

Dahmani Lahlou : Titulaire d'un master of sciences de l'Université de Géorge Washington (USA).

Spécialité : Calcul des structures métalliques.

Fonction actuelle : Maître assistant chargé de cours au département de génie civil faculté du génie de la construction de l'Université Mouloud Mammeri (Tizi-Ouzou).

Domaine d'intérêt : Structures métalliques, Modélisation numérique, comportement mécanique des structures.

Prépare actuellement une thèse d'Etat ayant trait au comportement thermo-mécanique des structures de génie civil.

Ce manuel présente d'une manière simple les différentes étapes de calcul d'un hangar industriel avec un rappel du cours au début de chaque étape. Il s'adresse aux étudiants des filières de génie civil, et tous ceux qui désirent s'initier au calcul des structures métalliques.

Les calculs ont été conduits selon les règlements en vigueur : CM66, NV65, N84 modifié 95, et RNV99 Algérien.

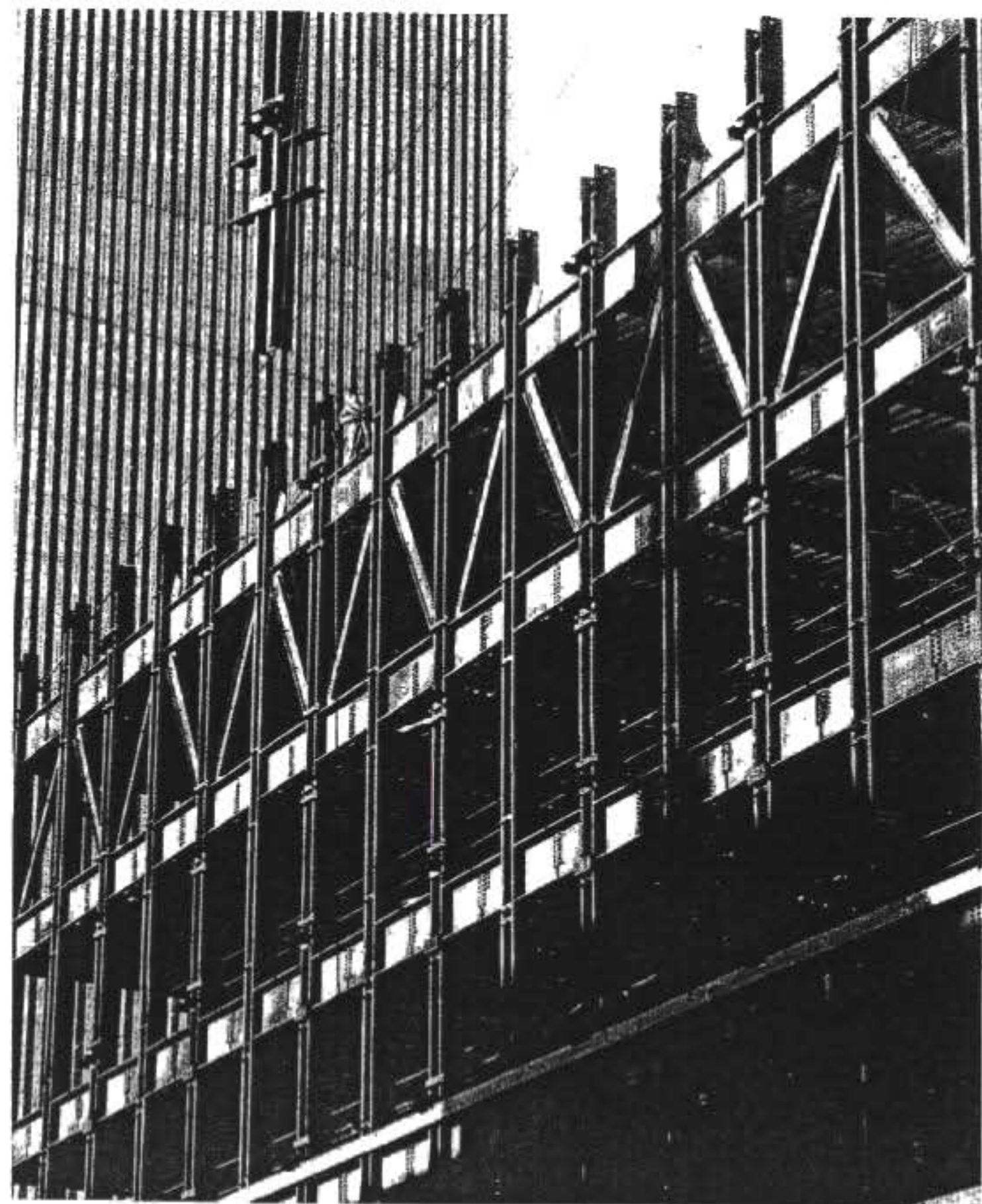


Lahlou DAHMANI

Calcul des éléments résistants
d'une construction métallique

Lahlou DAHMANI

Calcul des éléments résistants d'une construction métallique



Prix : 180 DA



4640

U. P. O

Office des Publications Universitaires

Lahlou DAHMANI
Maître Assistant, Chargé de Cours
Département de Génie -Civil
Université Mouloud MAMMERI (Tizi-Ouzou)

**CALCUL
DES ELEMENTS RESISTANTS
D'UNE
CONSTRUCTION METALLIQUE**



OFFICE DES PUBLICATIONS UNIVERSITAIRES
1, Place centrale de Ben-Aknoun (Alger)

TABLE DES MATIERES

CH.I- Etude au vent selon NV65	11
1- Généralités et définition.....	11
2- Détermination de la pression de calcul du vent.....	11
3- Pression dynamique de base.....	12
4- Coefficient de pression résultant.....	16
4.1- Coefficient de pression extérieure.....	16
4.2- Coefficient de pression intérieure.....	18
5- Action d'ensemble.....	22
6- Exemple de calcul au vent d'un hangar industriel.....	27
CH.II- Action de la neige selon N 84	57
1- Objet et domaine d'application.....	57
2- Charge de neige sur le sol.....	57
3- Charge de neige sur la toiture.....	58
4- Cas de répartition des charges.....	58
4- Coefficients de forme.....	59
5- Exemple d'application.....	68
CH.III- Calcul des pannes	71
1- Introduction.....	71
2- Détermination des sollicitations.....	71
3- Principe de dimensionnement.....	72
4- Exemple d'application.....	74
5- Calcul des liernes.....	89
6- Calcul de l'échantignolle.....	91
CH.IV- Calcul des lisses	95
1- Introduction.....	95
2- Détermination des sollicitations.....	95
3- Principe de dimensionnement.....	95
4- Exemple d'application.....	96

CH.V- Calcul des potelets	101
1- Introduction.....	101
2- Détermination des sollicitations.....	101
3- Principe de dimensionnement.....	102
4- Exemple d'application.....	104
CH.VI- Calcul des contreventements	109
1- Introduction.....	109
2- Les différents types de contreventement.....	109
3- Calcul de la poutre au vent en pignon.....	110
4- Vérification des montants de la poutre au vent.....	114
5- Calcul de la palée de stabilité en long pan.....	118
CH.VII- Calcul des fermes	121
1- Introduction.....	121
2- Type de ferme de toitures.....	121
3- Les assemblages dans les fermes.....	123
4- Détermination des charges et surcharges.....	124
5- Choix de la section.....	125
6- Exemple d'application.....	128
CH.VIII- Calcul des poteaux	145
1- Introduction.....	145
2- Efforts dans les poteaux.....	145
3- Calcul des poteaux.....	146
4- Exemple d'application.....	147
CH.IX- Bases des poteaux	157
1- Introduction.....	157
2- pied de poteau articulé.....	158
2.1- Surface de la platine.....	158
2.2- Epaisseur de la platine.....	158
3- Les tiges d'ancrages.....	159
4- Exemple d'application.....	160

CH.X- Etude au vent selon RNV 99	165
1- Introduction.....	165
2- Domaine d'application.....	165
3- Détermination de la pression statique du vent.....	165
3.1- Calcul de la pression dynamique.....	166
3.2- Valeur de la pression dynamique de référence.....	166
4- Calcul du coefficient d'exposition	167
5- Calcul des facteurs de site.....	168
5.1- Catégorie du terrain.....	168
5.2- Coefficient de rugosité.....	169
5.3- Coefficient de topographie.....	169
6- Calcul du coefficient dynamique.....	170
7- Détermination des coefficients de pression.....	170
7.1- Coefficient de pressions extérieures.....	170
7.2- Coefficients de pressions intérieures.....	177
8- Exemple d'application.....	178
9- Action d'ensemble.....	194
CH.XI- Action de la neige selon RNV 99	201
1- Objet et domaine d'application.....	201
2- Charge de neige sur le sol.....	201
3- Charge de neige sur la toiture.....	202
4- Coefficients de forme.....	202
4.1- Toiture simple à un versant.....	203
4.2- Toiture simple à deux versants.....	204
4.3- Toiture à versant multiple symétrique.....	205
4.5- Toiture à versant multiple dissymétrique.....	206
5- Exemple d'application.....	206
ANNEXE	209
BIBLIOGRAPHIE	217

Avant-propos

Le présent manuel, qui s'adresse aux ingénieurs ainsi qu'aux étudiants de génie civil, a pour principal objet de présenter d'une manière simple les différentes étapes de calcul d'une hall industrielle avec un rappel théorique au début de chaque chapitre.

Ce manuel s'adresse en général à tous ceux qui, ayant acquis les connaissances de base en Résistance des Matériaux, et en réglementation relative aux structures en acier, souhaitent aborder le calcul élémentaire des structures métalliques.

Les calculs ont été conduits selon les règlements en vigueur ; *CM 66* pour le dimensionnement des différents éléments de la construction, *NV 65* modifiées 99 , *N 84* modifiées 95 et le règlement Algérien *RNV99* pour les effets de la neige et du vent.

Toutefois, tant dans le choix de la méthode de calcul que la présentation générale, des améliorations sont certainement possibles, et les suggestions des lecteurs seront étudiées avec intérêt en vue d'éditions ou de travaux complémentaires ultérieurs.

Je tiens à remercier toute personne ayant contribué à l'élaboration et à l'impression de ce manuel, en particulier Messieurs Mechiche Mohand Oussalem et Labiod Mahfoud , enseignants à la faculté de génie de la construction , qui ont lu le texte et qui ont apporté leurs suggestions et commentaires constructifs.

Mr. Dahmani Lahlou

Année 2004

SYMBOLES UTILISES

Les principaux symboles utilisés sont les suivants :

CHARGES

G : Charges permanentes
P : Surcharges d'entretien
 N_n : Neige normale
 N_e : Neige extrême
 V_n : Vent normal
 V_e : Vent extrême
 F_e : Force d'entraînement

SOLLICITATIONS

Q_x : Charge appliquée dans le plan \perp à l'âme
 Q_y : Charge appliquée dans le plan de l'âme
 M_x : Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Q_y
 M_y : Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Q_x
N : Effort normal
T : Effort tranchant

CARACTERISTIQUE DU MATERIAU

E : Module d'élasticité longitudinale
 σ_e : Contrainte limite d'élasticité
 ν : Coefficient de Poisson

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS

A : Aire de la section transversale
I : Moment d'inertie de flexion
W : Module de résistance de la section
p: Poids propre

i : rayon de giration

t : Epaisseur

xx' : Axe parallèle aux semelles (Axe fort)

yy' : Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible)

AUTRES SYMBOLES

σ : Contrainte normale

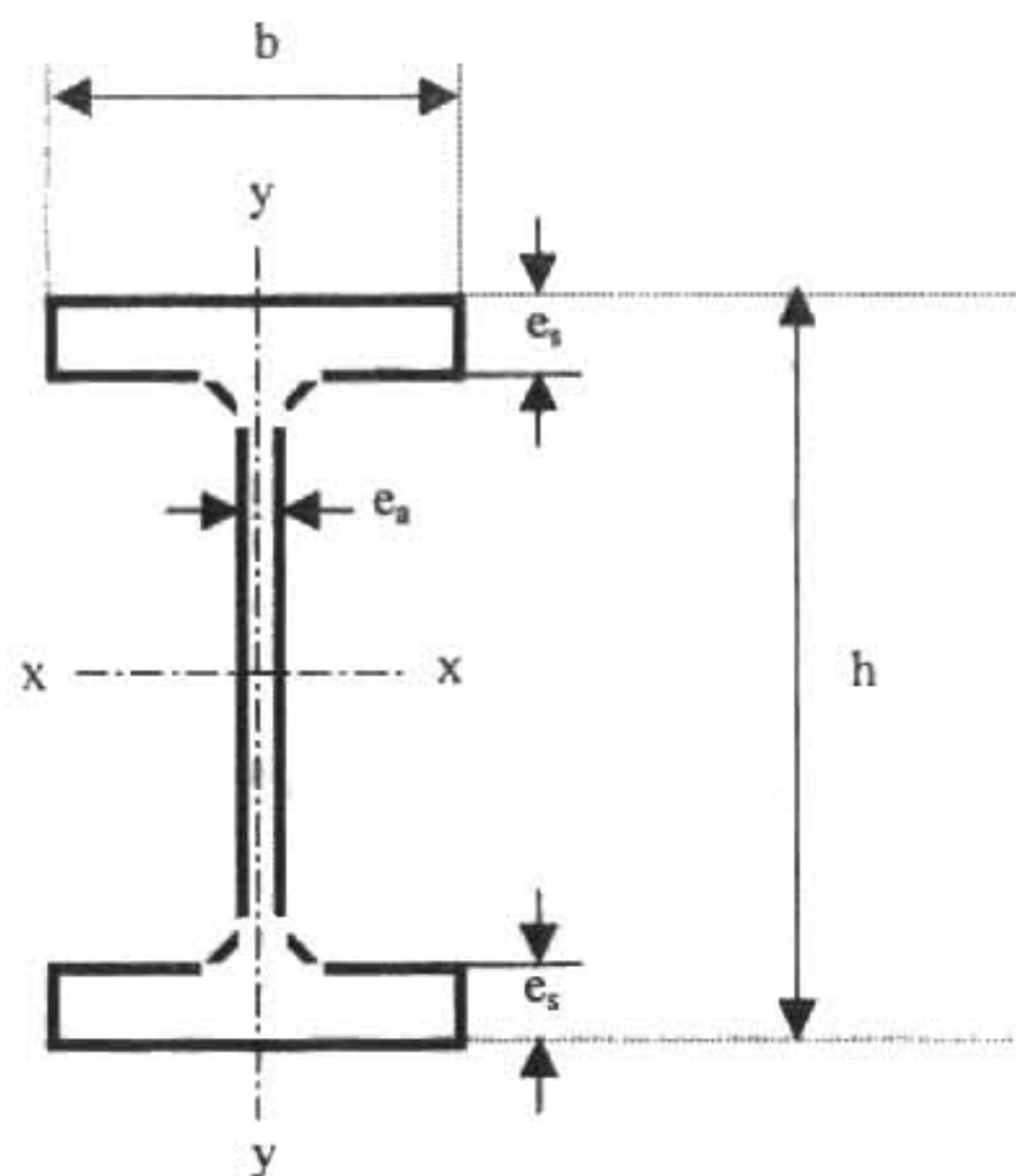
τ : Contrainte de cisaillement

Δ : Déplacement

λ : Elancement

f : Flèche

f_{ad} : Flèche admissible



Etude au vent selon NV 65

1- Généralités et définitions :

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses 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 : (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol) .
- Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi).

2- Détermination de la pression de calcul du vent.

La pression statique de calcul du vent est donnée par la formule suivante:

$$P = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot C_r \quad \text{D'après N.V. 65}$$

avec q_h : pression dynamique agissant à la hauteur h .

k_s : coefficient de site.

k_m : coefficient de masque.

δ : coefficient de réduction.

C_r : coefficient résultant.

Pour une hauteur h (en mètres) au - dessus du sol, la pression dynamique q_h est donnée par la formule suivante :

$$q_h = 2.5 \times \frac{h+18}{h+60} q_{10} \quad \text{valable pour } h \leq 500m \text{ (NV 65, art.1.241)}$$

avec

q_{10} : pression dynamique de base (agissant à la hauteur $h = 10m$)

h : hauteur du point considéré.

Remarques :

1. La hauteur h est comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.
2. Pour les constructions en bordure immédiate du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.
3. Au delà de 1000 m. le cahier de charges doit obligatoirement prescrire les pressions dynamiques de base à prendre en compte dans les calculs.
4. Lorsque le sol environnant la construction présente des dénivellations avec fortes pentes, la hauteur h est comptée à partir d'un niveau inférieur à celui du pied de la construction.

3- Pression dynamique de base : q_{10}

Les règles fixent, pour chaque région, une pression dynamique de base normale et une pression dynamique de base extrême. Elles sont déterminées à une hauteur $h = 10$ m. au dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et pour une surface de 0.50 m. de côté.

La pression dynamique de base est donnée par le tableau 1 suivant:

Tableau 1 : Pression dynamique de base q_{10}

Zone	Normale (daN/m ²)	Extrême (daN/m ²)
1	40	70
2	50	87.5
3	60	105

* voir tableau 4 (en page16) pour les différentes zones du vent en Algérie

Remarques:

1- Le rapport de la pression dynamique extrême à la pression dynamique de base normale est égale à 1.75 :
($V_e = 1.75 V_n$) (NV.65,art.1,22)

2- les valeurs de la pression dynamique de base sont tirées de la formule de Bernouilli suivante :
 $q = \frac{1}{2} \rho . v^2 \cong v^2 / 16.3$ (dan/m²) avec v = vitesse du vent (m/s)

3.1- modification des pressions dynamiques de base

3.1.1- effet de la hauteur au-dessus du sol

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur h dépend de plusieurs facteurs : le site, la vitesse maximale du vent et le freinage dû au sol.

Soit q_h la pression dynamique agissant à la hauteur h au-dessus du sol exprimée en mètres, q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

Pour h compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_h et q_{10} est défini par la formule :

avec

q_{10} : pression dynamique de base (agissant à la hauteur $h = 10m$)

h : hauteur du point considéré.

Remarques :

1. La hauteur h est comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.
2. Pour les constructions en bordure immédiate du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.
3. Au delà de 1000 m. le cahier de charges doit obligatoirement prescrire les pressions dynamiques de base à prendre en compte dans les calculs.
4. Lorsque le sol environnant la construction présente des dénivellations avec fortes pentes, la hauteur h est comptée à partir d'un niveau inférieur à celui du pied de la construction.

3- Pression dynamique de base : q_{10}

Les règles fixent, pour chaque région, une pression dynamique de base normale et une pression dynamique de base extrême. Elles sont déterminées à une hauteur $h = 10$ m. au dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et pour une surface de 0.50 m. de côté.

La pression dynamique de base est donnée par le tableau 1 suivant:

Tableau 1 : Pression dynamique de base q_{10}

Zone	Normale (daN/m ²)	Extrême (daN/m ²)
1	40	70
2	50	87.5
3	60	105

* voir tableau 4 (en page 16) pour les différentes zones du vent en Algérie

Remarques:

1- Le rapport de la pression dynamique extrême à la pression dynamique de base normale est égale à 1.75 :
($V_e = 1.75 V_n$) (NV.65, art.1,22)

2- les valeurs de la pression dynamique de base sont tirées de la formule de Bernouilli suivante :
 $q = \frac{1}{2} \rho \cdot v^2 \cong v^2 / 16.3$ (dan/m²) avec v = vitesse du vent (m/s)

3.1- modification des pressions dynamiques de base

3.1.1- effet de la hauteur au-dessus du sol

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur h dépend de plusieurs facteurs : le site, la vitesse maximale du vent et le freinage dû au sol.

Soit q_h la pression dynamique agissant à la hauteur h au-dessus du sol exprimée en mètres, q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

Pour h compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_h et q_{10} est défini par la formule :

avec

q_{10} : pression dynamique de base (agissant à la hauteur $h = 10m$)

h : hauteur du point considéré.

Remarques :

1. La hauteur h est comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.
2. Pour les constructions en bordure immédiate du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.
3. Au delà de 1000 m. le cahier de charges doit obligatoirement prescrire les pressions dynamiques de base à prendre en compte dans les calculs.
4. Lorsque le sol environnant la construction présente des dénivellations avec fortes pentes, la hauteur h est comptée à partir d'un niveau inférieur à celui du pied de la construction.

3- Pression dynamique de base : q_{10}

Les règles fixent, pour chaque région, une pression dynamique de base normale et une pression dynamique de base extrême. Elles sont déterminées à une hauteur $h = 10$ m. au dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et pour une surface de 0.50 m. de côté.

La pression dynamique de base est donnée par le tableau 1 suivant:

Tableau 1 : Pression dynamique de base q_{10}

Zone	Normale (daN/m ²)	Extrême (daN/m ²)
1	40	70
2	50	87.5
3	60	105

* voir tableau 4 (en page 16) pour les différentes zones du vent en Algérie

Remarques:

1- Le rapport de la pression dynamique extrême à la pression dynamique de base normale est égale à 1.75 :
($V_e = 1.75 V_n$) (NV.65,art.1,22)

2- les valeurs de la pression dynamique de base sont tirées de la formule de Bernouilli suivante :
 $q = \frac{1}{2} \rho . v^2 \cong v^2 / 16.3$ (dan/m²) avec v = vitesse du vent (m/s)

3.1- modification des pressions dynamiques de base

3.1.1- effet de la hauteur au-dessus du sol

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur h dépend de plusieurs facteurs : le site, la vitesse maximale du vent et le freinage dû au sol.

Soit q_h la pression dynamique agissant à la hauteur h au-dessus du sol exprimée en mètres, q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

Pour h compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_h et q_{10} est défini par la formule :

$$q_h = 2.5 \times \frac{h+18}{h+60} q_{10} \quad (NV.65, \text{art.1,241})$$

La hauteur h est comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.

Pour les constructions en bordure immédiate du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.

Lorsque le sol environnant la construction présente des dénivellations avec fortes pentes, la hauteur h est comptée à partir d'un niveau inférieur à celui du pied de la construction.

3.1.2- effet de site

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrême définies ci-dessus doivent être multipliées par un coefficient de site K_s .

Les coefficients de site K_s sont donnés par le tableau 2 suivant en fonction de la nature du site (protégé, normal ou exposé).

Tableau 2 : Les coefficients de site

	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site exposé	1.35	1.30	1.25

Remarques :

Les règles NV65 considèrent trois types de sites :

1. Site protégé. Exemple : Fond de cuvette bordé de collines sur tout son pourtour et protégé ainsi pour toutes les directions du vent.
2. Site normal. Exemple: Plaine ou plateau de grande étendue pouvant présenter des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 % (vallonnements, ondulations).
3. Site exposé. Exemples : Au voisinage de la mer ; le littoral en général (sur une profondeur d'environ 6 km) ; le sommet des falaises ; les îles ou presqu'îles étroites. A l'intérieur du pays : les vallées étroites où le vent s'engouffre etc..

3.13- effet de masque

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Une réduction d'environ 25% de la pression dynamique de base peut être appliquée dans le cas où on peut compter sur un effet d'abri résultant de la présence d'autres constructions. Mais pour des raisons de sécurité on prend généralement $K_m = 1$.

3.14- effet des dimensions

Le vent est irrégulier, surtout au voisinage du sol, et ne souffle pas avec la même vigueur simultanément en tout point d'une même surface ; la pression moyenne diminue donc quand la surface frappée augmente. On en tient compte en multipliant la pression

dynamique par un coefficient réducteur (δ) fonction de la plus grande dimension, horizontale ou verticale, de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul.

Remarque :

La totalité des réductions autorisées par les règles: effet de masque et de dimension ne doit en aucun cas, dépasser 33 %. (NV.65, art. 1,245)

4- Calcul du coefficient de pression résultant C_r :

Le coefficient de pression résultant C_r est déterminé comme suit:

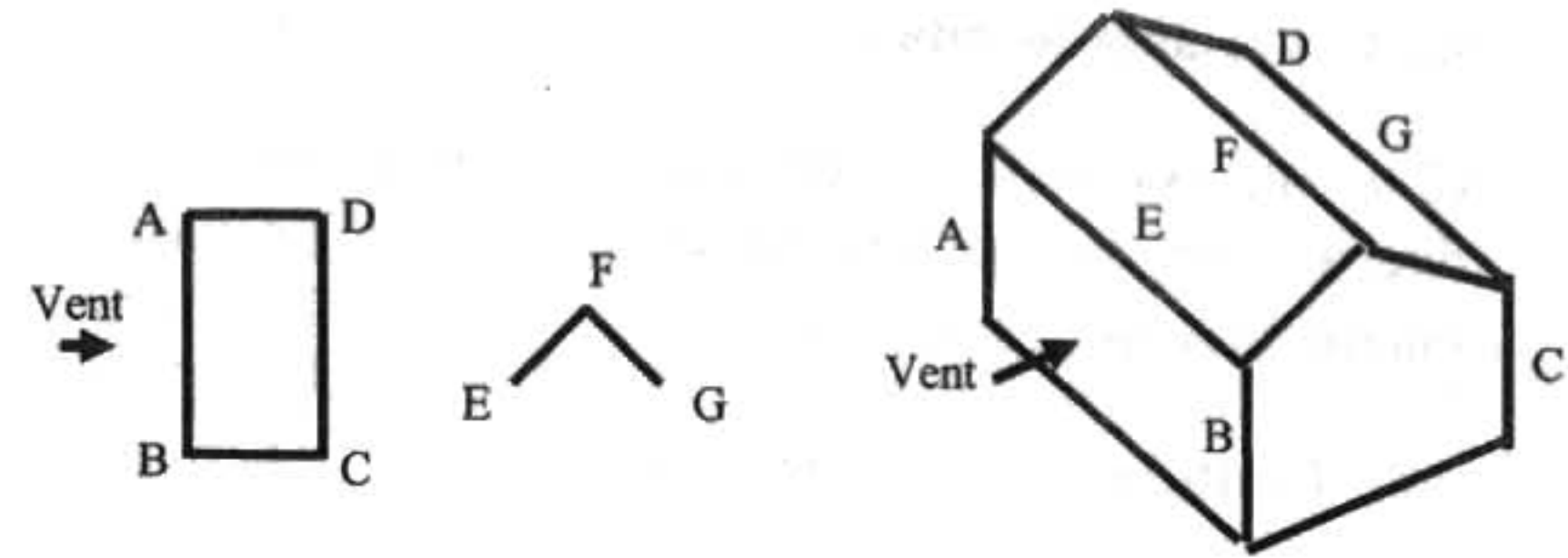
$$C_r = C_e - C_i$$

avec: C_e : coefficient de pression extérieure
 C_i : coefficient de pression intérieure

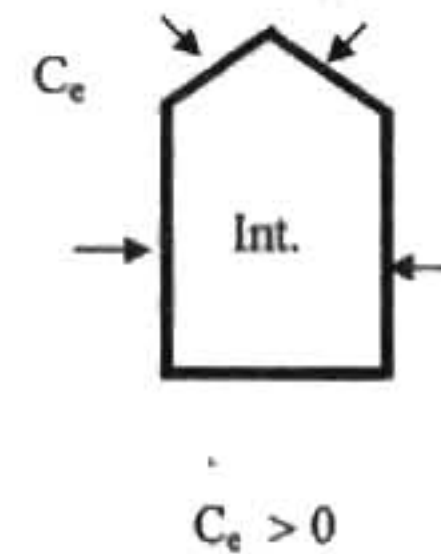
4.1- Coefficient de pression extérieure C_e :

Pour une direction donnée du vent, les faces de la construction situées du côté du vent sont dites "au vent" les autres y compris les faces pour lesquelles le vent est rasant, sont dites "sous vent".

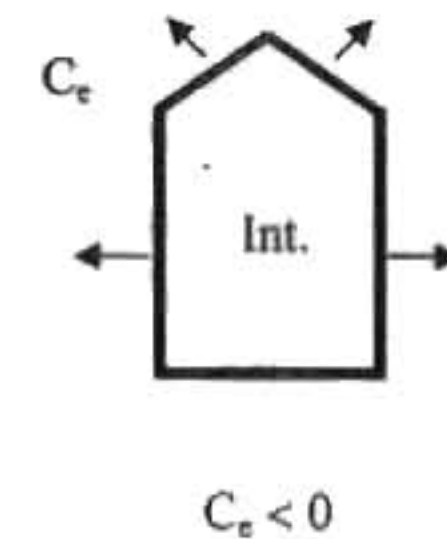
- Paroi AB " au vent "
- Parois BC, CD et AD " sous vent "
- Versant EF " au vent "
- Versant FG " sous vent "



4.1.1- Convention de signes:



Pression (Surpression)

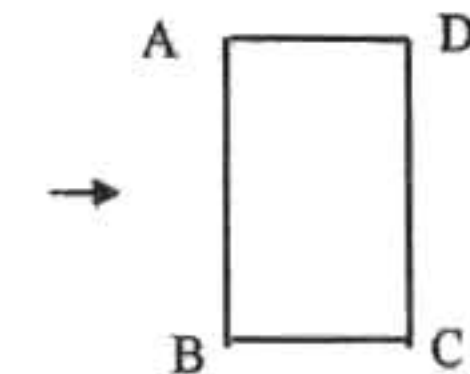


Dépression (Succion)

4.1.2- Parois verticales:

Face AB "au vent":
 $C_e = + 0.8$

Faces BC,CD et AD "sous vent":
 $C_e = - (1.3 \gamma_0 - 0.8)$



avec γ_0 : coefficient donné par le diagramme (R-III-5) du règlement N.V.65 en fonction des dimensions de la construction. (voir aussi annexe I)

4.1.3- Versants de toitures:

C_e est déterminé par le diagramme (R-III-6) N.V.65 suivant la direction du vent en fonction de (γ_0) et de l'inclinaison de la toiture. (voir aussi annexe II)

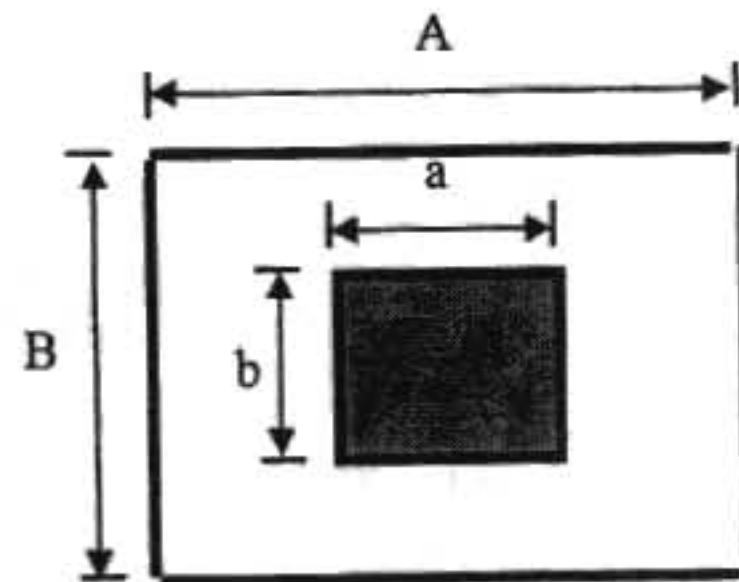
4.2- Coefficient de pression intérieure C_i :

Le coefficient de pression intérieur " C_i " est déterminé en fonction de la direction du vent et des perméabilités des parois (pourcentage de surface des ouvertures dans la surface totale de la paroi) qui permet à l'effet du vent de se manifester à l'intérieur du bâtiment par une surpression ou une dépression.

4.2.1- Perméabilités des parois:

Une paroi à une perméabilité au vent $\mu\%$ si elle comporte des ouvertures dont la somme des aires représente $\mu\%$ de son aire totale.

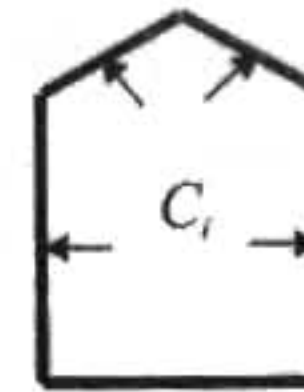
$$\mu\% = \frac{a \times b}{A \times B} \times 100$$



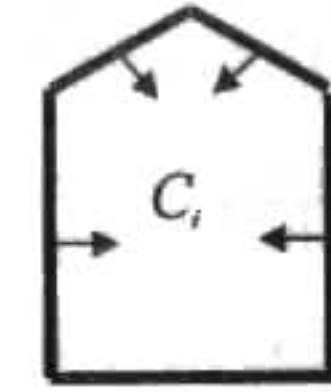
On considère trois catégories de constructions:

- Construction fermée: $\mu \leq 5\%$
- Construction partiellement ouverte: $5\% < \mu < 35\%$
- Construction ouverte: $\mu \geq 35\%$

4.2.2- Convention de signe:



Pression intérieure ($C_i > 0$)



Dépression intérieure ($C_i < 0$)

4.3- Valeurs des coefficients de pression intérieurs C_i

4.3.1- Parois verticales:

a- Constructions fermées: $\mu \leq 5\%$

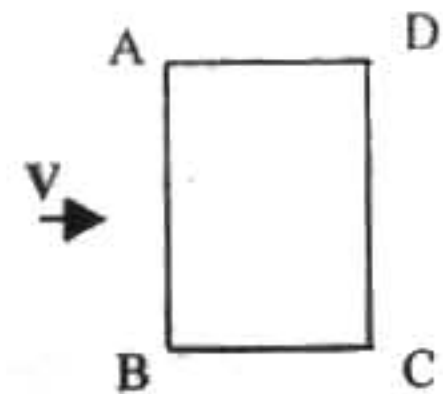
Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD, on applique:

Soit une pression:

$$C_i = +0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

Soit une dépression:

$$C_i = -0.6 (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$



b- Construction à une paroi ouverte : $\mu \geq 35\%$

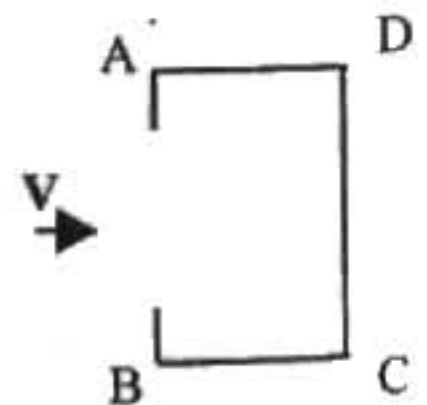
b.1- Paroi ouverte au vent:

Paroi AB ($\mu \geq 35$) :

$$C_i = -0.6 (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$

Parois BC, CD et AD ($\mu \leq 5$) :

$$C_i = +0.8$$



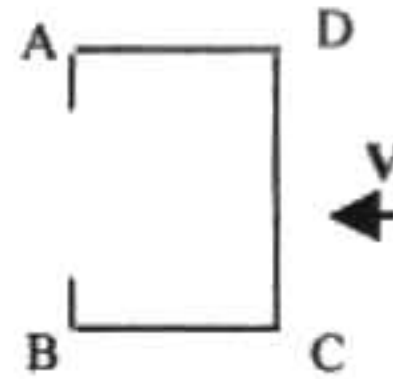
b.2- Paroi ouverte ($\mu \geq 35$) sous le vent, normale au vent :

Paroi AB ($\mu \geq 35$) :

$$C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

Parois BC, CD et AD ($\mu \leq 5$) :

$$C_i = - (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$



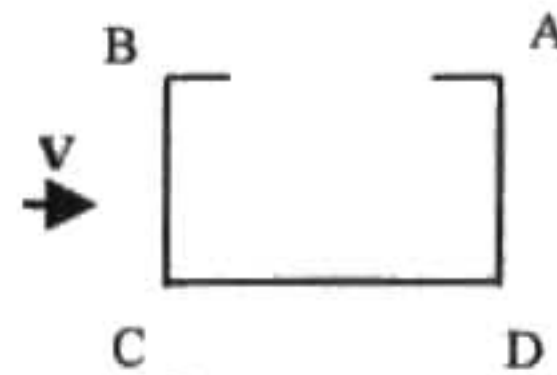
b.3- Paroi ouverte ($\mu \geq 35$) sous le vent, parallèle au vent.

Paroi AB ($\mu \geq 35$) :

$$C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

Parois BC, CD et AD ($\mu \leq 5$) :

$$C_i = - (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$



c- Construction ouverte comportant deux parois opposées ouvertes :

c.1- Parois ouvertes ($\mu \geq 35$) normales au vent :

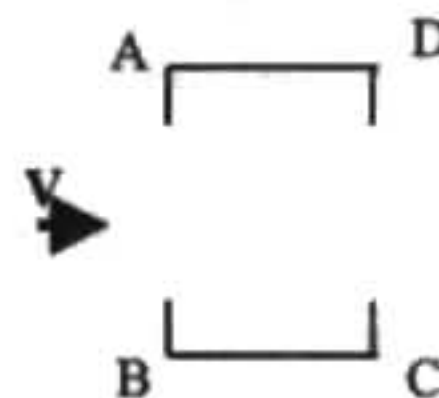
Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD, on applique :

Soit une surpression :

$$C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

Soit une dépression :

$$C_i = - 0.6 (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$



c.2- Parois ouvertes ($\mu \geq 35$) parallèles au vent :

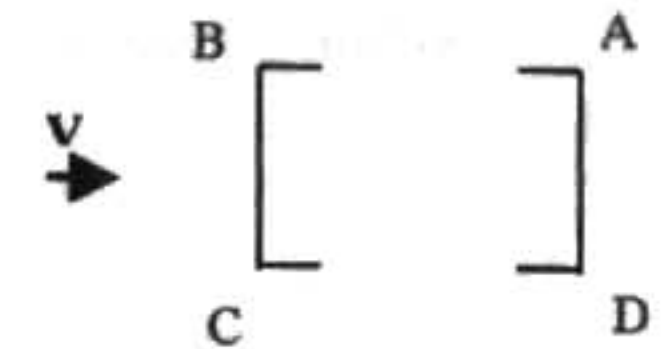
Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD, on applique :

soit une surpression :

$$C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

soit une dépression :

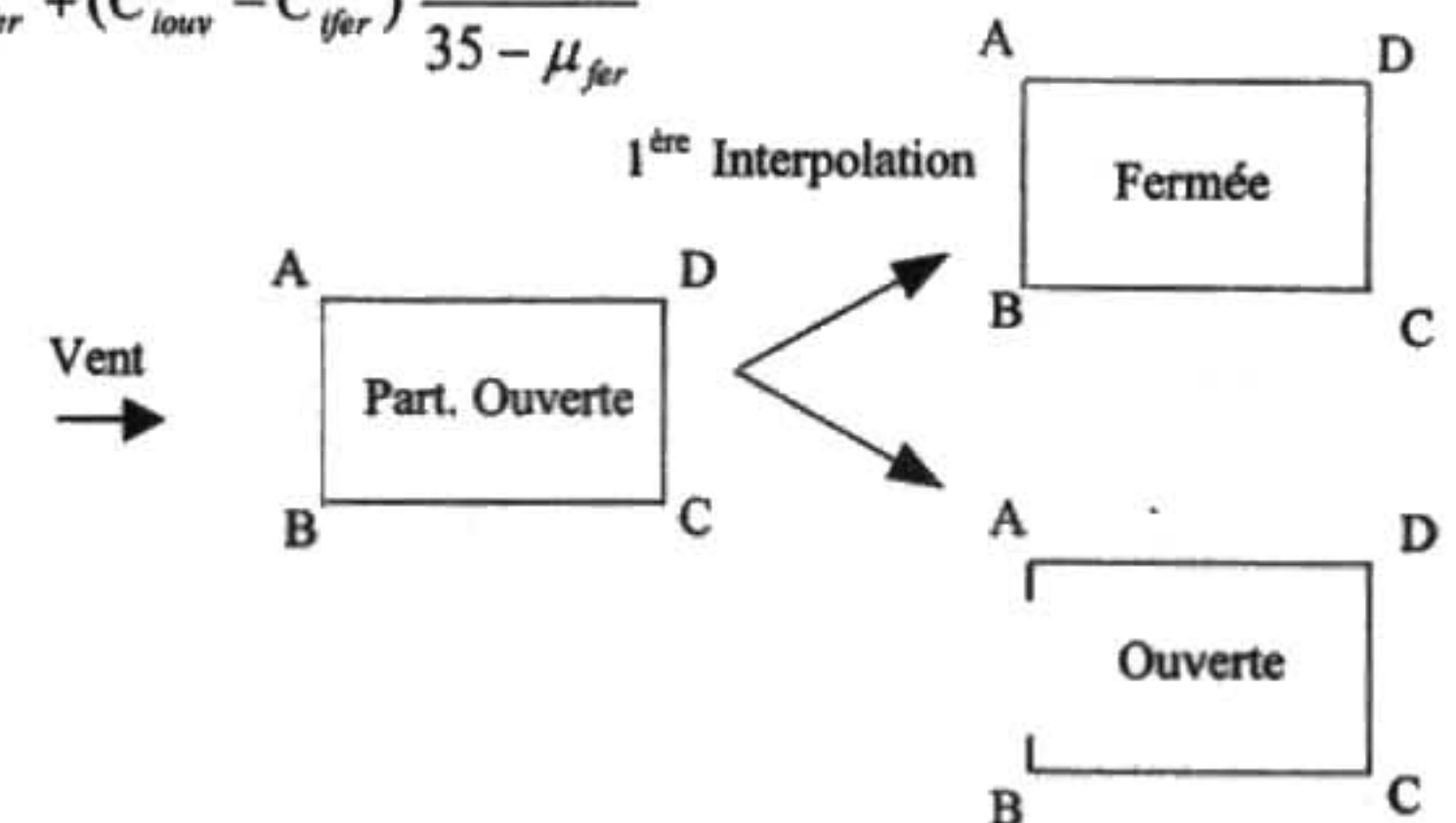
$$C_i = - (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$



d- Constructions partiellement ouvertes ($5 < \mu < 35$) :

On applique sur les faces intérieures des différentes parois soit des surpressions soit des dépressions par interpolation pour chaque direction du vent entre les actions intérieures de même signes déterminées selon la construction est fermée ou ouverte.

$$C_i = C_{fer} + (C_{louv} - C_{fer}) \frac{\mu - \mu_{fer}}{35 - \mu_{fer}}$$



ou bien

$$C_i = C_{louv} - (C_{louv} - C_{fer}) \frac{35 - \mu}{35 - \mu_{fer}}$$

4.3.2- Versants de toitures:

Le coefficients de pression intérieures " C_i " pour la toiture est le même que ceux des parois intérieures fermées.

5- Action d'ensemble :

Cette action permet de calculer les éléments principaux assurant la stabilité de l'ouvrage : portiques, contreventements, poteaux, etc. L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique de toutes les actions sur les différentes parois. Pour certains ensembles, elle peut se décomposer :

- suivant la direction horizontale du vent en une composante **T Traînée**, produisant un effet d'entraînement et de renversement ;
- suivant une direction verticale ascendante, en une composante **U Portance**, produisant un effet de soulèvement et, éventuellement, de renversement.

Dans quelques cas particuliers, ces deux composantes peuvent être calculées directement à l'aide des coefficients globaux C_r et C_u. Par exemple pour une construction à base rectangulaire et à toiture terrasse :

- la force d'entraînement ou de renversement est exprimée par :

$$T = 1.3qha$$

quelle que soit la nature de la construction (fermée ou ouverte).

- La force de soulèvement ou bien portance centrée est exprimée par :

- constructions fermées : $U = 0.8qS_u$

- constructions ouvertes : $U = 1.3qS_u$

S_u : l'aire de la projection horizontale de la construction.

L'action d'ensemble ainsi calculée doit être frappée dans certains cas par un coefficient de majoration β (voir tableau 3), au moins égal à l'unité, donné en fonction de la période T, en seconde, du mode fondamental d'oscillation de l'ouvrage, pour tenir compte de l'effet produit par une succession de rafales de vent.

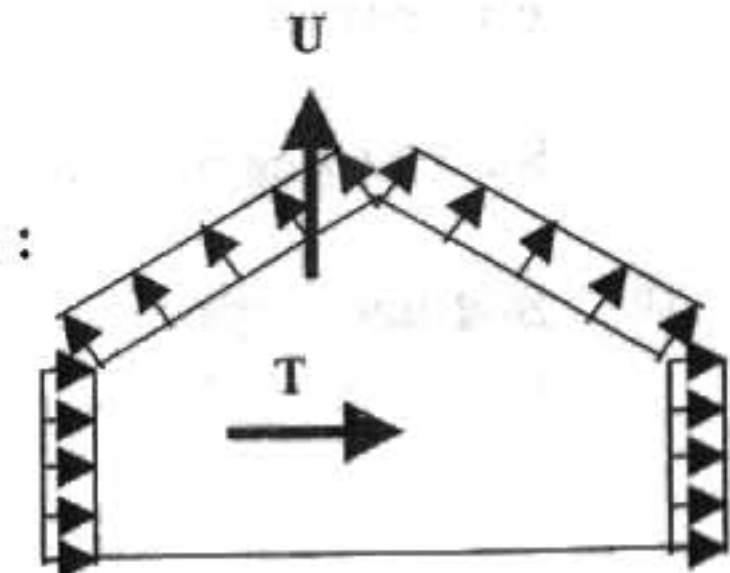
Tableau 3 : Coefficient de majoration dynamique

Ossature	Pression normale	Pression extrême
Béton armé	$\beta = 0.7 + 0.3\sqrt{T}$ sans excéder 1.27	$\beta = 0.85(0.7 + 0.3\sqrt{T})$ sans excéder 1.08
Acier	$\beta = 0.5 + 0.5\sqrt{T}$ sans excéder 1.47	$\beta = 0.85(0.5 + 0.5\sqrt{T})$ sans excéder 1.25

5.1- Bloc unique à toiture unique :

5.1.1- Vent normal aux génératrices :

L'action d'ensemble est obtenue par la composition géométrique des actions résultantes totales sur les différentes parties de la construction.

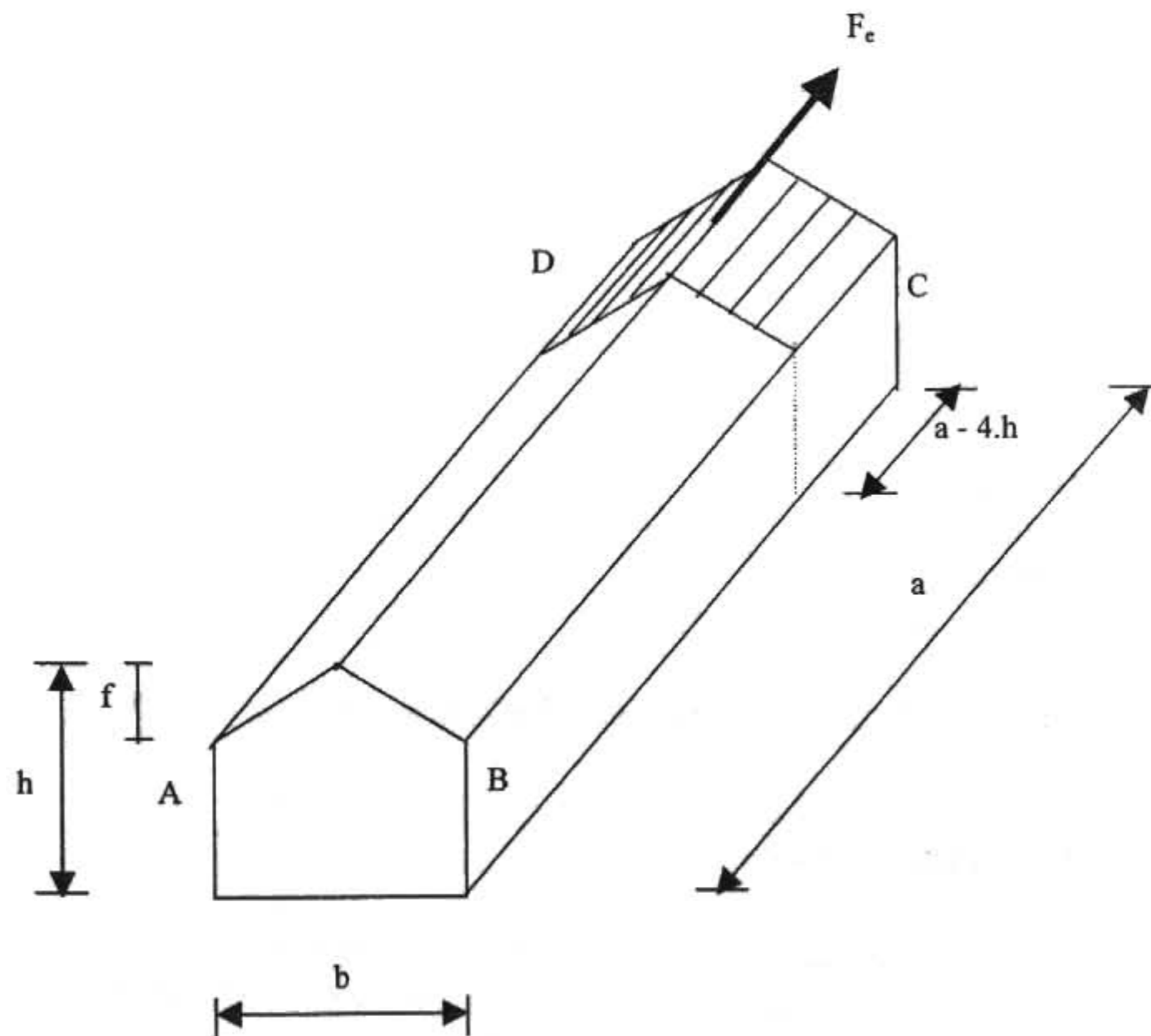


5.1.2- Vent parallèle aux génératrices :

L'action d'ensemble est obtenue par la composition géométrique des actions résultantes totales sur les différentes parties de la construction et éventuellement d'une force horizontale d'entraînement définie ci-après :

$$F_e = C_t \cdot q_h \cdot S$$

 valable uniquement lorsque : $\frac{a}{h} > 4$



avec :

$$S = b \cdot \cos \alpha \cdot (a - 4h)$$

$$F_e = C_t \cdot q_h \cdot S$$

Valable si : $a > 4.h$ avec $S = \text{Longueur}(ABC) \times (a - 4.h)$

$$\text{Longueur}(ABC) = \frac{b}{\cos \alpha}$$

q_h : pression dynamique au niveau de la crête de la toiture.

C_t : coefficient qui peut prendre les valeurs suivantes :

$C_t = 0.01$ si la surface est plane.

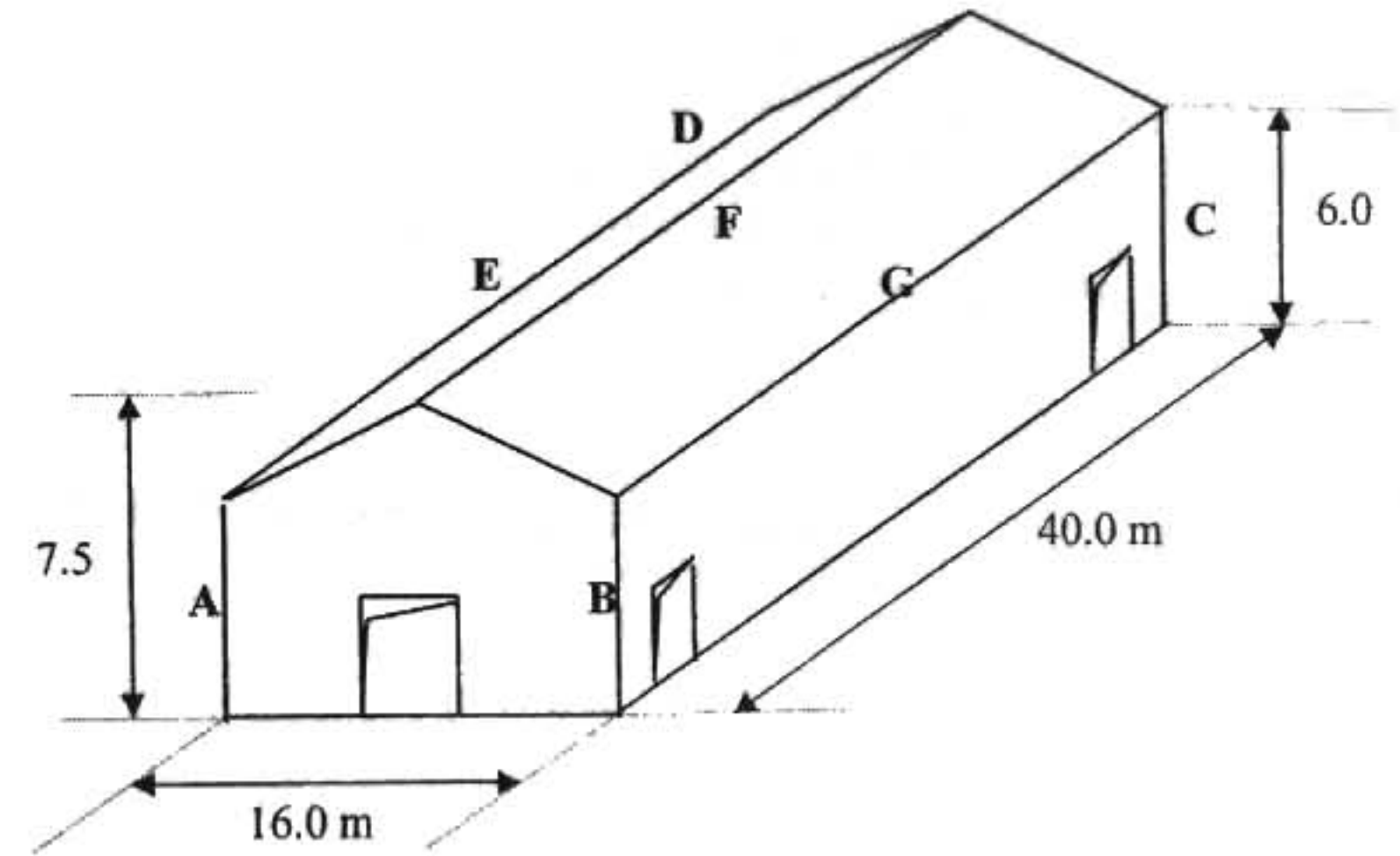
$C_t = 0.02$ si la surface comporte des plis ou ondes normaux à la direction du vent.

$C_t = 0.04$ si la surface comporte des nervures normales à la direction du vent.

Tableau 4 : Classifications des zones de neige en Algérie

Ordre	Wilayas	Zone	Ordre	Wilayas	Zone
01	ADRAR	II	25	CONSTANTINE	I
02	CHLEF	I	26	MEDEA	I
03	LAGHOUAT	III	27	MOSTAGANEM	I
04	OUM EL BOUAGHI	I	28	M'SILA	III
05	BATNA	I	29	MASCARA	I
06	BEDJAIA	I	30	OUARGLA	II
07	BISKRA	I	31	ORAN	I
08	BECHAR	II	32	EL-BAYADH	II
09	BLIDA	I	33	ILLIZI	I
10	BOUIRA	I	34	B. B. ARRERIDJ	I
11	TAMANRASSET	I	35	BOUMERDES	I
12	TEBESSA	I	36	EL TARF	I
13	TLEMEN	I	37	TINDOUF	II
14	TIARET	II	38	TISSEMSILT	I
15	TIZI OUZOU	I	39	EL OUED	I
16	ALGER	I	40	KHENCHELA	I
17	DJELFA	III	41	SOUK AHRAS	I
18	JJEL	I	42	TIPAZA	I
19	SETIF	I	43	MILA	I
20	SAIDA	I	44	AIN DEFLA	I
21	SKIKDA	I	45	NAAMA	II
22	SIDI BEL ABBES	I	46	A. TIMOUCHENT	I
23	ANABA	I	47	GHARDIA	II
24	GUELMA	I	48	RELIZANE	I

6- Exemple de calcul au vent d'un hangar industriel :



Faire une étude au vent d'un hangar industriel de la figure ci-dessus :

Données :

Longueur : 40 m

largeur : 16 m

Hauteur totale : $h = 7.5$ m

Lieu d'implantation du hangar : Tizi-Ouzou

Nature du site : Normal

Construction : Non masqué

Ouvertures : Paroi AB : Une ouverture de (4×4) m.Parois BC et AD : Deux ouvertures de (2×2) m.

Paroi CD : Sans ouvertures.

Solution :

1- Calcul des perméabilités des parois μ % :

Le calcul de la perméabilité des parois nous permet de connaître la nature de la construction (fermée, ouverte, ou partiellement ouverte ?).

- Paroi AB : une ouverture de (4×4)m.

$$\mu = \frac{4 \times 4}{6 \times 16 + \left(\frac{1.50 \times 16}{2} \right)} \times 100 = 15\%$$

$5\% < \mu = 15\% < 35\% \Rightarrow$ la paroi AB est partiellement ouverte.

- Parois BC, et AD : deux ouvertures de (2×2)m.

$$\mu = \frac{(2 \times 2) \times 2}{40 \times 6} \times 100 = 3.3\%$$

$\mu = 3.3\% < 5\% \Rightarrow$ les parois BC, et AD sont fermées.

- Paroi CD : sans ouvertures.

$\mu = 0\% < 5\% \Rightarrow$ la paroi CD est fermée.

2- Calcul des rapports de dimensions λ :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{7.5}{40} \cong 0.2$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{7.5}{16} \cong 0.5$$

2.1- Calcul du coefficient γ_0 :

a- Vent normal à la grande face S_a : (γ_0^a)

$\lambda_b = 0.2 < 0.5 \Rightarrow$ on calcule (γ_0^a) par le quadrant inférieur gauche (voir Annexe I) en fonction de λ_b .

$$\lambda_b = 0.5 \Rightarrow \gamma_0^a = 1.00$$

b- Vent normal à la petite face S_b : (γ_0^b)

$\lambda_b = 0.5 < 1.0 \Rightarrow$ on calcule (γ_0^b) par le quadrant inférieur droit (voir Annexe I) en fonction de λ_a .

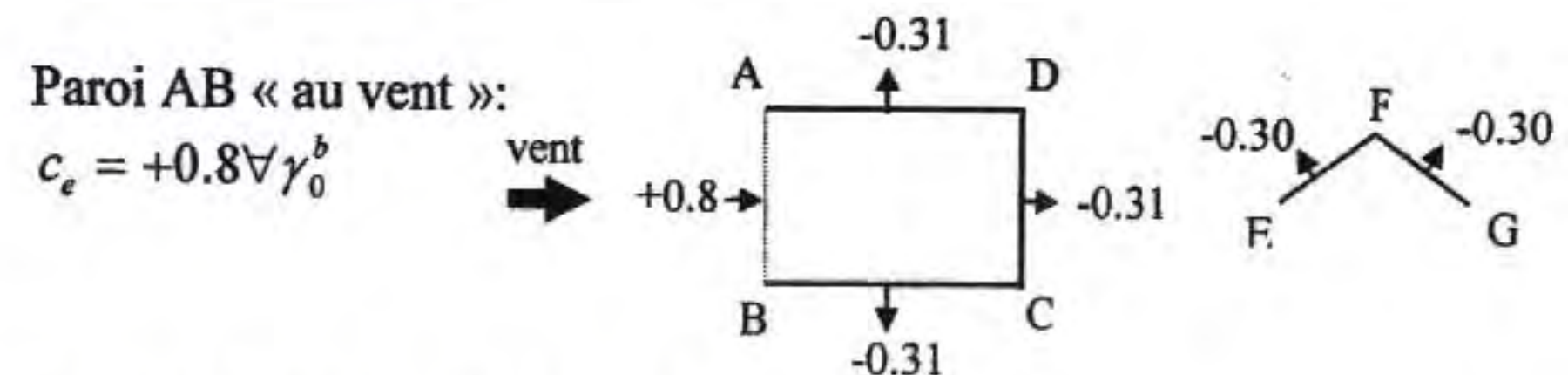
$$\lambda_a = 0.2 \Rightarrow \gamma_0^b = 0.85$$

3- Calcul des coefficients de pression :

3.1- Coefficients de pression extérieures C_e :

a- Vent normal à la petite face S_b : (γ_0^b)

a1- Parois verticales :



Parois BC, CD, et AD « sous vent » :

$$c_e = -(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.31$$

a2- Versants de toitures : vent // aux génératrices

pour ($\alpha = 0$ et $\gamma_0^b = 0.85$) $\Rightarrow c_e = -0.30$ (Voir Annexe II)

b- Vent normal à la grande face S_a : (γ_0^a)

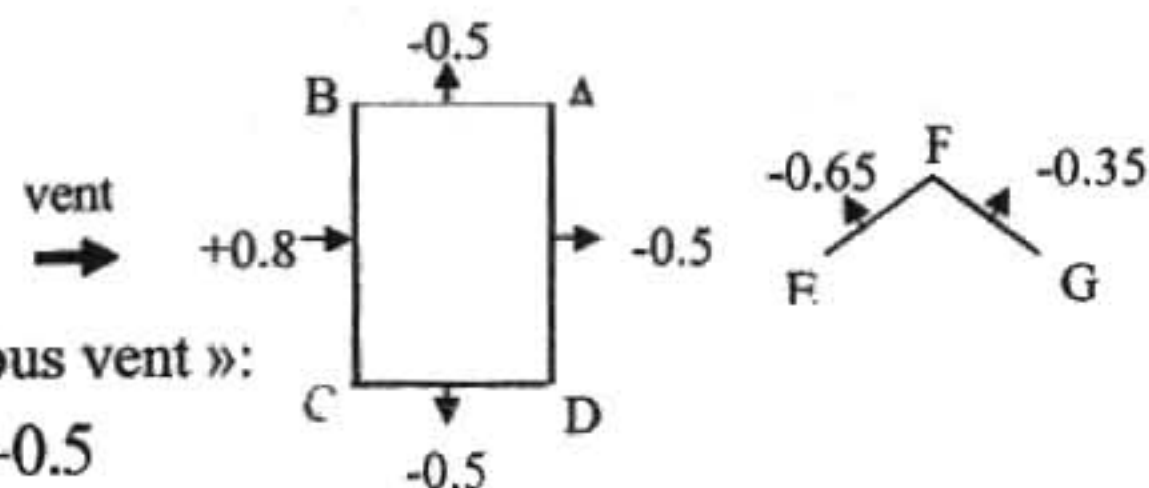
b1- Parois verticales :

Paroi BC « au vent » :

$$c_e = +0.8 \forall \gamma_0^a$$

Parois CD, AD, et AB « sous vent » :

$$c_e = -(1.3\gamma_0^a - 0.8) = -0.5$$



b2- Versants de toitures : vent \perp aux génératrices.

pour ($\alpha = 11^\circ$ et $\gamma_0^a = 1.00$)

Versant EF « au vent » $\Rightarrow c_e = -0.65$ (Annexe II, quadrant droit)

Versant FG « sous vent » $\Rightarrow c_e = -0.35$ (Annexe II, quadrant gauche)

Remarque :

Les coefficients de pression extérieures de la toiture peuvent être calculés par les formules empiriques suivantes : (NV.65, art. 2,931-21)

1- Vent normal aux génératrices :

Versant au vent :

$$c_e = -2 \left(0.25 + \frac{|\alpha|}{100} \right) \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq 10$$

$$c_e = -2 \left(0.45 - \frac{|\alpha|}{100} \right) \quad \text{pour } 10 \leq \alpha \leq 40$$

Versant sous vent :

$$c_e = -1.5 \left(0.333 - \frac{|\alpha|}{100} \right) \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq 10$$

$$c_e = -0.5 \left(0.60 + \frac{|\alpha|}{100} \right) \quad \text{pour } 10 \leq \alpha \leq 40$$

2- Vent parallèle aux génératrices :

La valeur de C_e pour les deux versants est donnée par l'une des formules ci-dessus en faisant $\alpha = 0$.

3.2- Coefficients de pression intérieures C_i :

a- Vent normal à la petite face AB : (γ_0^b)

a1- Parois verticales :

Hypothèse :

Les coefficients de pression intérieures pour la construction partiellement ouverte (cas a) sont calculés par interpolation linéaire entre la construction fermée (cas b) et la construction ouverte (cas c).

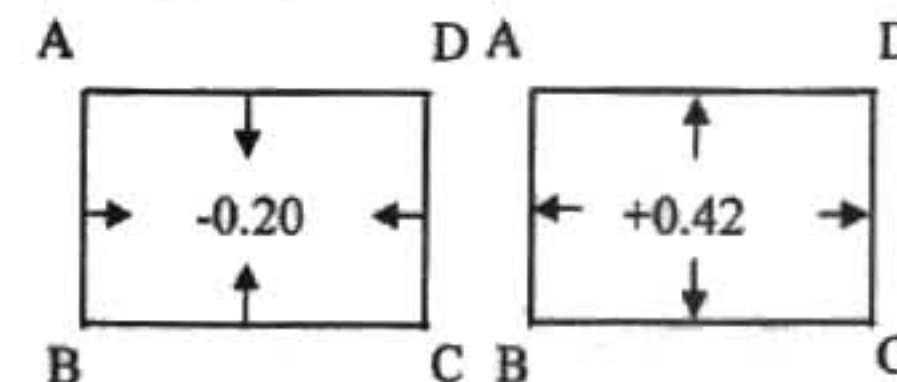
Cas b : (construction fermée).

Sur chacune des parois intérieures on applique :

Soit une dépression :

$$c_i = -0.6(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.18 \quad \text{vent} \rightarrow$$

on prend $c_i = -0.20$



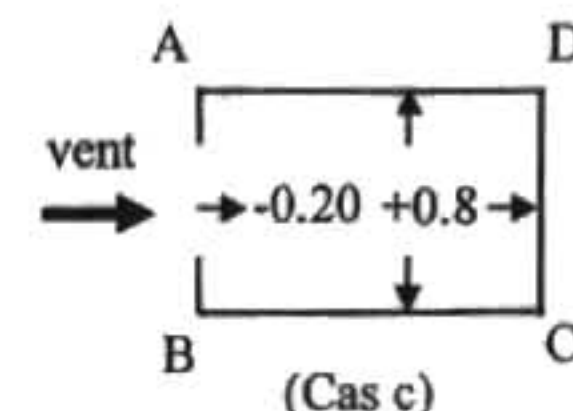
Soit une pression :

$$c_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^b) = +0.42$$

(Cas b)

Cas c : (construction ouverte).

$$\text{Paroi AB: } c_i = -0.6(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.18$$



(Cas c)

Soit $c_i = -0.20$

Parois BC,CD,etAD: $c_i = +0.8 \forall \gamma_0^b$

Cas a : (construction partiellement ouverte).

Interpolation linéaire entre le (cas b) et le (cas c)

Remarque 1:

D'après le règlement neige et vent (NV.65 art.2,14)

Lorsque : $-0.20 < C_i < 0 \Rightarrow$ on prend $C_i = -0.20$

Lorsque : $0 < C_i < +0.15 \Rightarrow$ on prend $C_i = +0.15$

Remarque 2:

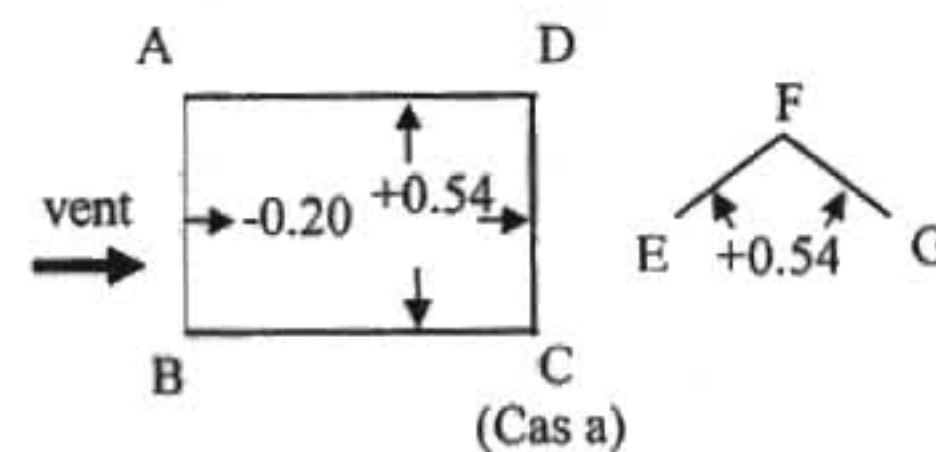
La première interpolation se fait toujours entre les actions de mêmes signes (NV.65, art. 2,144)

Paroi AB

$$c_{if} = -0.20 ; c_{io} = -0.20 \Rightarrow c_{ip} = -0.20$$

Parois BC,CD,etAD:

$$C_{if} = +0.42 ; C_{io} = +0.8 \Rightarrow$$



$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{\mu - \mu_f}{35 - 5} = +0.42 + (0.8 - 0.42) \frac{15 - 5}{35 - 5} = +0.54$$

a2- Versants de toitures :

Les coefficients de pression intérieures pour les versants de toitures auront les mêmes valeurs que celles des parois intérieures fermées.

Parois intérieures fermées : $C_{ip} = +0.54$

Versants de toitures (versants EF, et FG) : $C_{ip} = +0.54$

b- Vent normal à la petite face CD : (γ_0^b)

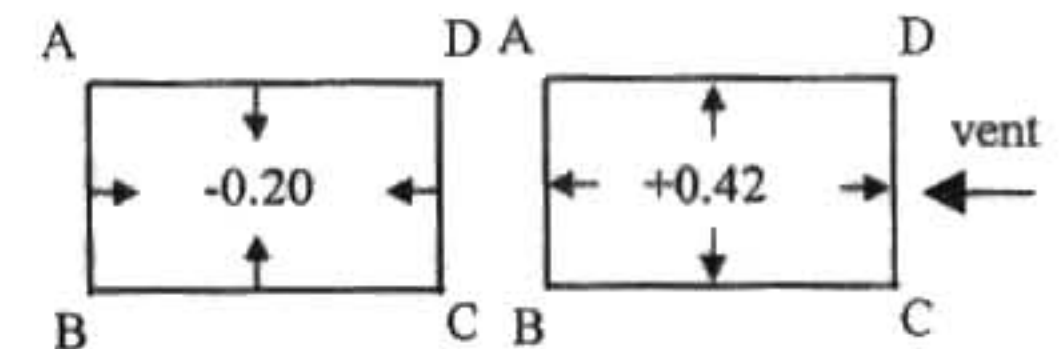
b1- Parois verticales :

Cas b : (construction fermée).

Soit une dépression :

$$c_i = -0.6(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.18$$

on prend $c_i = -0.20$



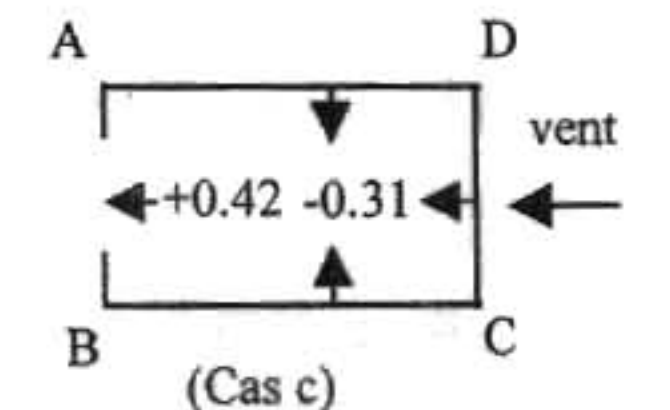
Soit une pression :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^b) = +0.42$$

Cas c : (construction ouverte).

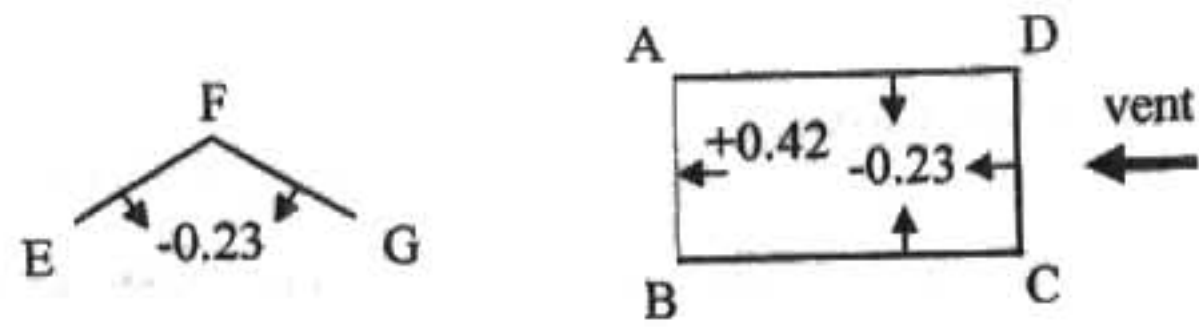
Paroi AB: $c_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^b) = +0.42$

Parois BC,CD,etAD: $c_i = -(1.3\gamma_0^b - 0.8) = -0.31$



Cas a : (construction partiellement ouverte).

Interpolation entre le (cas b) et le (cas c)



(Cas a)

Paroi AB : $C_{if} = +0.42$; $C_{io} = +0.42 \Rightarrow C_{ip} = +0.42$

Parois BC, CD, et AD: $C_{if} = -0.20$; $C_{io} = -0.31 \Rightarrow$

$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{\mu - \mu_f}{35 - 5} = (-0.20) + [(-0.31) - (-0.20)] \frac{15 - 5}{35 - 5} = -0.23$$

b2- Versants de toitures :

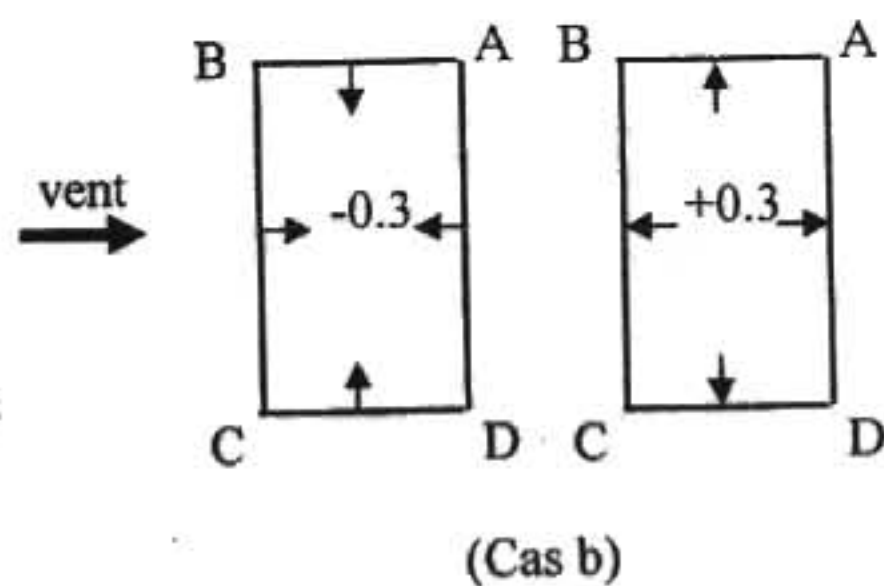
Les coefficients de pression intérieurs pour les versants de toitures auront les mêmes valeurs que celles des parois intérieures fermées.

Parois intérieures fermées : $C_{ip} = -0.23$
 Versants de toitures (versants EF, et FG) : $C_{ip} = -0.23$

c- Vent normal à la grande face BC : (γ_0^a)

c1- Parois verticales :

Cas b : (construction fermée).



(Cas b)

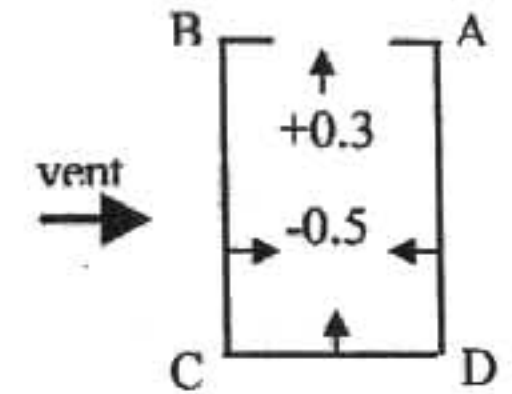
Sur chacune des parois intérieures on applique :

Soit une dépression :
 $C_i = -0.6(1.3\gamma_0^a - 0.8) = -0.3$

Soit une pression :

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^a) = +0.3$$

Cas c : (construction ouverte).



(Cas c)

Paroi AB: $C_i = +0.6(1.8 - 1.3\gamma_0^a) = +0.3$

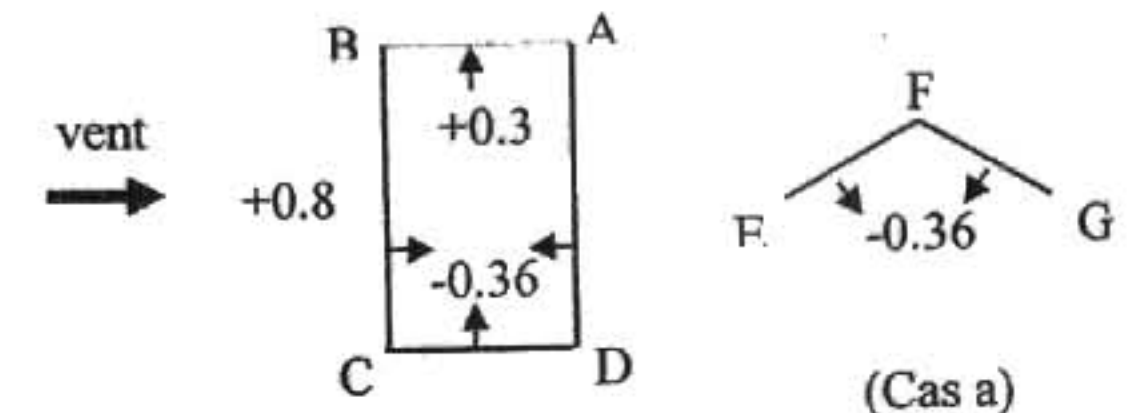
Parois BC, CD, et AD: $C_i = -(1.3\gamma_0^a - 0.8) = -0.5$

Cas a : (construction partiellement ouverte).

Interpolation linéaire entre les actions de même signes du (cas b) et du (cas c)

Paroi AB :

$$C_{if} = +0.3; C_{io} = +0.3 \Rightarrow C_{ip} = +0.3$$



(Cas a)

Parois BC, CD, et AD:

$$C_{if} = -0.3 ; C_{io} = -0.5 \Rightarrow$$

$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{\mu - \mu_f}{35 - 5} = (-0.3) + [(-0.5) - (-0.30)] \frac{15 - 5}{35 - 5} = -0.36$$

c2- Versants de toitures :

Les coefficients de pression intérieurs pour les versants de toitures auront les mêmes valeurs que celles des parois intérieures fermées.

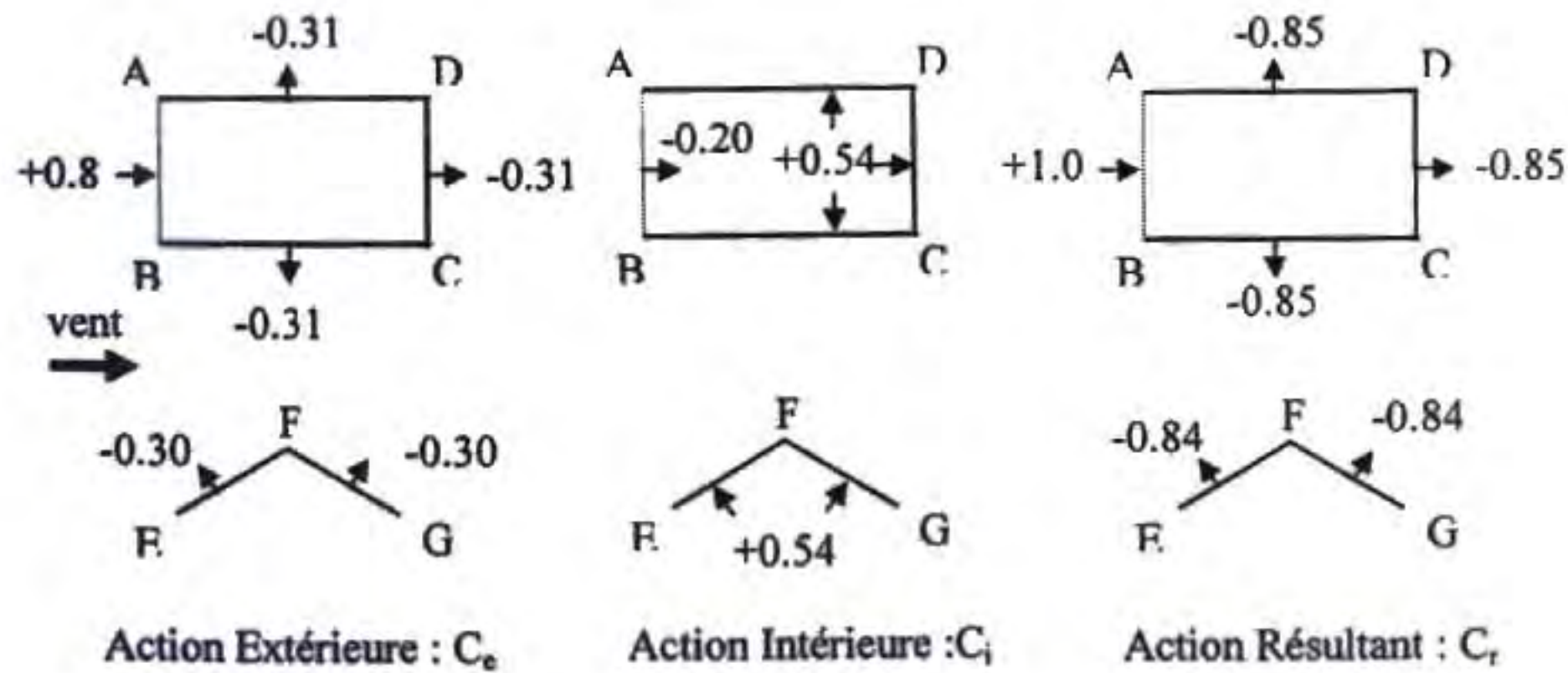
Parois intérieures fermées : $C_{ip} = -0.36$

Versants de toitures (versants EF, et FG) : $C_{ip} = -0.36$

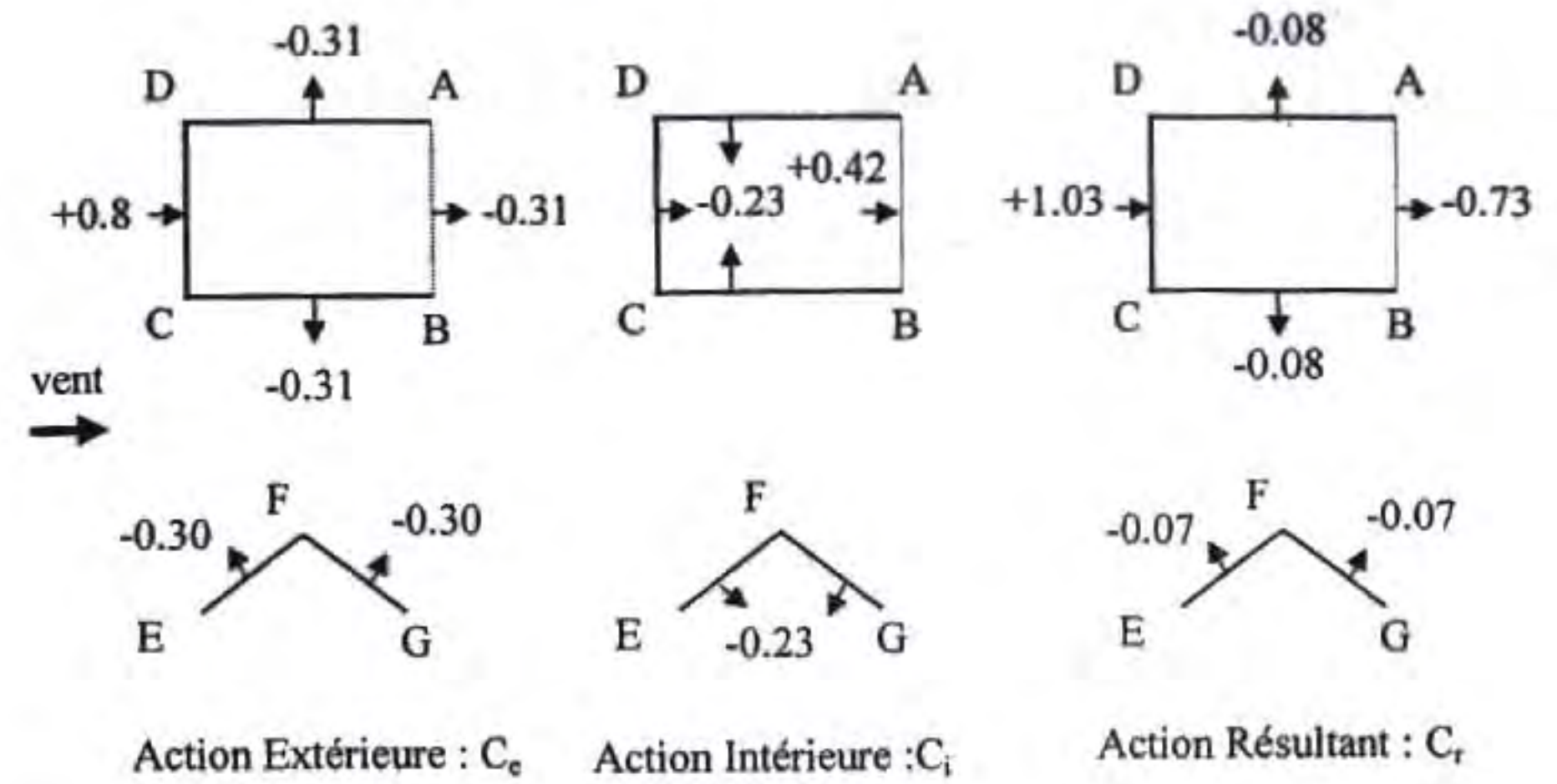
3.4- Coefficients de pression résultants C_r :

$$C_r = C_e - C_i$$

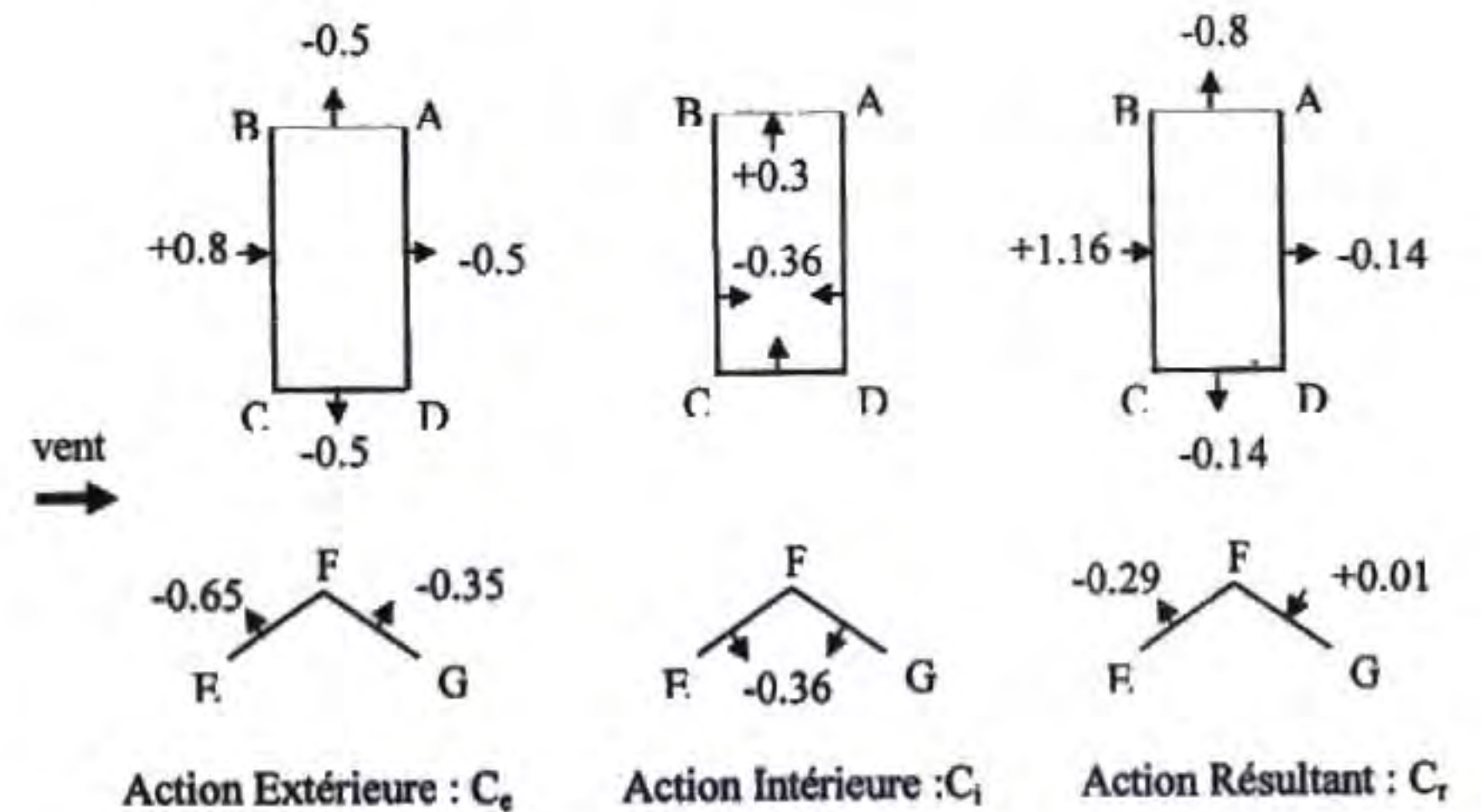
a- Vent normal à la paroi AB :



b- Vent normal à la paroi CD :



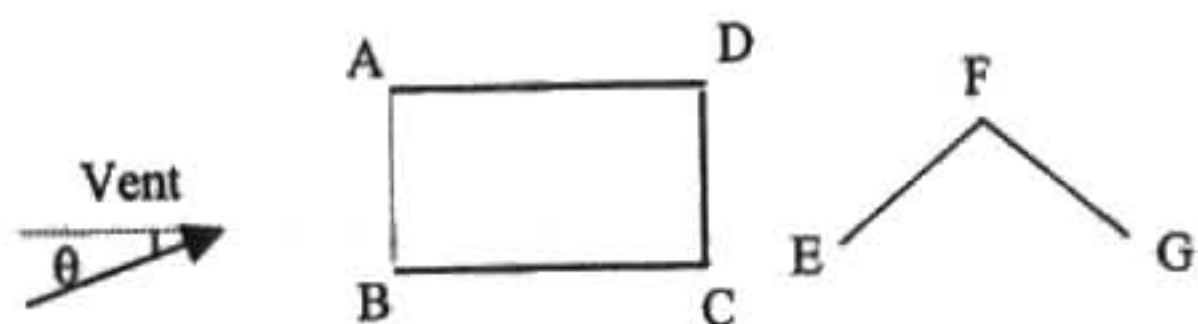
c- Vent normal à la paroi BC :



Les différents résultats des coefficients de pression obtenus ci-dessus sont regroupés dans le tableau n° 5 ci-contre.

Tableau 5 : Tableau récapitulatif des coefficients de pression :

Directio Du vent		PAROIS VERTICALES				VERSANT DE TOITURE	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
$\theta=0^\circ$	C_e	+0.8	-0.31	-0.31	-0.31	-0.30	-0.30
	C_i	-0.20	+0.54	+0.54	+0.54	+0.54	+0.54
	C_r	+1.0	-0.85	-0.85	-0.85	-0.84	-0.84
$\theta=90^\circ$	C_e	-0.5	+0.8	-0.5	-0.5	-0.65	-0.35
	C_i	+0.3	-0.36	-0.36	-0.36	-0.36	-0.36
	C_r	-0.8	+1.16	-0.14 (-0.20)	-0.14 (-0.20)	-0.29	+0.01 (+0.15)
$\theta=180^\circ$	C_e	-0.31	-0.31	+0.8	-0.31	-0.30	-0.30
	C_i	+0.42	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23
	C_r	-0.73	-0.08 (-0.20)	+1.03	-0.08 (-0.20)	-0.07 (-0.20)	-0.07 (-0.20)



Dans le tableau n°6 on a représenté les coefficients de pression résultants les plus défavorables pour le calcul des éléments de la construction.

Tableau 6 : Les actions résultantes C_r à retenir pour le calcul des éléments.

Pression	Parois verticales			Versants de toitures	
	AB	BC et AD	CD	EF	FG
Pression	+1.0	+1.16	+1.03	+0.15	+0.15
dépression	-0.8	-0.85	-0.85	-0.84	-0.84

Remarque :

D'après le règlement neige et vent (NV.65 art.2,14)

Lorsque : $-0.20 < C_i < 0 \Rightarrow$ on prend $C_i = -0.20$

Lorsque : $0 < C_i < +0.15 \Rightarrow$ on prend $C_i = +0.15$

4- Etude au vent dans le cas où la construction est fermée :

Remarque :

durant la nuit et les jours fériés les ouvertures sont généralement supposées fermées.

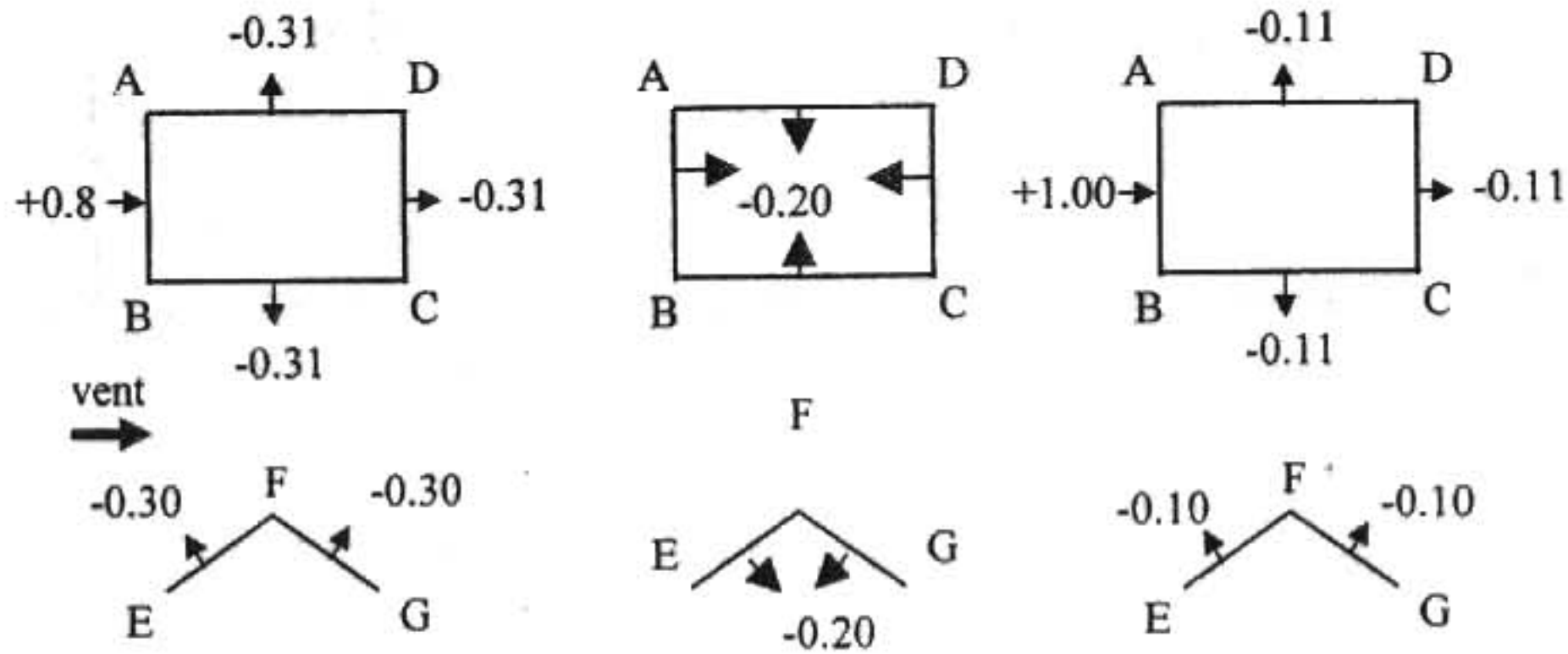
4.1- Coefficients de pression extérieures C_e : (même chose que précédemment; voir 3.1-).

4.3- Coefficients de pression résultants C_r :

$$C_r = C_e - C_i$$

a- Vent normal à la paroi AB :

Dépression intérieure :

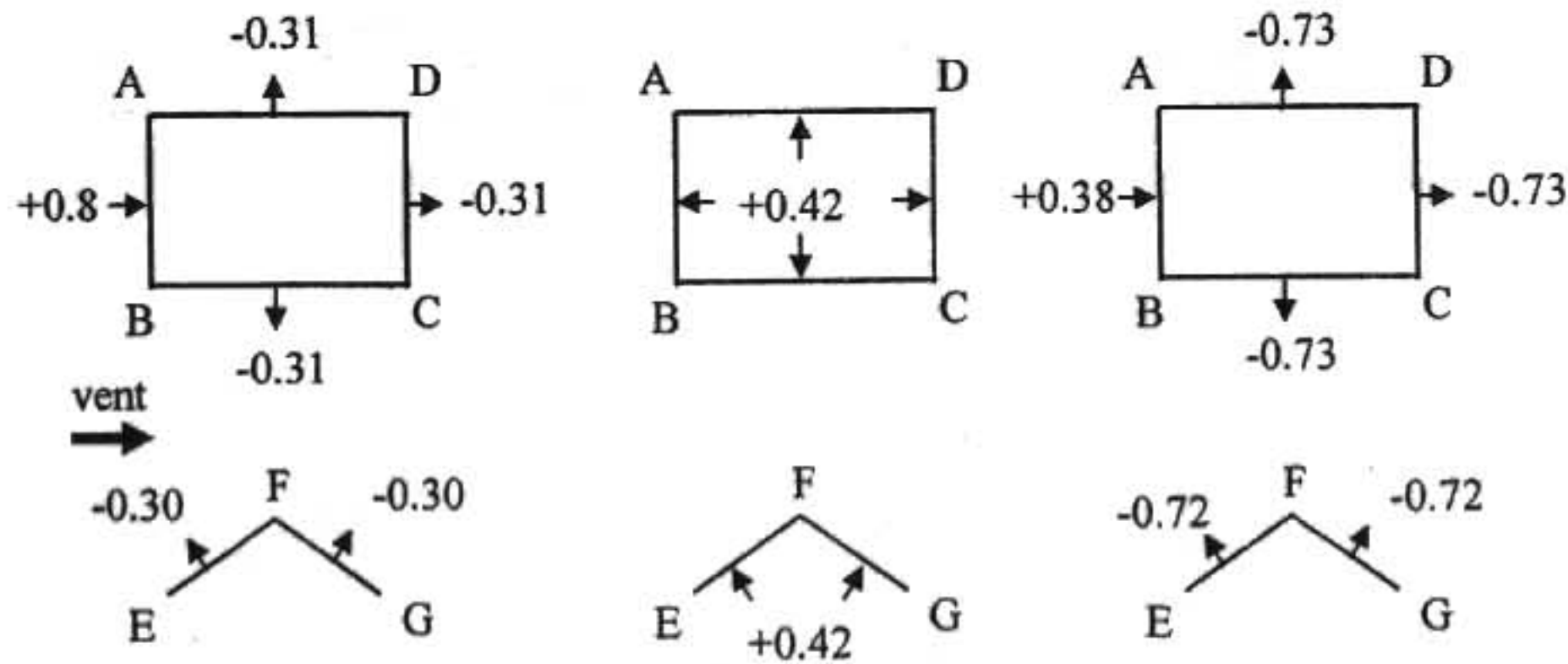


Action Extérieure : C_e

Action Intérieure : C_i

Action Résultant : C_r

Pression intérieure :



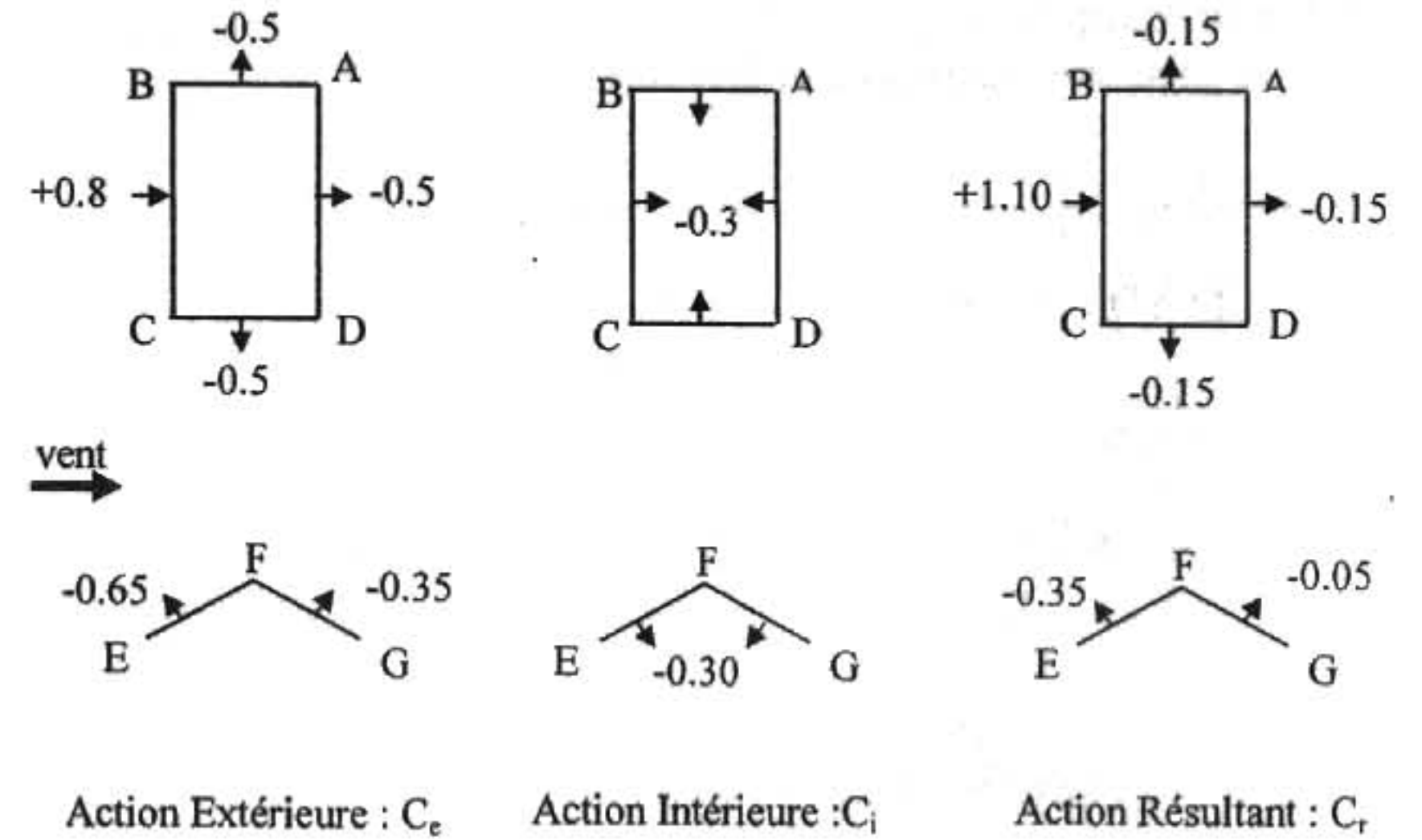
Action Extérieure : C_e

Action Intérieure : C_i

Action Résultant : C_r

b- Vent normal à la paroi BC :

Dépression intérieure :

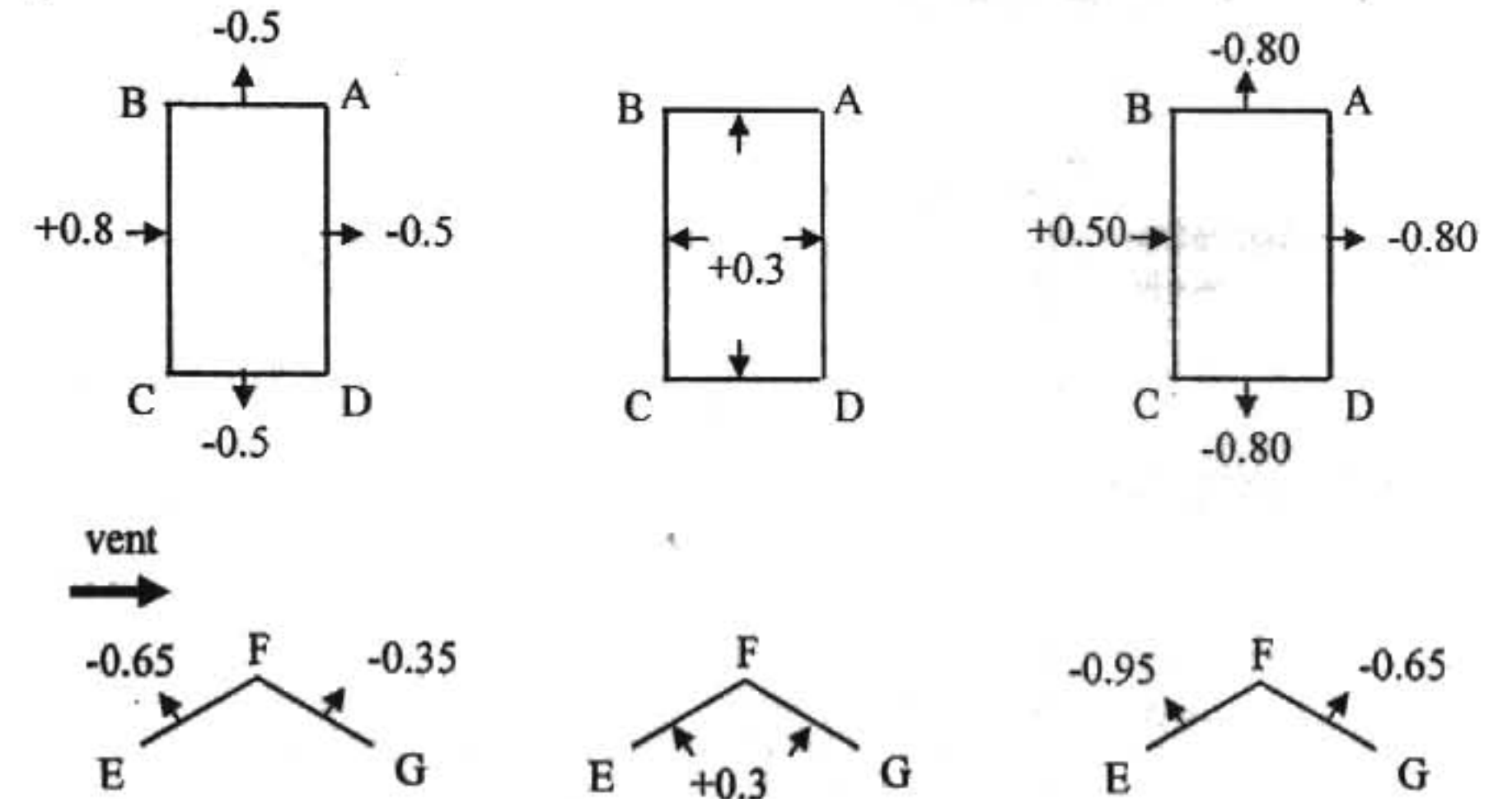


Action Extérieure : C_e

Action Intérieure : C_i

Action Résultant : C_r

pression intérieure :



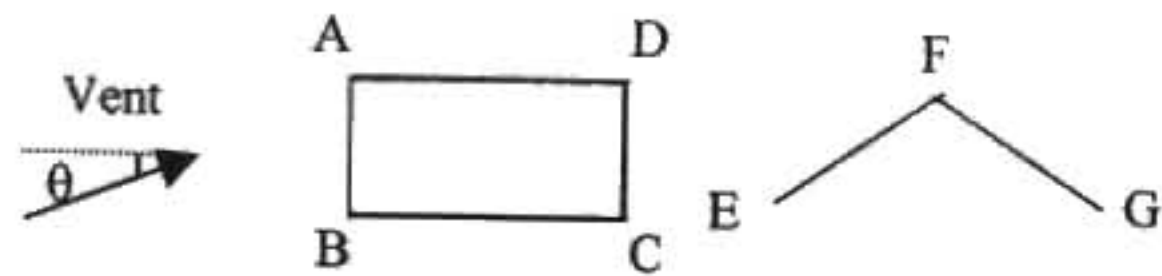
Action Extérieure : C_e

Action Intérieure : C_i

Action Résultant : C_r

Tableau 7 : Coefficients de pression résultants.

		Parois verticales				Versants de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
$\theta=0^\circ$	C_e	+0.8	-0.31	-0.31	-0.31	-0.30	-0.30
	$(C_i)_{pr.}$	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42
	$(C_i)_{dep.}$	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20
	$(C_r)_{pr.}$	+0.38	-0.73	-0.73	-0.73	-0.72	-0.72
	$(C_r)_{dep.}$	+1.00	-0.11 (-0.20)	-0.11 (-0.20)	-0.11 (-0.20)	-0.10 (-0.20)	-0.10 (-0.20)
$\theta=90^\circ$	C_e	-0.5	+0.8	-0.5	-0.5	-0.65	-0.35
	$(C_i)_{pr.}$	+0.3	+0.3	+0.3	+0.3	+0.3	+0.3
	$(C_i)_{dep.}$	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
	$(C_r)_{pr.}$	-0.8	+0.5	-0.8	-0.8	-0.95	-0.65
	$(C_r)_{dep.}$	-0.15 (-0.20)	+1.10	-0.15 (-0.20)	-0.15 (-0.20)	-0.35	-0.05 (-0.20)



Les actions à retenir pour les calculs :

Construction fermée :

	Parois verticales		Versants de toitures	
	AB et CD	BC et AD	EF	FG
Pression	$C_r = +1.00$	$C_r = +1.10$	-----	-----
Dépression	$C_r = -0.8$	$C_r = -0.8$	$C_r = -0.95$	$C_r = -0.65$

Construction partiellement ouverte :

	Parois verticales			Versants de toitures	
	AB	BC et AD	CD	EF	FG
Pression	$C_r = +1.0$	$C_r = +1.16$	$C_r = +1.03$	+0.15	+0.15
dépression	$C_r = -0.8$	$C_r = -0.85$	$C_r = -0.85$	$C_r = -0.84$	$C_r = -0.84$

4.4- Calcul de la pression dynamique du vent :

La pression de calcul du vent est donnée par la formule suivante :

$$p = V_n = q_h \times k_s \times k_m \times \delta \times C_r \quad \text{avec} \quad q_h = 2.5 \frac{h + 18}{h + 60} q_{10}$$

q_h : pression dynamique du vent à une hauteur h.

$q_{10} = 40 \text{ dan/m}^2$ (Zone I) pression dynamique de base calculée à 10 mètre d'altitude ; $h=7.5\text{m}$ (hauteur totale de la construction)

$$h < 10 \text{ m} \Rightarrow q_h = q_{10} = 40 \text{ dan/m}^2$$

$k_s = 1.0$ Coefficient de site égale à l'unité dans le cas d'un site normale.

$k_m = 1.0$ coefficient de masque égale à l'unité dans le cas d'une construction non masquée.

δ : coefficient de réduction donné en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent revenant à chaque élément.

Tableau 8 : Coefficient de réduction des différents éléments

L'élément	Dimension correspondante	δ
Panne	5.0 m	0.87
Ferme	16 m	0.80
Poteau	6 m	0.86
Potelet	7.5 m	0.85
Lisse	5.0 m	0.87

Remarque:

La totalité des réductions autorisés par les règles: effet de masque et de dimension ne doit en aucun cas, dépasser 33 %. (NV 65, art.1,245)

Panne : $\delta = 0.87$; $k_m = 1.0 \Rightarrow (1 - k_m \cdot \delta) = 1 - 0.87 = 0.13 = 13\% < 33\%$

Ferme : $\delta = 0.80$; $k_m = 1.0 \Rightarrow (1 - k_m \cdot \delta) = 1 - 0.80 = 0.20 = 20\% < 33\%$

Pression dynamique du vent revenant à chaque élément :

$$\text{Panne : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.87 \times (-0.95) = -33.0 \text{ dan/m}^2 \uparrow$$

$$\text{Panne : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.87 \times (+0.15) = +5.5 \text{ dan/m}^2 \downarrow$$

$$\text{Ferme : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.80 \times (-0.95) = -30.5 \text{ dan/m}^2 \uparrow$$

$$\text{Ferme : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.80 \times (+0.15) = 5.0 \text{ dan/m}^2 \downarrow$$

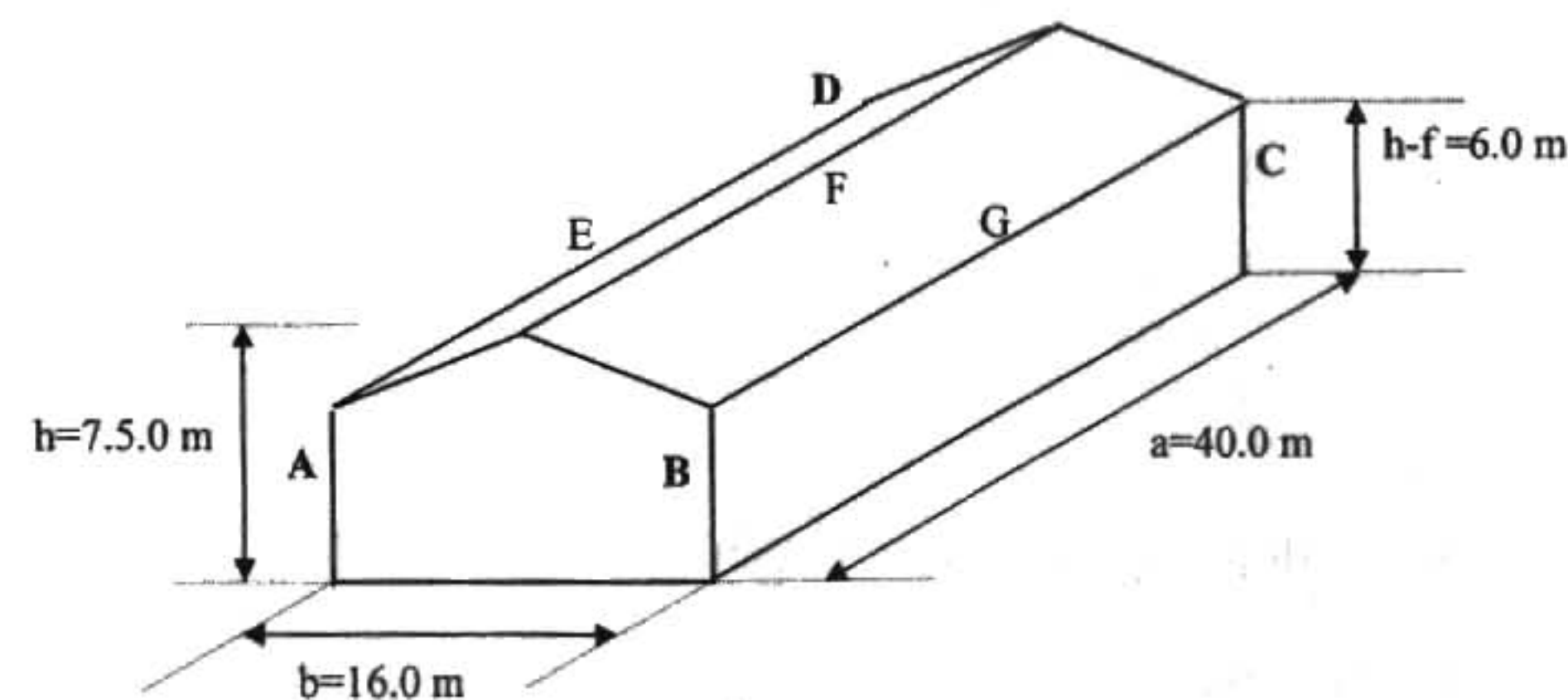
$$\text{Poteau : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.86 \times (+1.16) = +40.0 \text{ dan/m}^2 \rightarrow$$

$$\text{Potelet : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.85 \times (+1.16) = +39.5 \text{ dan/m}^2 \rightarrow$$

$$\text{Lisse : } V_n = 40 \times 1.0 \times 0.87 \times (+1.16) = +40.5 \text{ dan/m}^2 \rightarrow$$

Remarques :

1. Le vent pouvant tourner autour de la construction, il est possible dans de nombreux cas de se limiter pour les toitures aux seules valeurs maximales des actions sur les versants : dans le cas de la ferme, on considère la valeur de $q_h = -30.5 \text{ kg/m}^2$ pour les deux versants.
2. Mais les deux valeurs (versant au vent, versant sous le vent) doivent être envisagées dans les structures (par exemple : fermes triangulées, etc.) pour lesquelles la combinaison d'actions différentes sur les deux versants de la toiture conduirait à des résultats plus défavorables dans certains éléments (treillis de ferme....).

5- Action d'ensemble :**Données :**

Longueur : $a = 40 \text{ m}$.

Largeur : $b = 16 \text{ m}$.

Hauteur au faîtage : $h = 7.2 \text{ m}$.

Pente des versants : ($\alpha \cong 11^\circ$)

Poids propre total du bâtiment (ossature, couverture, bardage, équipements fixes, etc....) estimé à : $W = 50 \text{ daN/m}^2$.

$\gamma_0^a = 1.0$ et $\gamma_0^b = 0.85$ (voir étude au vent)

Pression dynamique de base du vent extrême : $V_e = 70 \text{ daN/m}^2$ à 10 mètre d'altitude pour la région I (voir tableau 1).

L'action d'ensemble est donnée par la formule générale suivante :

$$T = \sum (C_e - C_i) \cdot S \cdot \delta \cdot \beta \cdot q^h$$

avec :

$\sum C_e - C_i$: sommation algébrique des coefficients de pression résultants des parois perpendiculaires à la direction du vent.

S : surface projetée (*maître couple*) de la paroi considérée perpendiculaire à la direction du vent.

δ : coefficient de réduction.

β : coefficient de majoration dynamique.

q^h : pression dynamique du vent à la hauteur considérée.

Remarque :

Les actions intérieures s'annulent sur les parois verticales et ne sont à retenir que sur la toiture pour la détermination des actions de soulèvement.

L'action d'ensemble devient:

$$T = \sum C_e \cdot S \cdot \delta \cdot \beta \cdot q^h$$

5.1- Calcul du coefficient de majoration dynamique β :

Il est donnée par la formule suivante :

$$\beta = 0.85(0.5 + 0.5\sqrt{T}) \text{ dans le cas de surcharges extrêmes. (NV.65, RIII. art.2.923)}$$

avec :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{g} \cdot \frac{h^3}{3EI}} : \text{ période propre du mode fondamental}$$

d'oscillation de la structure donnée dans les règles N.V.65 (annexe 4).

avec :

P : poids de la construction revenant au poteau intermédiaire.

$$P = 8 \times 5 \times 50 = 2000 \text{ daN}$$

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ accélération de la pesanteur.

$h = 6.0 \text{ m}$: hauteur du poteau.

$I = 8356 \text{ cm}^4$: moment d'inertie du poteau (IPE 300).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2000 \times 600^3}{981 \times 3 \times 2.1 \times 10^6 \times 8356}} = 0.58 \text{ s}$$

$\beta = 0.85(0.5 + 0.5\sqrt{0.58}) = 0.75 < 1 \Rightarrow$ pas de majoration dynamique ; on prend $\beta = 1$.

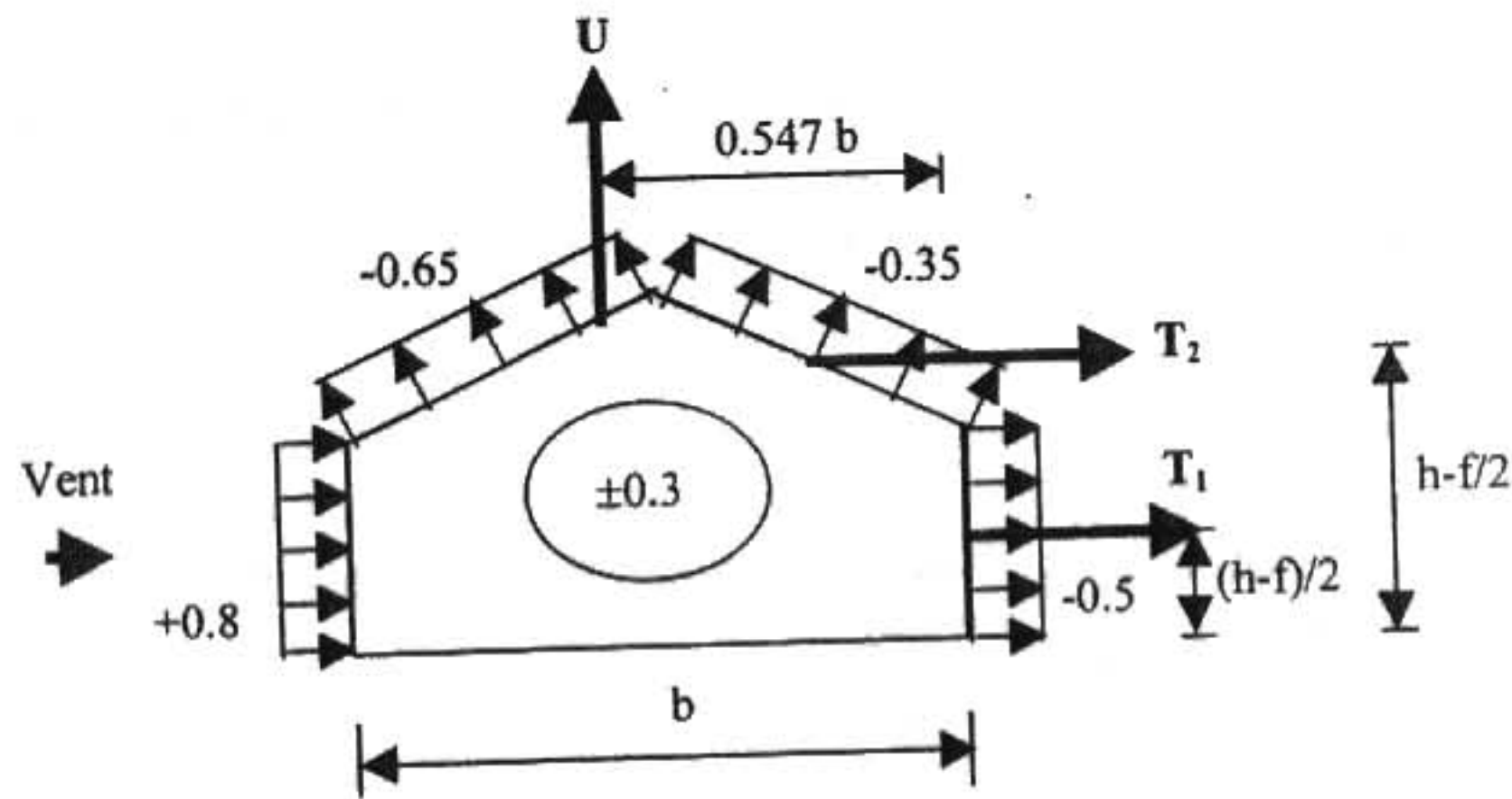
5.2- Vent sur long pan (grande face):

Coefficient de réduction : $\delta(40 \text{ m}) = 0.75$

- Coefficients de pression intérieures : $C_i = \pm 0.3$

- Coefficients de pression extérieures :

Parois verticales : $C_e = +0.8 \rightarrow$ (auvent)
 $C_e = -0.5 \rightarrow$ (sousvent)



- Versants de toiture : $C_e = -0.65 \rightarrow$ (auvent)
 $C_e = -0.35 \rightarrow$ (sousvent)

a- Calcul de la force de traînées : Action de renversement

$$T = T_1(\text{face - verticale}) + T_2(\text{toiture})$$

$$T_1 = \sum C_e a(h-f) \delta q_0^{h-f} = (0.8 + 0.5) \times 40 \times 6.0 \times 0.75 \times 70$$

$$= 16380 \text{ daN} \rightarrow$$

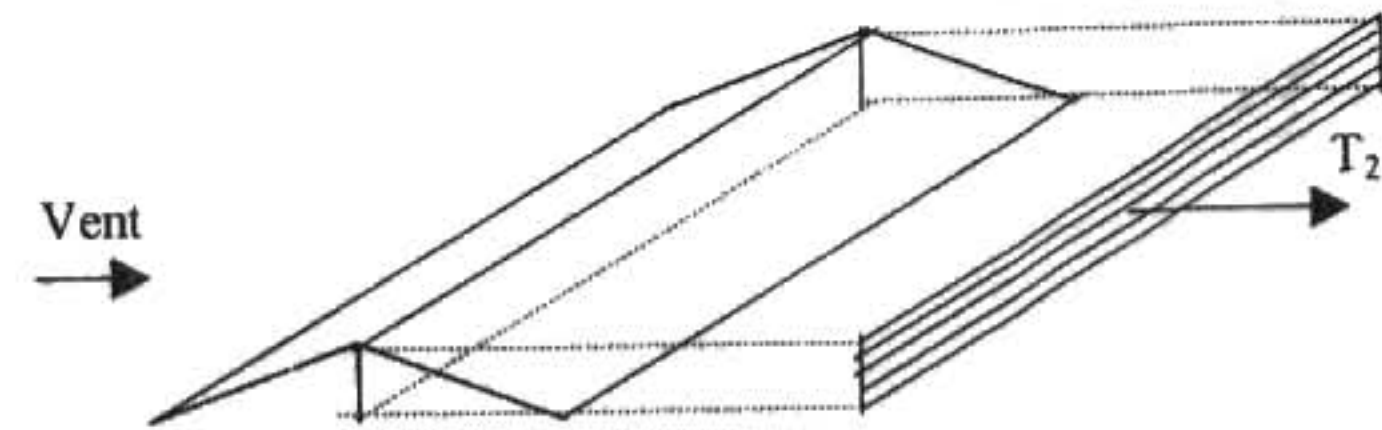
avec $a(h-f)$: est la surface de la face verticale frappée par le vent appelée (maître couple)

$$T_2 = \sum C_e \frac{ab}{2} \text{tg} \alpha \delta q_0^{h-f} = (-0.65 + 0.35) \times \frac{40 \times 16}{2} \times \tan 11^\circ \times 0.75 \times 70$$

$$= -980 \text{ daN} \leftarrow$$

avec $\frac{ab}{2} \text{tg} \alpha$: est la projection verticale de la toiture frappée par le vent appelée (maître couple)

$$q_{h-f}^h = q_0^{h-f} = q_{10e} = 70.0 \text{ daN} / \text{m}^2$$



b- Calcul de la portance : Action de soulèvement

$$U = \sum (C_e - C_i) \frac{b}{2} a \delta q_0^h = (0.95 + 0.65) \times \frac{16}{2} \times 40 \times 0.75 \times 70$$

$$= 26880 \text{ daN} \uparrow$$

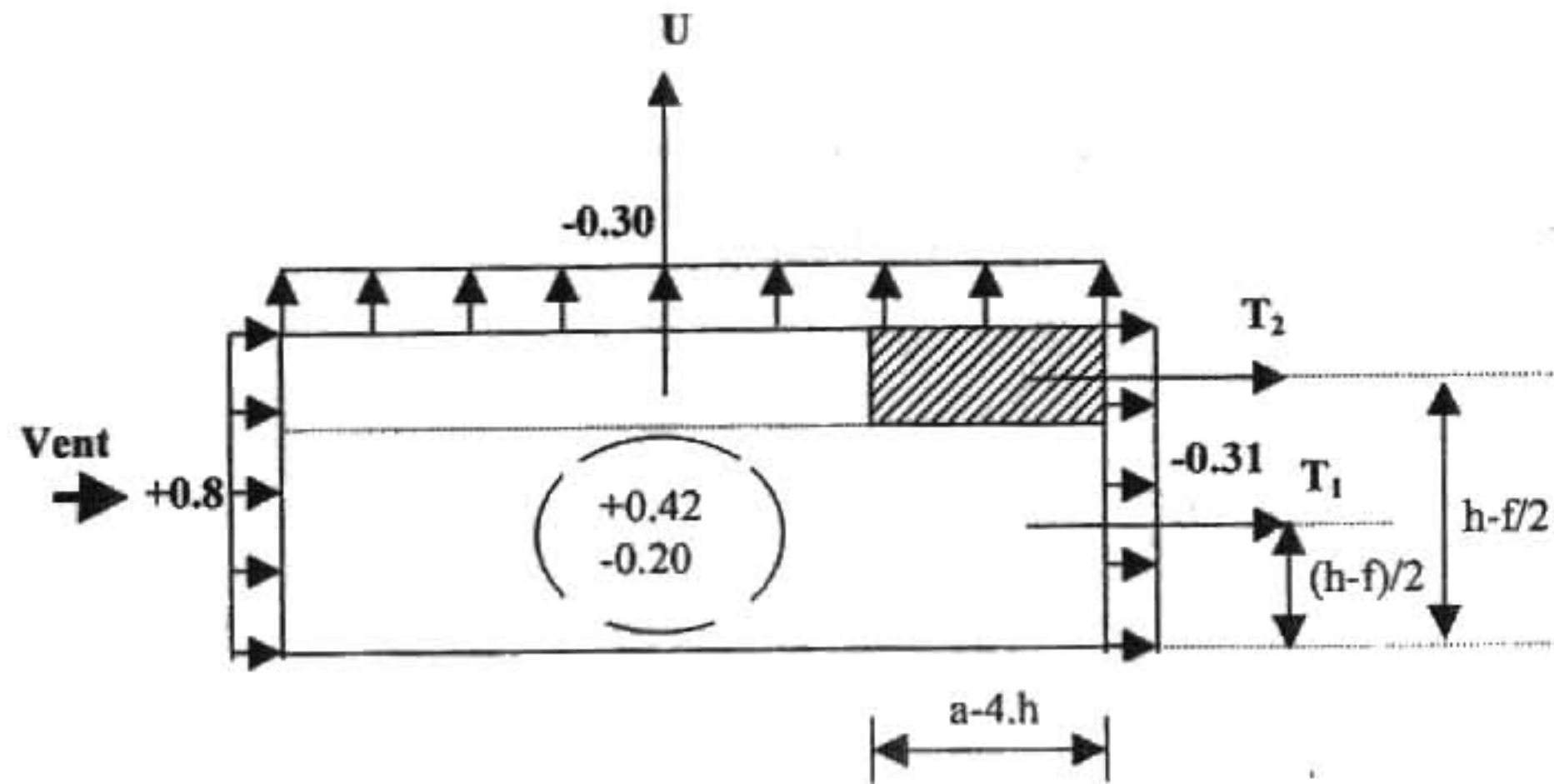
c- Calcul du moment de renversement :

Bras de leviers :

$$h_1 = \frac{h-f}{2} = \frac{7.5-1.5}{2} = 3 \text{ m}$$

$$h_2 = h - \frac{f}{2} = 7.5 - \frac{1.5}{2} = 6.75 \text{ m}$$

- Coefficients de pression intérieures : $C_i = +0.42$
 $C_i = -0.20$



- Coefficients de pression extérieures :

Parois verticales : $C_e = +0.8 \rightarrow$ (auvent)
 $C_e = -0.31 \rightarrow$ (sousvent)

Versants de toiture : $C_e = -0.30 \rightarrow$ (les 2 versants)

a- Calcul de la force de traînée :

$T = T_1$ (sur les pignons) + T_2 (force d'entraînement sur la toiture)

$$T_1 = \sum C_e S_b \cdot \delta \cdot q_0^h \text{ applicable au niveau } (h-f)/2$$

$$T_1 = (0.8 + 0.31) \times 108 \times 0.81 \times 70 = 6797.5 \text{ daN} \rightarrow$$

$$T_2 = 0.04(a - 4h) \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \delta \cdot q_{h-f}^h \text{ applicable au niveau : } h-f/2$$

valable uniquement si la condition suivante est vérifiée : $a - 4.h > 0$

$$a - 4.h = 40 - 4 \times 7.5 = 10 > 0 \text{ vérifiée.}$$

$$T_2 = 0.04 \times (40 - 4 \times 7.5) \cdot \frac{16}{\cos 11^\circ} \times 0.81 \times 70 = 370 \text{ daN} \rightarrow$$

b- Calcul de la portance :

Elle est centrée et a pour valeur :

$$U = (C_e - C_i) \cdot ab \cdot \delta \cdot q^h = (-0.30 - 0.42) \times 40 \times 16 \times 0.81 \times 70$$

$$= -26127.5 \text{ daN} \uparrow$$

c- Moment de renversement :

$$M_R = T_1 \left(\frac{h-f}{2} \right) + T_2 \left(h - \frac{f}{2} \right) + U \left(\frac{a}{2} \right)$$

$$M_R = 6797.5 \times 3.0 + 370 \times 6.75 + 26127.5 \times 20 = 545440 \text{ daNm}$$

d- Moment stabilisant :

$$M_S = W \times \frac{a}{2} = 32000 \times \frac{40}{2} = 640000 \text{ daNm}$$

$M_R < M_S \Rightarrow$ la stabilité d'ensemble est vérifiée dans le sens longitudinal.

Action de la neige selon N 84**1- Objet et domaine d'application :**

Le présent règlement (Règle de Neige et vent 84) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Au delà de 2000 mètres le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

2- Charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_0 par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_0 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré.

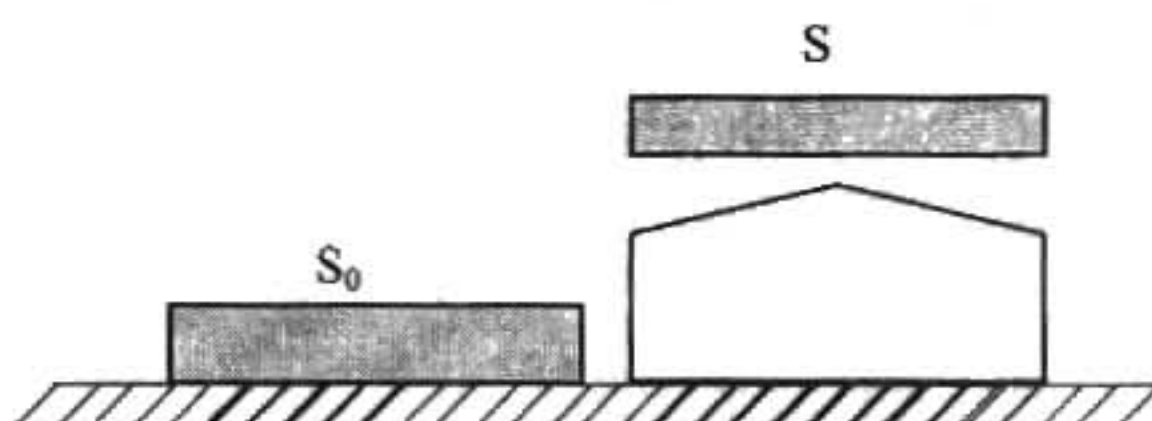
- Zone A : $s_0 = 70H + 15$
- Zone B : $s_0 = 40H + 10$
- Zone C : $s_0 = 32.5H$
- Zone D : (pas de neige une charge de 10 kg/m^2 représentant l'ensablement des terrasses).

H en km. et S_0 en kg/m^2

3- Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces :

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

$$S = C \cdot S_0$$



où :

S : Charges de neiges sur le sol en kg/m^2

S_0 : Charges de neiges sur le toit en kg/m^2

C : Coefficient de forme. (déterminé en fonction de la forme de la toiture).

4- Cas de répartition de neige :

Pour une toiture de forme donnée et compte tenu de l'effet du vent, les différents cas de répartition de neige à considérer sont les suivants :

Cas I : Charge de neige répartie sans redistribution par le vent.

Cas II : Charge de neige répartie après redistribution par le vent.

Cas III : Charge de neige répartie après redistribution et enlèvement partiel éventuel par le vent.

Remarque :

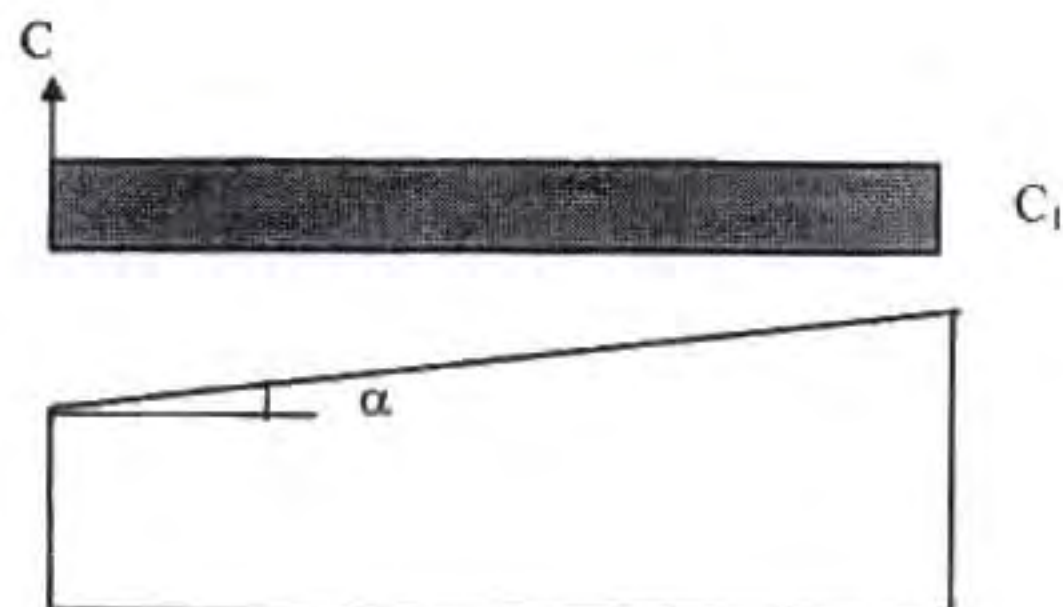
Sous l'effet de différents facteurs et phénomènes, la répartition pourrait s'effectuer en dehors des trois cas cités ci-dessus. Cette répartition pourrait occasionner des sollicitations, plus défavorables dans certains éléments, que le concepteur doit envisager. La justification de ces éléments s'effectue en considérant la charge de neige répartie conformément aux cas I, II et III sur une partie de la surface et la moitié de cette charge répartie sur le reste de la surface de manière à produire l'effet le plus défavorable dans l'élément considéré.

5- Coefficient de forme C

1. Les valeurs de C pour les cas I, II, III et pour différents types de toitures et d'obstacles sont fixés en supposant un environnement topographique normal.
2. Dans le cas où les conditions d'abri quasi permanentes de la toiture due aux bâtiments voisins conduiraient à supprimer pratiquement le déplacement de la neige par le vent, exceptionnellement le coefficient de forme doit être multiplié par 1.25 sauf effet du glissement.
3. Par contre il n'y a pas lieu de réduire la valeur courante du coefficient C dans le cas de toitures particulièrement exposées au vent.
4. Dans les justifications à produire pour les cas I, II et III la répartition des charges de neige est supposée uniforme dans la direction parallèle aux gouttières.
5. L'attention est attirée sur le fait que les coefficients C ne couvrent pas certains phénomènes. Il en est ainsi des effets d'impacts dus au glissement de la neige sur des toitures

dénivelées et des charges supplémentaires dues à des chutes de pluie concomitantes. Lorsque ces phénomènes en raison de la forme de la toiture, de sa situation et de son environnement, risquent d'avoir des effets importants, il y a lieu de procéder à une analyse particulière.

5.1- Toiture simple à versant plan :



Cas I

1- Toiture courante :

$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_1 = 0.8$
$30 \leq \alpha \leq 60^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.8 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$
$\alpha \geq 60^\circ$	$C_1 = 0$

2- Toiture avec dispositifs de retenue :

$0 \leq \alpha \leq 45^\circ$	$C_1 = 0.8$
$45 \leq \alpha \leq 75^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.8 \left(\frac{\alpha - 45}{45} \right)$
$\alpha \geq 75^\circ$	$C_1 = 0$

Cas II

Sans objet.

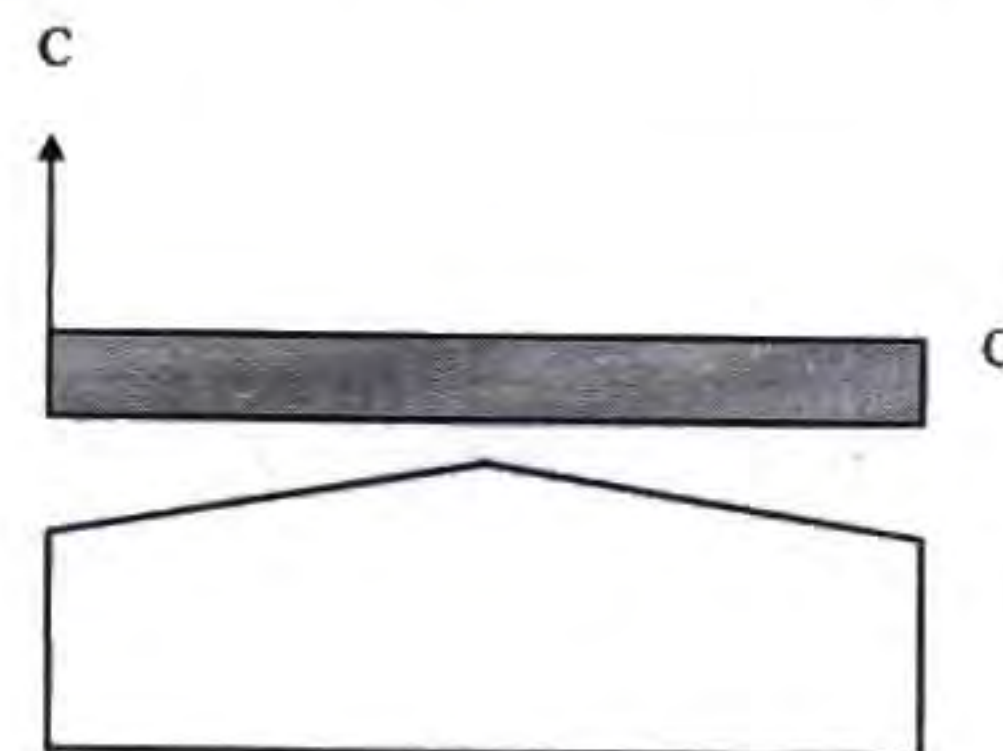
Cas III

Si $\alpha \leq 15^\circ$: sans objet

Si $\alpha > 15^\circ$: les valeurs de C_1 sont celles du cas I.

5.2- Toiture simple à deux versants plans :

Cas I



Les valeurs de C sont celles du cas I de la toiture à simple versant plan.

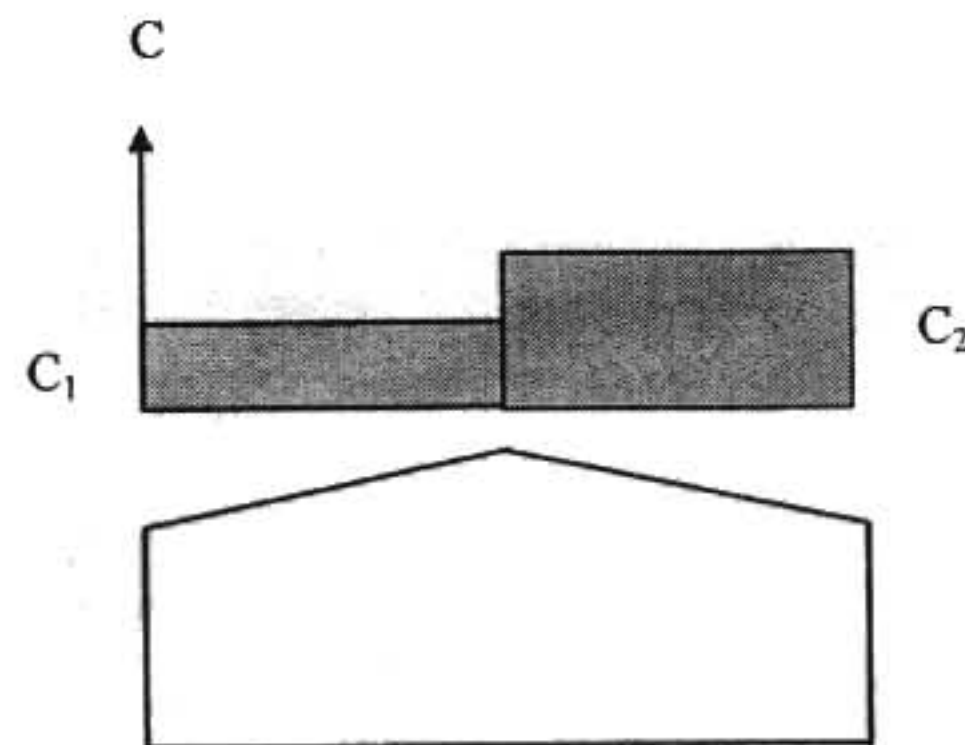
1- Toiture courantes :

$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_1 = 0.8$
$30 \leq \alpha \leq 60^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.8 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$
$\alpha \geq 60^\circ$	$C_1 = 0$

2- Toiture avec dispositifs de retenue :

$0 \leq \alpha \leq 45^\circ$	$C_1 = 0.8$
$45 \leq \alpha \leq 75^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.8 \left(\frac{\alpha - 45}{45} \right)$
$\alpha \geq 75^\circ$	$C_1 = 0$

Cas II :



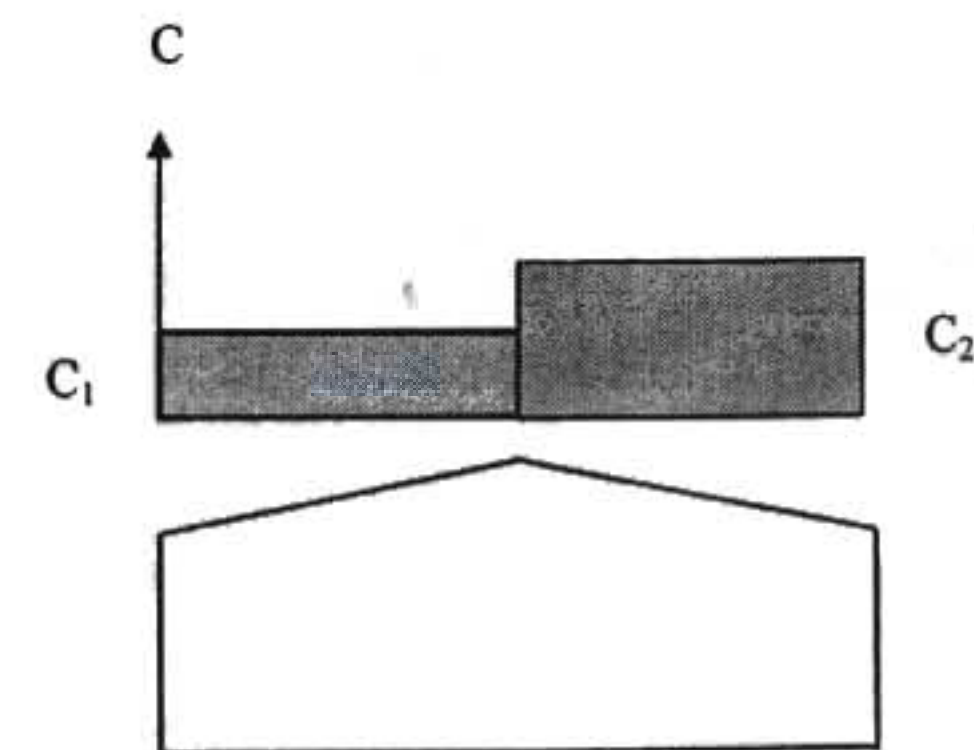
1- Toiture courantes :

$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$C_1 = C_2 = 0.8$
$15 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right)$ $C_2 = 0.8 + 0.4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right)$
$30 < \alpha \leq 60^\circ$	$C_1 = 0.4 - 0.4 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$ $C_2 = 1.2 - 1.2 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$
$\alpha > 60^\circ$	$C_1 = C_2 = 0$

avec les limitations suivantes : pour $22.5^\circ < \alpha \leq 35^\circ \Rightarrow C_2 = 1.0$

Remarque :

Dans le cas de toitures asymétriques a deux plans, chaque côté de la toiture doit être considéré comme une moitié d'une toiture symétrique correspondante.

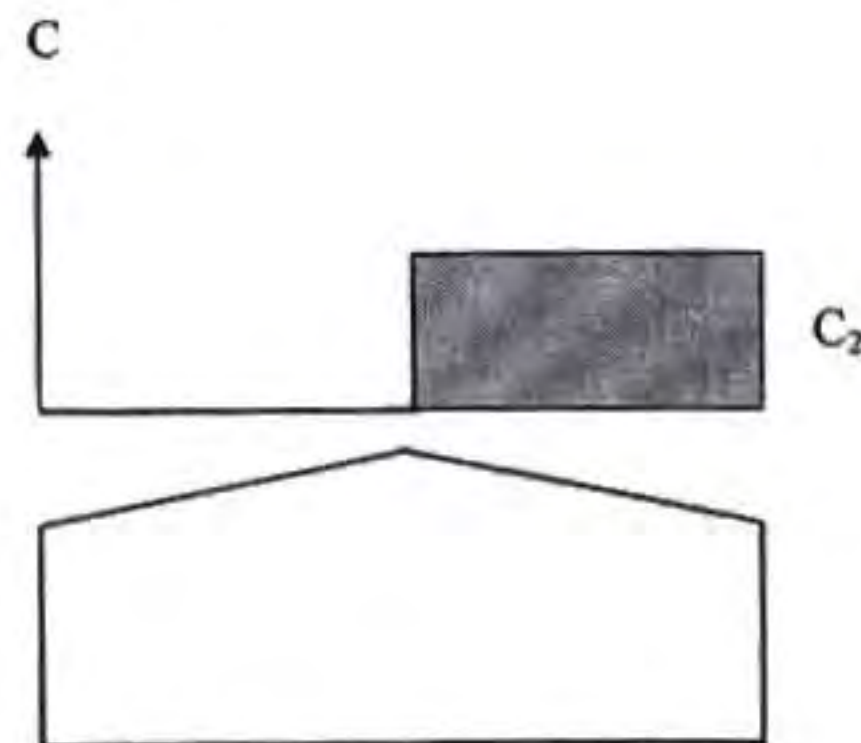


2- Toiture avec dispositifs de retenue :

$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$C_1 = C_2 = 0.8$
$15 \leq \alpha < 45^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right)$ $C_2 = 0.8 + 0.4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right)$
$45 \leq \alpha \leq 75^\circ$	$C_1 = 0.4 - 0.4 \left(\frac{\alpha - 45}{30} \right)$ $C_2 = 1.2 - 1.2 \left(\frac{\alpha - 45}{30} \right)$
$\alpha > 75^\circ$	$C_1 = C_2 = 0$

avec les limitations suivantes : pour $30^\circ < \alpha < 50^\circ \Rightarrow C_2 = 1.0$

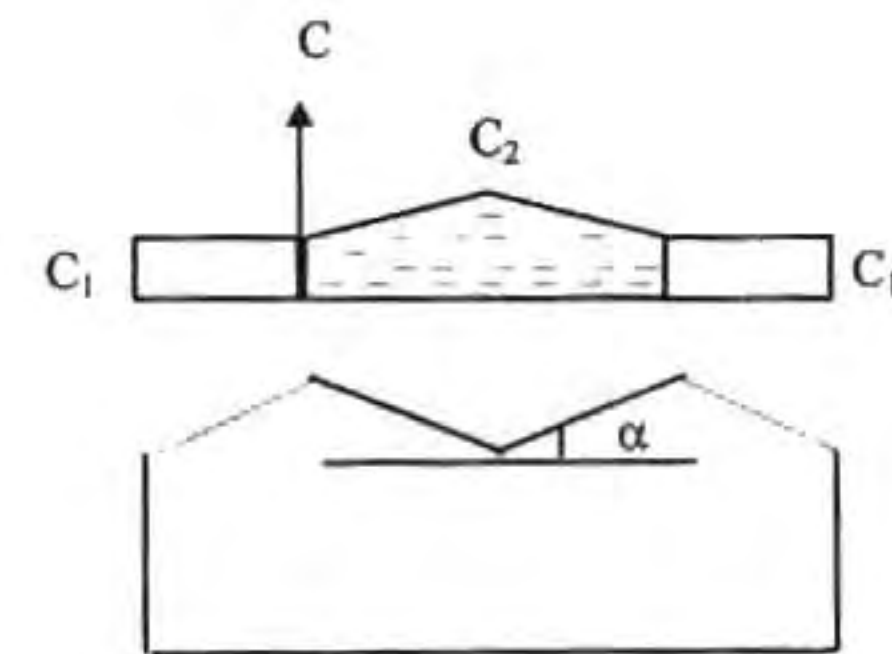
Cas III :



- Si $\alpha \leq 15^\circ$: sans objet
- Si $\alpha > 15^\circ$: les valeurs de C_2 sont celles du cas II, les valeurs de C_1 sont nulles.

5.3- Toitures à versants plans multiples (avec pente $< 60^\circ$) :

Cas I



Les valeurs de C sont celles du cas I de la toiture à simple versant plan.

$\alpha \leq 30^\circ$	$C_1 = C_2 = 0.8$
$30 < \alpha \leq 60^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.8 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$ $C_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$

Cas II :

$\alpha \leq 15^\circ$	$C_1 = C_2 = 0.8$
$15 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$C_1 = 0.8 - 0.4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right)$ $C_2 = 0.8 + 0.4 \left(\frac{\alpha - 15}{15} \right)$
$30 < \alpha \leq 60^\circ$	$C_1 = 0.4 - 0.4 \left(\frac{\alpha - 30}{30} \right)$ $C_2 = 1.6$

Cas III :

Les valeurs de C sont celles du cas II.

Remarques :

1. Pour les versants extérieurs, les valeurs de C sont s'il y a lieu, celles de C_1 de la toiture de type précédent (toiture multiple). Dans le cas I, II, III.
2. Pour les noues de toits en voûte, les valeurs de C dans les différents cas peuvent être utilisées le cas échéant.

Classification des zones de neige des communes en Algérie.

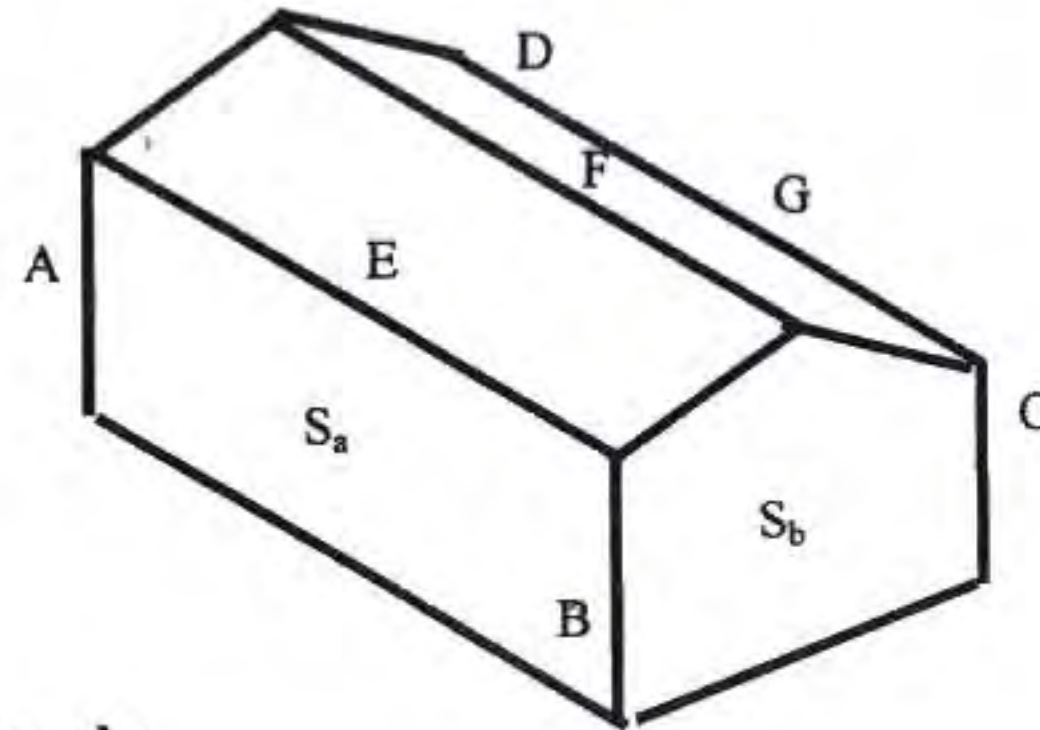
Ordre	Wilayas	Zone de neige	Ordre	Wilayas	Zone de neige
01	ADRAR	D	25	CONSTANTINE	A
02	CHLEF	B	26	MEDEA	A ou B
03	LAGHOUAT	C	27	MOSTAGANEM	B
04	OUM EL BOUA.	B	28	M'SILA	C ou B
05	BATNA	C ou B	29	MASCARA	B
06	BEDJAIA	A	30	OUARGLA	D
07	BISKRA	C	31	ORAN	B
08	BECHAR	D	32	EL-BAYADH	C
09	BLIDA	A ou B	33	ILLIZI	D
10	BOUIRA	A ou B	34	B. B. ARRERIDJ	A ou B
11	TAMANRASSET	D	35	BOUMERDES	B
12	TEBESSA	B ou C	36	EL TARF	B
13	TLEMEN	A ou B	37	TINDOUF	D
14	TIARET	B ou C	38	TISSEMSILT	B
15	TIZI OUZOU	A	39	EL OUED	D
16	ALGER	B	40	KHENCHELA	C ou B
17	DJELFA	C	41	SOUK AHRAS	B ou A
18	JIJEL	B	42	TIPAZA	B
19	SETIF	A ou B	43	MILA	A
20	SAIDA	C ou B	44	AIN DEFLA	B
21	SKIKDA	B	45	NAAMA	C
22	SIDI BEL ABBES	B	46	A.TIMOUCHEM	B
23	ANABA	B	47	GHARDIA	D
24	GUELMA	B ou A	48	RELIZANE	B

6- Exemple d'application :

Calcul de l'action de la neige pour la construction de la figure ci-dessous.

Données :

- $\alpha \cong 11^\circ$
- Zone A
- Altitude $H = 1000 \text{ m}$



1- Charge de neige sur le sol :

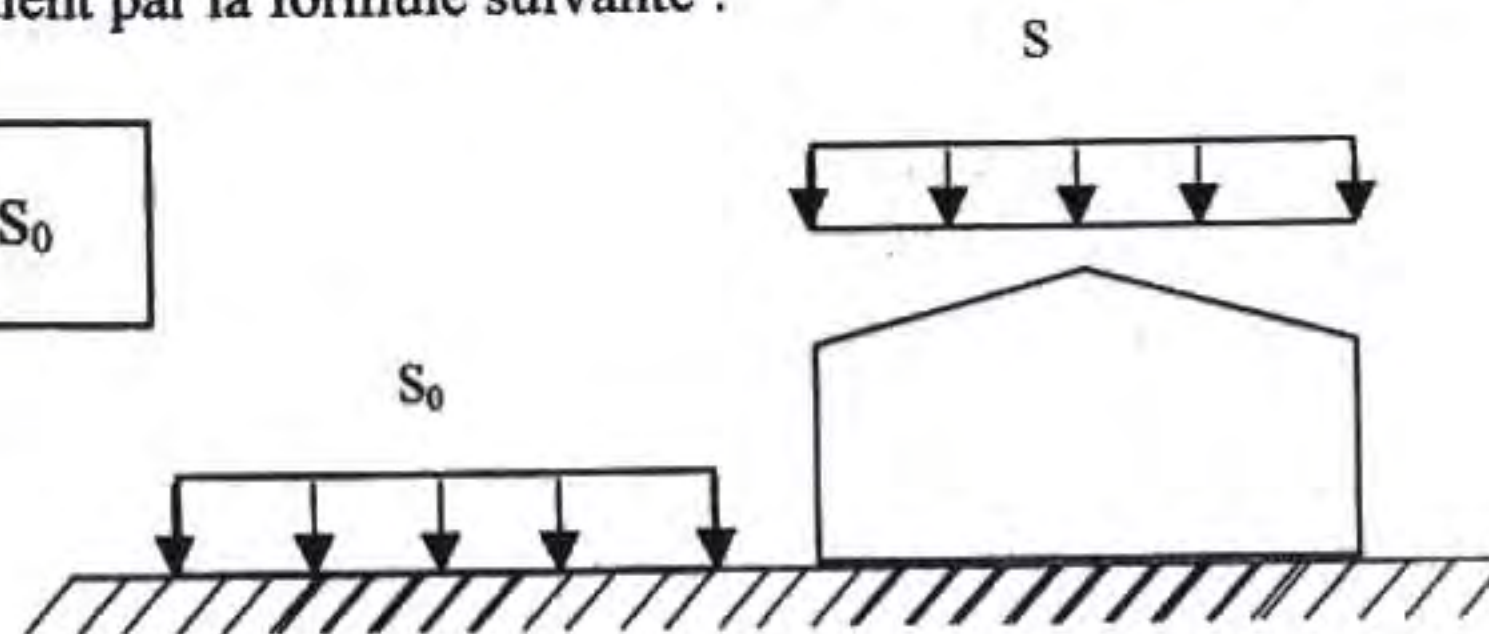
- Zone A : $s_0 = 70H + 15$
H en km. et S_0 en kg/m^2

$$S_0 = 70 \times 1.0 + 15 = 85 \text{ kg/m}^2$$

2- Charge de neige sur la toiture :

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

$$S = C \cdot S_0$$



où :

S_0 : Charges de neiges sur le sol en kg/m^2

S : Charges de neiges sur le toit en kg/m^2

C : Coefficient de forme.(déterminé en fonction de la forme de la toiture).

Cas de charges :

Cas I : Charge de neige répartie sans redistribution par le vent.

$$0^\circ < \alpha = 11^\circ < 30^\circ$$

$S = C \cdot S_0 = 0.8 \times 85 = 68 \text{ kg/m}^2$: par projection horizontale

$S = 68 \cos 11^\circ = 66.8 \text{ kg/m}^2$: suivant rampant

Cas II : Charge de neige répartie après redistribution par le vent.

$$0^\circ < \alpha = 11^\circ < 15^\circ$$

$$C_1 = C_2 = C = 0.8$$

$S = C \cdot S_0 = 0.8 \times 85 = 68 \text{ kg/m}^2$: par projection horizontale

Cas III : Charge de neige répartie après redistribution et enlèvement partiel éventuel par le vent.

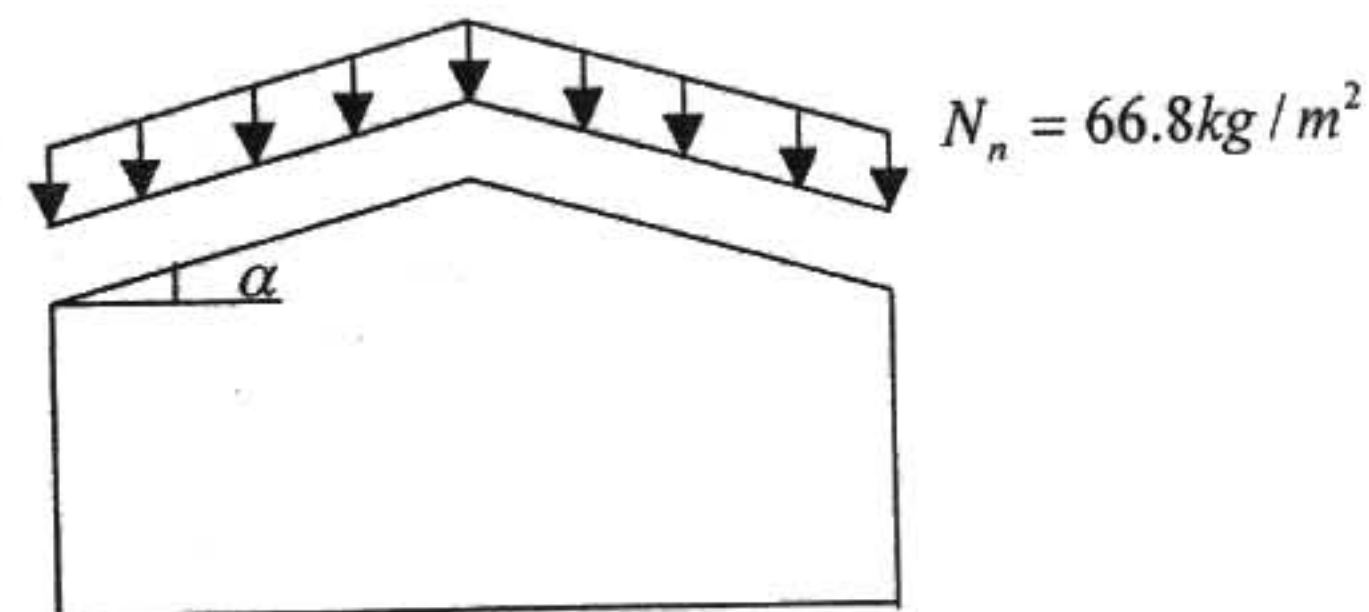
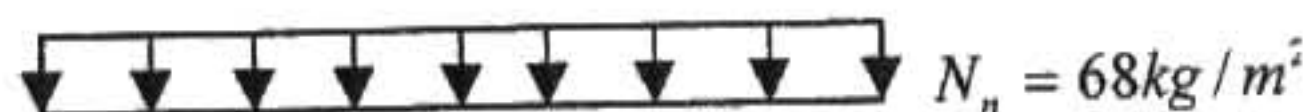
$$0^\circ < \alpha = 11^\circ < 15^\circ \Rightarrow \text{Sans objet}$$

Remarque 1 :

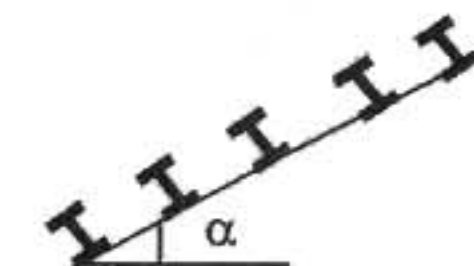
Pour les toitures ayant une pente de : $0^\circ < \alpha < 15^\circ$ le coefficient de forme $C = 0.8$, quelque soit le cas de charge envisagé.

Remarque 2 :

- La charge de neige s en $[kg/m^2]$ est équivalente à la charge de neige normale N_n : $N_n = s = 68kg/m^2$
- La charge de neige extrême N_e est égale à $5/3$ la charge de neige normale N_n : $N_e = \frac{5}{3}N_n = \frac{5}{3} \times 68 = 113.4kg/m^2$

**Calcul des pannes****1- Introduction :**

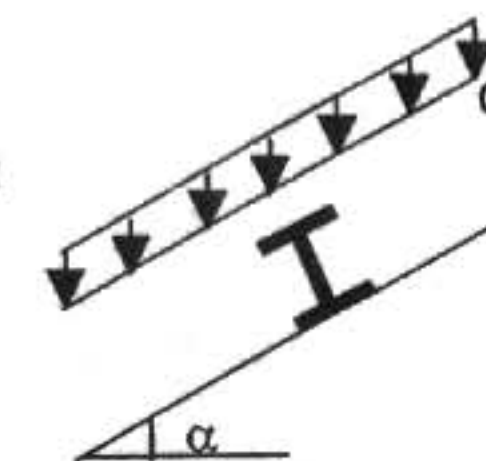
Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (I, [) soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.

**2- Détermination des sollicitations :**

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

2.1- Evaluation des charges et surcharges :**a- charges permanentes (G) :**

poids propre de la panne et de la couverture .
charges accrochées éventuelles.

**b- surcharges d'entretien (P) :**

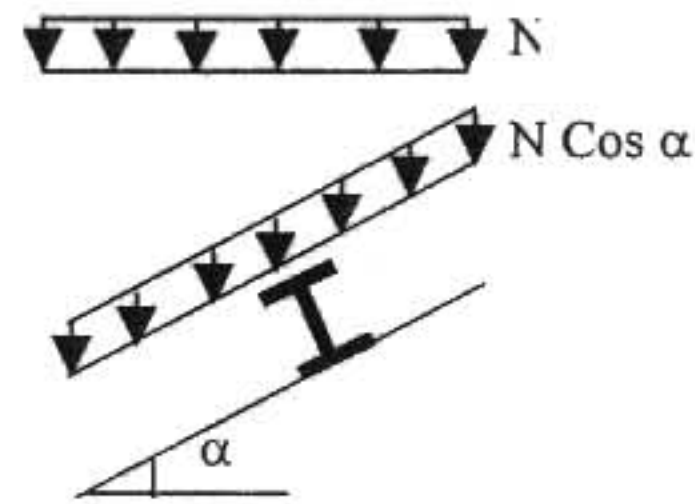
Dans le cas de toitures inaccessibles en considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne.

Remarque :

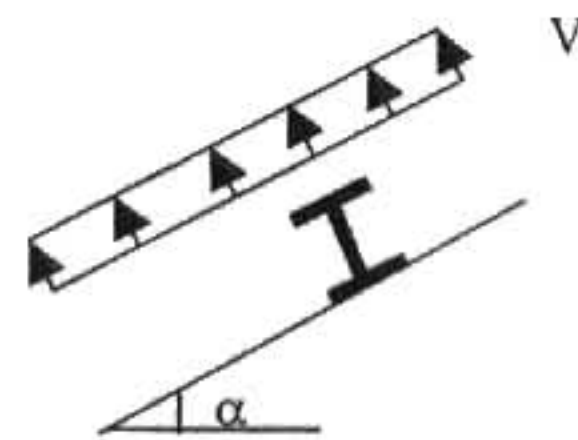
Par raison de simplicité on prend des fois comme charge d'entretien une charge globale de 75 kg/m² de la surface de la couverture .

C- surcharge climatiques :
C.1- surcharge de neige (N) :

par projection horizontale : N
 Suivant rampant : N Cos α



C.2- surcharge du vent (V) :
 perpendiculaire au versant : V



3- Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

a- condition de résistances :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

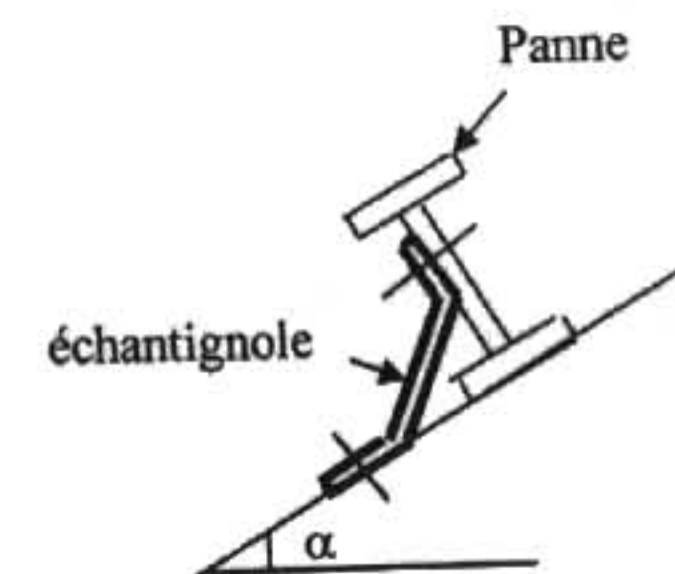
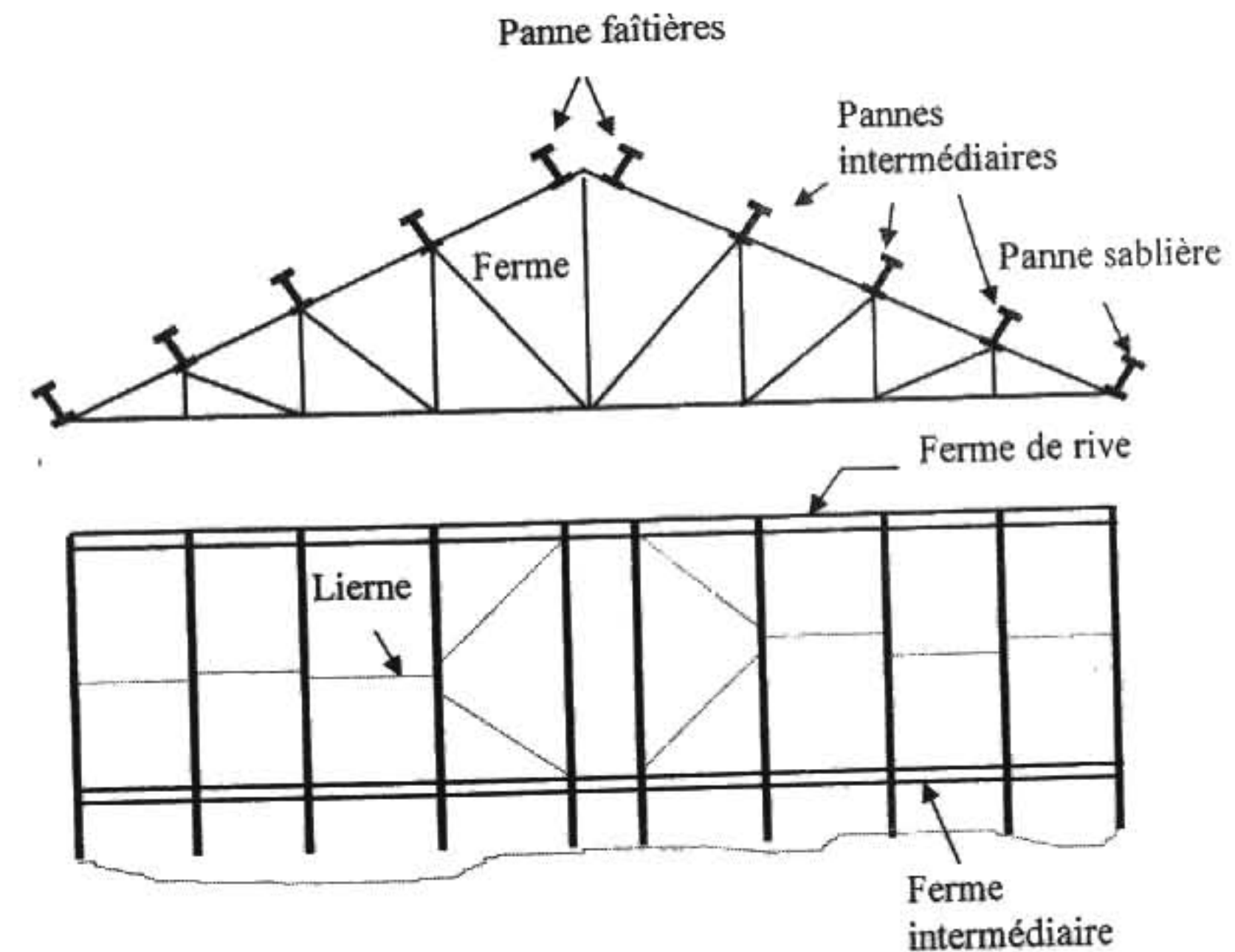
b- condition de flèche :

$$f_x \leq f_{ad} \quad \text{avec} \quad f_{ad} = l/200 : \text{flèche admissible.}$$

$$f_y \leq f_{ad}$$

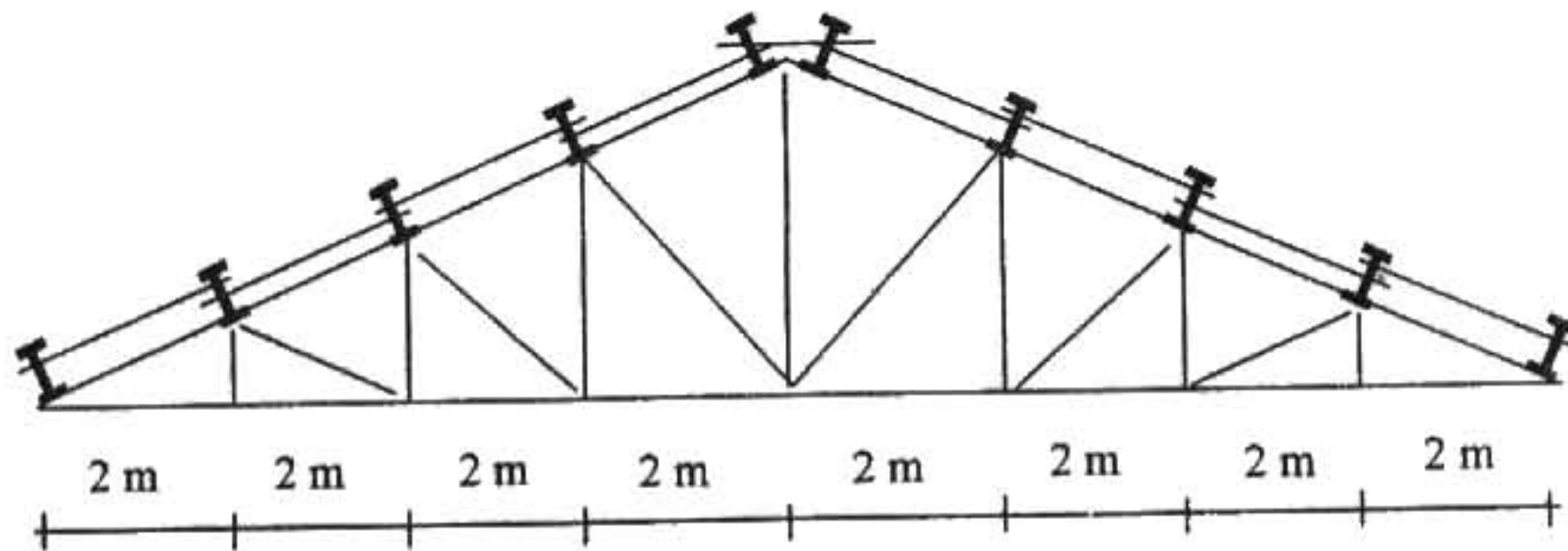
Remarque :

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants (α) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses. La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.



4- Exemple d'application :

Soit un portique (ferme) recevant 4 pannes par versant et une panne faîtière. L'écartement horizontal des pannes est de 2.0 m (entre axe 2.04 m). Les fermes sont espacées de 5 m, la pente du versant est de 11° (voir figure ci-dessous).



Déterminer la section optimale de la panne intermédiaire afin de résister au chargement donné ci - dessous.

a- charges permanentes : G (par m² de la couverture)

tôle est accessoires de pose :17 kg/m²
 poids propre de la panne : (estimé)..... 12 kg/ml

b- surcharges d'entretien : P

deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée.

c- surcharge climatique du vent : V (perpendiculaire au versant).

$$V_n = - 33.0 \text{ kg/m}^2 \text{ (vers le haut) (voir CH.I)}$$

$$V_e = 1.75 V_n = -57.8 \text{ kg/m}^2$$

$$V_n = +5.5 \text{ kg/m}^2 \text{ (vers le bas)}$$

$$V_e = 1.75 V_n = +9.6 \text{ kg/m}^2$$

d- surcharge climatique de neige : N (par projection horizontale).

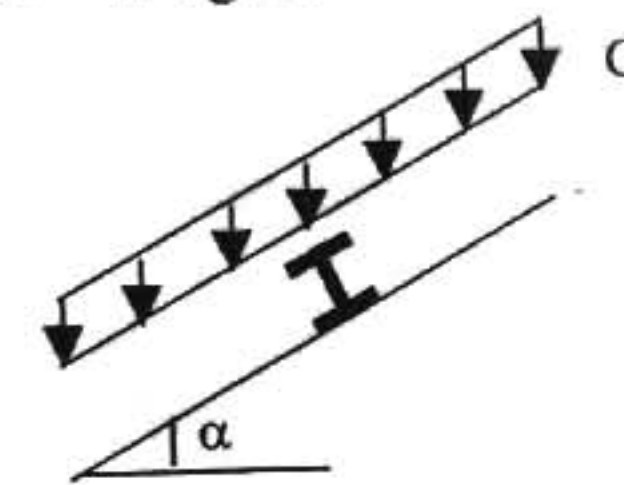
$$N_n = 68 \text{ kg/m}^2 \text{ (voir CH.II)}$$

$$N_e = 5/3 N_n = 113.4 \text{ kg/m}^2$$

Solution :

1- Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire :

• charges permanentes G : (par m² de la couverture).
 $G = 17 \times 2.04 + 12 = 47 \text{ kg/ml}$



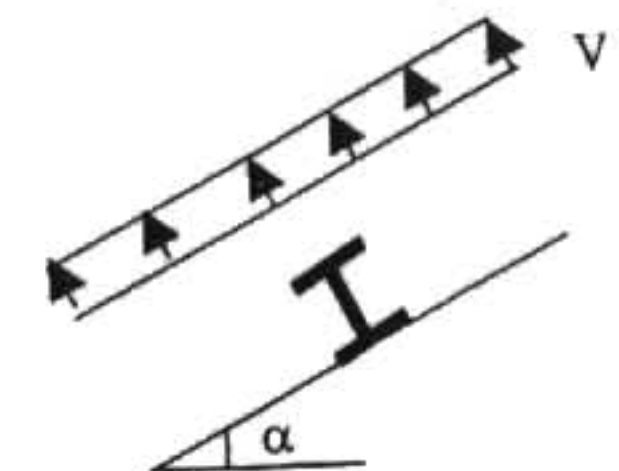
• surcharge climatique du vent V : (perpendiculaire au versant).

$$V_n = - 33.0 \times 2.04 = - 67.5 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 1.75 V_n = - 118.2 \text{ kg/ml}$$

$$V_n = +5.5 \times 2.04 = +11.3 \text{ kg/ml}$$

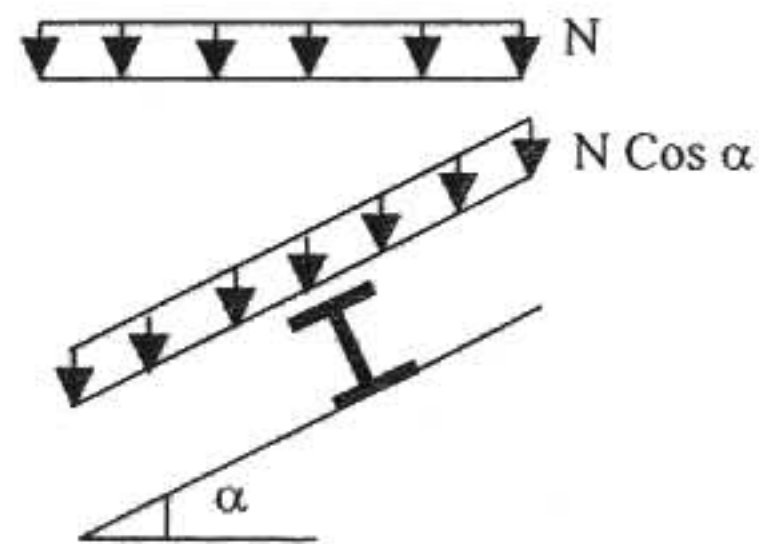
$$V_e = 1.75 V_n = +19.7 \text{ kg/ml}$$



- surcharge climatique de neige : N (par projection horizontale).

$$N_n = 68 \cos \alpha \times 2.04 = 136.2 \text{ kg/ml}$$

$$N_e = 5/3 N_n = 227 \text{ kg/ml}$$

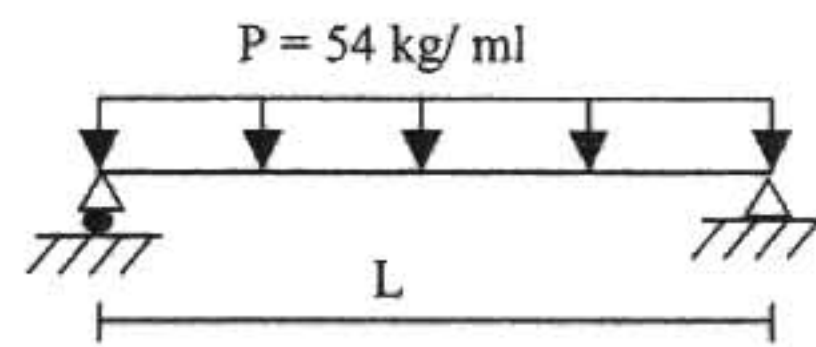
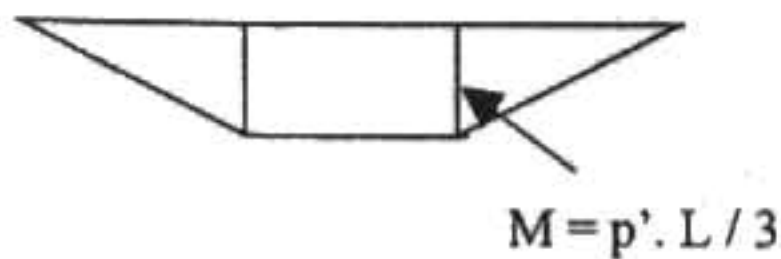
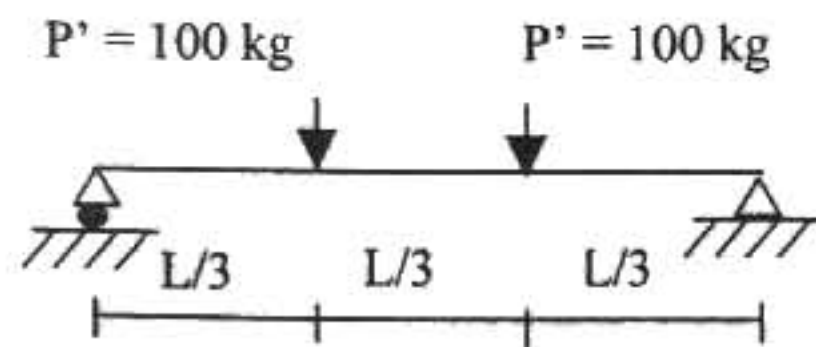


- surcharges d'entretien : P

la charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du à P et aux charges ponctuelles P'.

$$M_{\max} = P'l/3 = pl^2/8$$

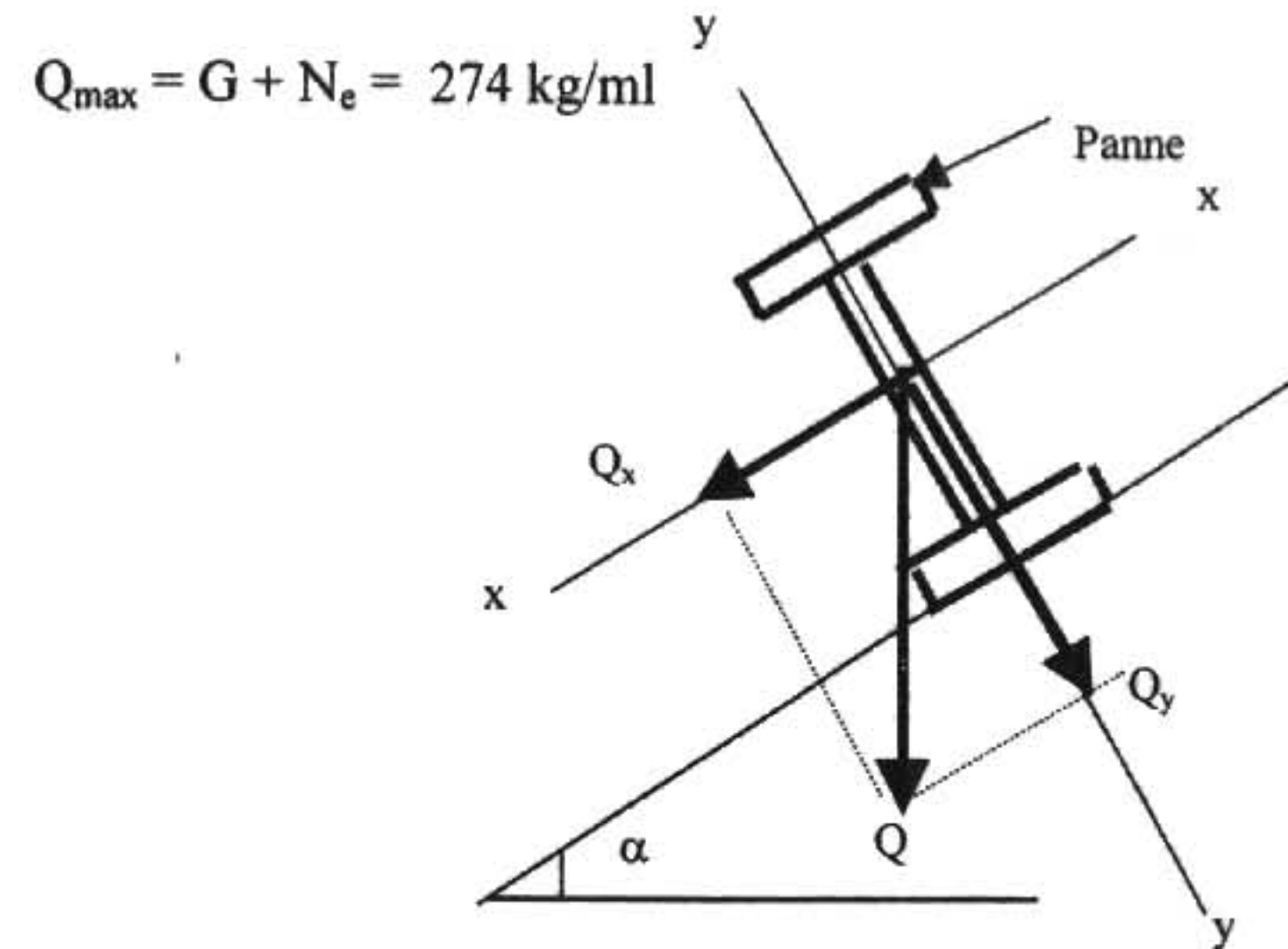
$$p = 8 \times 100 / 3 \times 5 = 54 \text{ kg/ml}$$



2- Combinaisons de charge les plus défavorables :

1. $4/3 G + 3/2 P = 4/3 \times 47 + 3/2 \times 54 = 143.5 \text{ kg/ml} \downarrow$
2. $4/3 G + 3/2 N_n = 4/3 \times 47 + 3/2 \times 136.2 = 267 \text{ kg/ml} \downarrow$
3. $4/3 G + 3/2 V_n = 4/3 \times 47 + 3/2 \times 11.3 = 77.2 \text{ kg/ml} \downarrow$
4. $4/3 G + 17/12(V_n + 0.5 N_n) = 4/3 \times 47 + 17/12(11.3 + 0.5 \times 136.2) = 175 \text{ kg/ml} \downarrow$
5. $G + N_e = 47 + 227 = 274 \text{ kg/ml} \downarrow$
6. $G + V_e = 47 - 118.2 = -72 \text{ kg/ml} \uparrow$
7. $G + V_e + 0.5 N_e = 47 + 19.7 + 0.5 \times 227 = 180.2 \text{ kg/ml} \downarrow$

La combinaison la plus défavorables est la combinaison N°. 5.

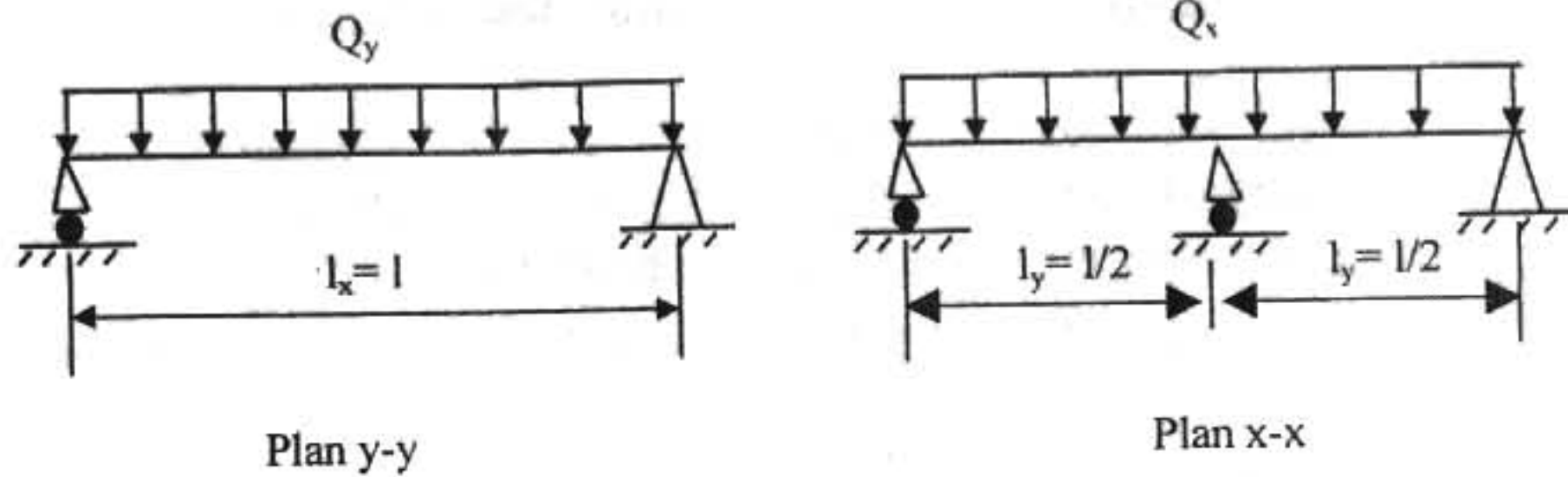


$$Q_y = Q \cos \alpha = 269 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8 = (206 \times 5.0^2) / 8 = 841 \text{ kgm}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 52.3 \text{ kg/ml}$$

$$M_y = Q_x \cdot l_y^2 / 8 = (42 \times 2.5^2) / 8 = 41 \text{ kgm}$$



Remarque :

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

3- Dimensionnement de la panne :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \frac{W_x}{W_y} \cdot \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) \leq \sigma_e \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{W_x}{W_y}$$

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

$\eta \approx 6 \text{ à } 9$ pour les poutres en I (soit $\eta = 7$)

$$W_x \geq \frac{841}{24} \left(1 + 7 \times \frac{41}{841} \right) = 47.0 \text{ cm}^3$$

Soit IPE 120

$$W_x = 53 \text{ cm}^3 ; W_y = 8.65 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 318 \text{ cm}^4 ; I_y = 27.7 \text{ cm}^4$$

$$p = 10.4 \text{ kg/ml}$$

Remarque :

Le poids propre estimé de la panne (12 kg/ml) est supérieur au poids propre réel trouvé (10.4 kg/ml) ; il n'y a pas donc lieu de refaire la vérification de la panne à la résistance en tenant compte de son poids propre..

3.1- Vérification à la flèche :

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

$$Q = G + N_n$$

$$Q = G + N_n = 47 + 136.2 = 183.2 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 180 \text{ kg/ml}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 35 \text{ kg/ml}$$

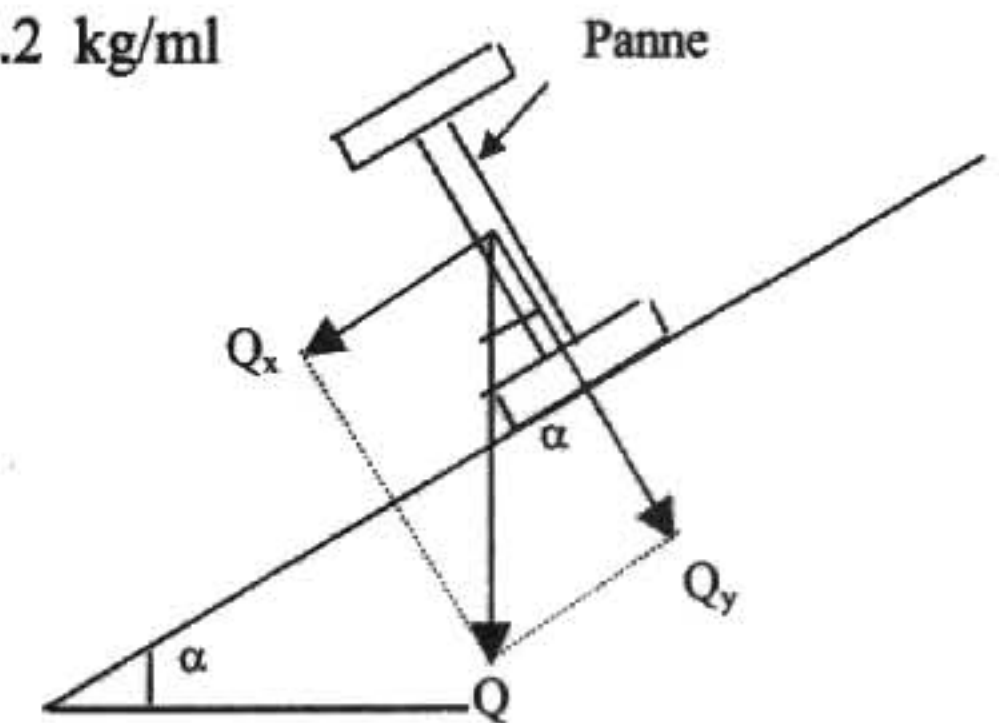
Condition de vérification :

$$f_x \leq f_{ad}$$

$$f_y \leq f_{ad}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y I_x^4}{E \cdot I_x} ; \quad f_{ad} = l_x / 200 = 500 / 200 = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{180 \times 10^{-2} \cdot (500)^4}{2.1 \times 10^6 \times 318} = 2.19 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots \text{O.K}$$



$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_x \cdot l_y^4}{E \cdot I_y} \quad ; \quad f_{ad} = l_y/200 = 250/200 = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{35 \times 10^{-2} \cdot (250)^4}{2.1 \times 10^6 \times 27.7} \approx 0.13 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

3.2- Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$1.54 \tau \leq \sigma_e$$

avec $\tau = \max(\tau_x, \tau_y)$

Remarque :

Dans le cas de section symétriques en [I] L'effort tranchant T_x est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant T_y est repris par la section des deux semelles.

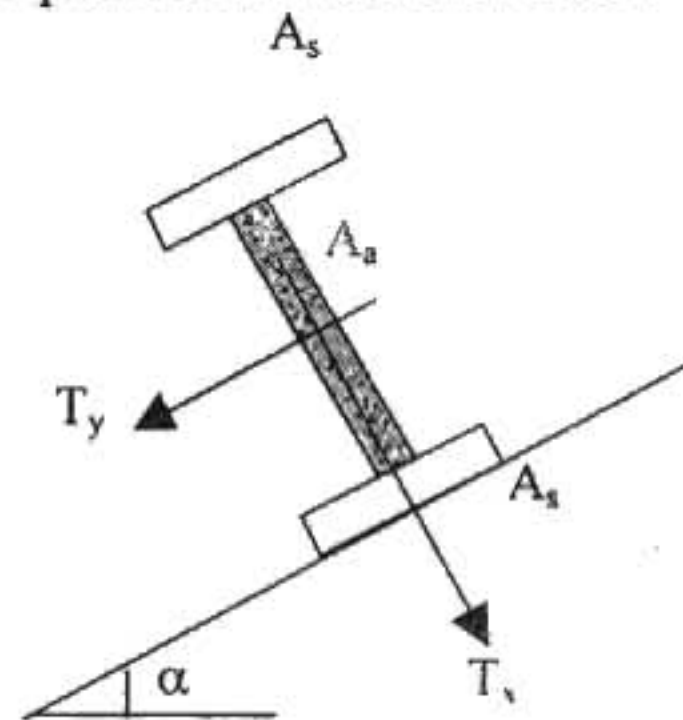
$$\tau_x = \frac{T_x}{A_a^{net}}$$

avec

$$T_x = \frac{Q_y \cdot l_x}{2} = \frac{269 \times 5}{2} = 672.5 \text{ kg}$$

$$A_a = (H - 2 \cdot e_s) \times e_a = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{672.5}{4.73} = 142.2 \text{ kg / cm}^2$$



$$\tau_y = \frac{T_y}{2 \cdot A_s^{net}}$$

avec

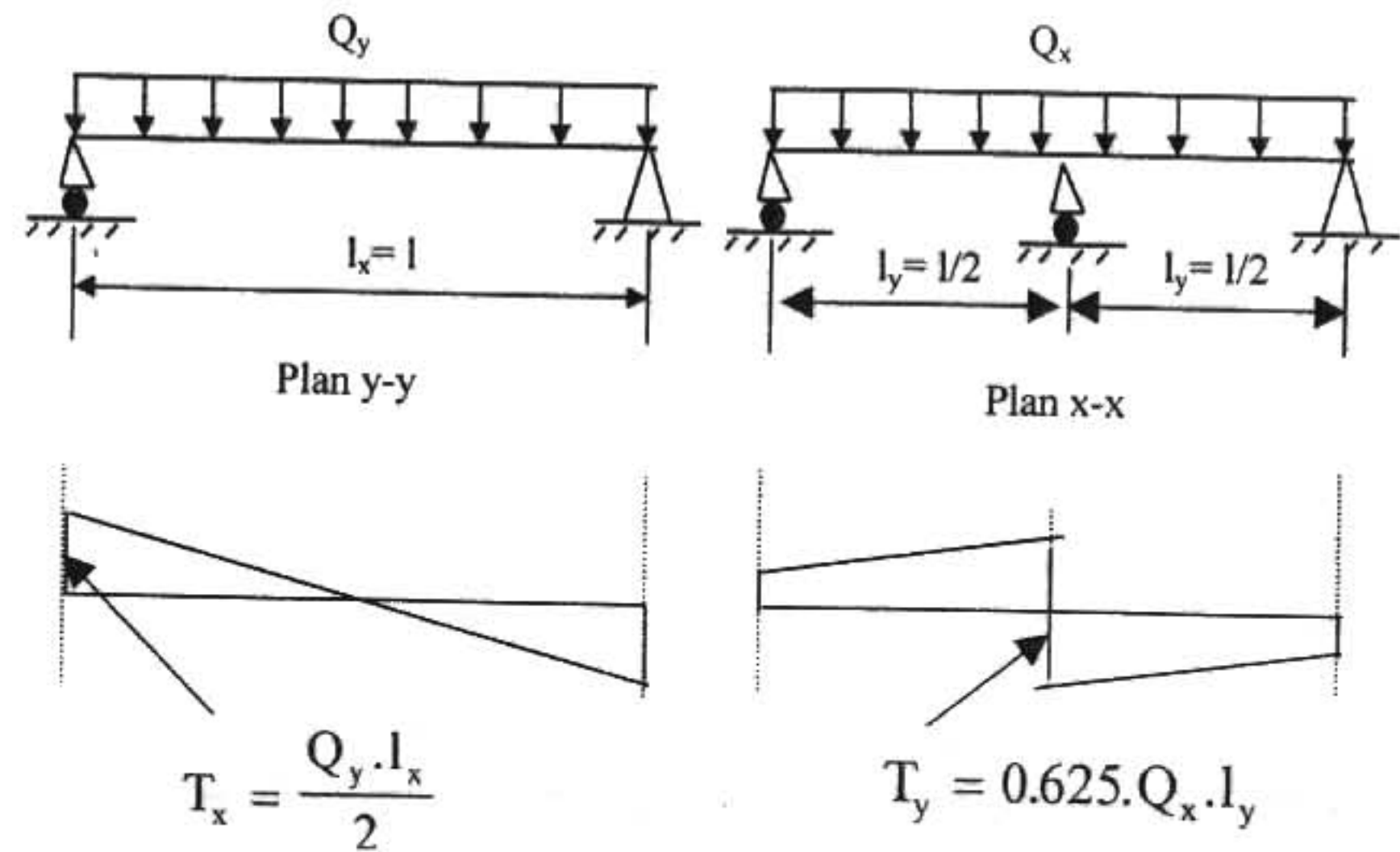
$$T_y = 0.625 \cdot Q_x \cdot l_y = 0.625 \times 52.3 \times 2.5 = 82 \text{ kg}$$

$$2 \cdot A_s = 2 \times (6.4 \times 0.63) = 8.064 \text{ cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{82}{8.064} = 10.2 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_{max} = \tau_x = 142.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.54 \tau = 1.54 \times 142.2 = 219 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \dots\dots\dots \text{O.K.}$$



Remarque :

Dans la plus part des cas la vérification au cisaillement est vérifiée pour les profilés laminés dès que la vérification au moment fléchissant est satisfaite.

3.3- Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

la semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

a- Méthode exacte : (voir règlement CM66)

Dans le cas des pièces symétriquement chargées et appuyées la vérification de la stabilité au déversement est donnée par la formule suivante : (CM66 Règle 3.61)

$$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

avec $K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$: coefficient de déversement.

K_0 : coefficient de flambement déterminé en fonction de l'élanement λ_0 .

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5.2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D-1).B.C \quad \text{: contrainte de non déversement.}$$

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D-1).B.C \quad \text{en daN/m}^2$$

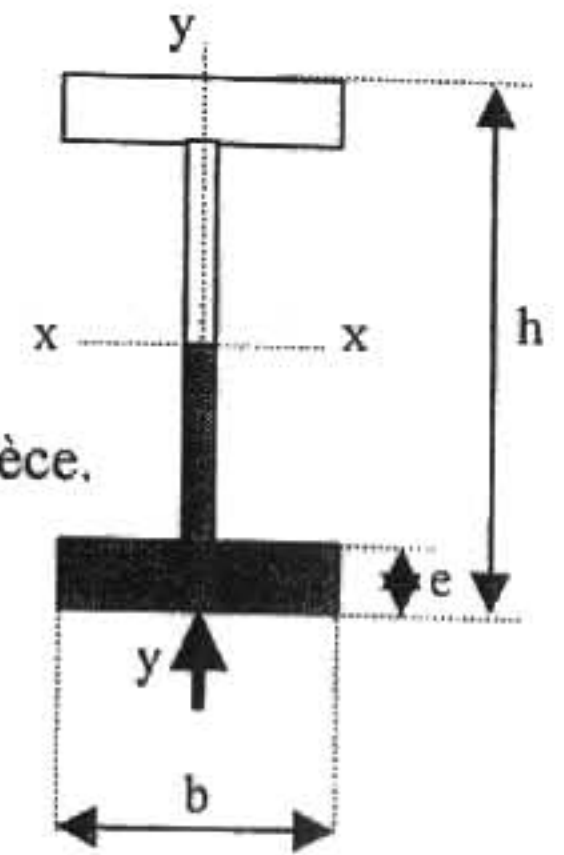
Calcul des coefficients D, C, et B.

Coefficient D : (RCM66, R.3.641)

Il est donné en fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{G.J}{E.I_y} \cdot \frac{L^2}{h^2}}$$

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{L^2}{h^2}}$$



Vent de soulèvement

IPE 120

$$I_x = 317.8 \text{ cm}^4 ; I_y = 27.67 \text{ cm}^4$$

$$J = 1.71 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de torsion).}$$

$$h = 12 \text{ cm. ; } L = 250 \text{ cm (longueur de flambement).}$$

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{1.71}{27.67} \cdot \frac{250^2}{12^2}} = 2.27$$

Calcul de D par la formule approchée : (R.C.M.66.COM.3.641).

Il est valable uniquement pour les poutrelles laminées courantes. Dans le cas des IPE on utilise les formules approchées suivantes.

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{L \times e}{b \times h} \right)^2}$$

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{250 \times 0.63}{6.4 \times 12} \right)^2} = 2.28$$

Coefficient C : (RCM66, R.3.642)

Il est donné en fonction de la répartition des charges.

C = 1.132 (charge uniformément répartie).

Coefficient B : (RCM66, R.3.643)

Il est donné en fonction du niveau d'application des charges.

B = 1 (au niveau de la fibre neutre par supposition).

Calcul de la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{27.67}{317.8} \times \frac{12^2}{250^2} (2.27 - 1) \times 1 \times 1.132 = 11.53 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

$\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ il y a risque de déversement.

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{250}{12} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1.132} \times \frac{317.8}{27.67} \left(1 - \frac{11.53}{24} \right)} = 96$$

$\Rightarrow k_0 = 1.792$ (Tableaux) (RCM66, Annexe §13.411)

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$$

$$K_d = \frac{1.792}{1 + \frac{11.53}{24} (1.792 - 1)} \approx 1.3$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$$

avec :

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8$$

$$Q_x = G + V_e = -72 \text{ kg/ml (soulèvement)}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8 = (72 \times 5.0^2) / 8 = 225 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{225 \times 10^2}{53} = 425 \text{ kg/cm}^2$$

$K_d \cdot \sigma_{fx} = 1.3 \times 425 = 553 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$ pas de risque de déversement.

Remarque:

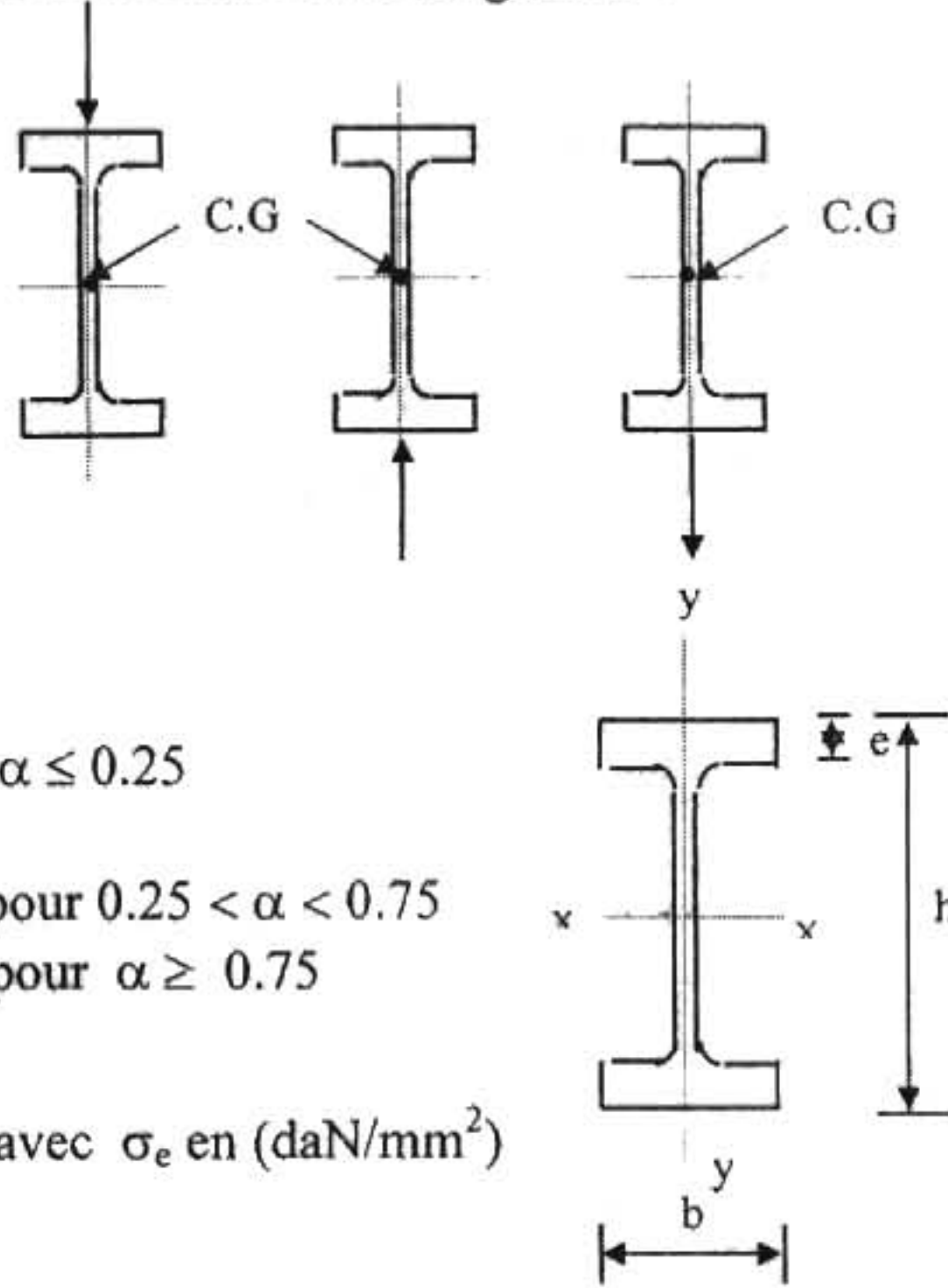
La contrainte est faible ce qui est prévisible du moment que le dimensionnement de la panne est dicté par la condition de flèche.

b- Méthode simplifiée : (RCM66, Annexe §13.611)

applicable aux poutrelles laminées courantes (IPE, IPN, IAP, HE, HN)

Cas de charge appliquée au niveau du centre de gravité :

$$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$



avec

$$K_d = 1 \quad \text{pour } \alpha \leq 0.25$$

$$K_d = 1 + 2 \cdot (\alpha - 0.25)^2 \quad \text{pour } 0.25 < \alpha < 0.75$$

$$K_d = 2 \cdot \alpha \quad \text{pour } \alpha \geq 0.75$$

$$\alpha = \frac{1}{1000 \cdot C} \times \frac{L \cdot h}{b \cdot e} \times \frac{\sigma_e}{24} \quad \text{avec } \sigma_e \text{ en (daN/mm}^2\text{)}$$

- Si la charge appliquée se dirige vers le centre de gravité de la section : on remplace L par L + ε
- Si la charge appliquée se dirige hors du centre de gravité de la section : on remplace L par L - ε

$$\text{avec : } \varepsilon = 0.8 \cdot y_a \cdot \beta \cdot C \cdot \frac{b}{e}$$

$$\alpha = \frac{1}{1000 \cdot C} \times \frac{(L + \varepsilon) \cdot h}{b \cdot e} \times \frac{\sigma_e}{24} \quad \text{avec } \sigma_e \text{ en (daN/mm}^2\text{)}$$

$$\varepsilon = 0.8 \cdot y_a \cdot \beta \cdot C \cdot \frac{b}{e} \quad \text{avec } y_a = h/2 = 12/2 = 6 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} C = 1.132 \\ \beta = 1.0 \end{array} \right\} \text{Articulation des appuis + charge uniformément répartie.}$$

$$\varepsilon = 0.8 \times 6.0 \times 1.0 \times 1.132 \times \frac{6.4}{0.63} = 56 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{1000 \times 1.132} \times \frac{(250 + 56) \times 12}{6.4 \times 0.63} \times \frac{24}{24} = 0.8$$

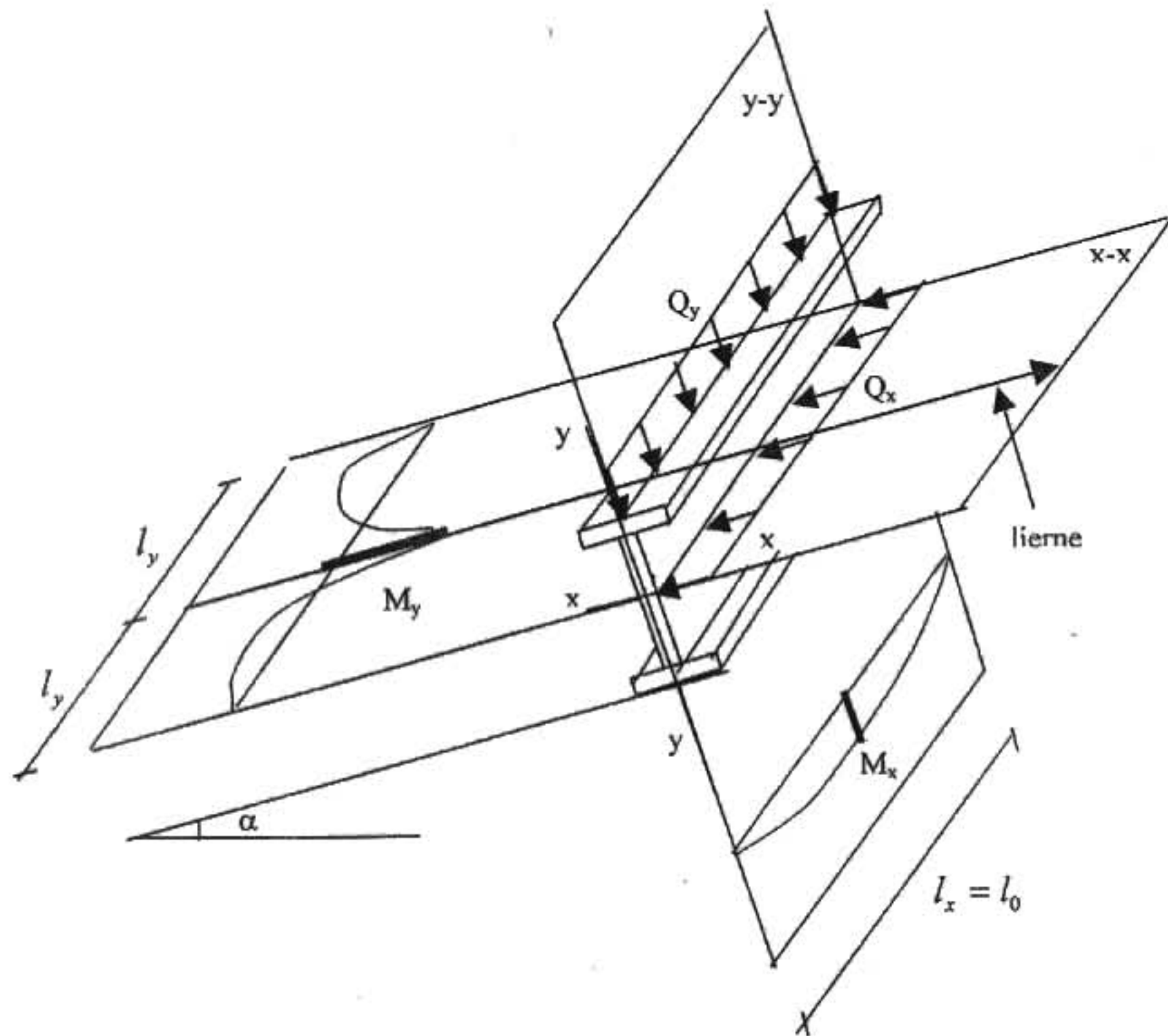
avec σ_e en (daN/mm²)

$$K_d = 2 \cdot \alpha = (2 \times 0.8) = 1.6$$

$$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} = 1.6 \times 425 = 680 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Conclusion :

Le profilé choisit IPE 120 convient pour les pannes.



Panne de toiture et les différents plans de chargement

5- Calcul des liernes

5.1- Introduction :

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

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants (α) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses. La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi-portée.

Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliées entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

5.2- Dimensionnement des liernes :

La réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1.25Q_x \times l_y = 1.25 \times 52.3 \times 2.50 = 163.5 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{163.5}{2} = 81.8 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 163.5 + 81.8 = 245.3 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

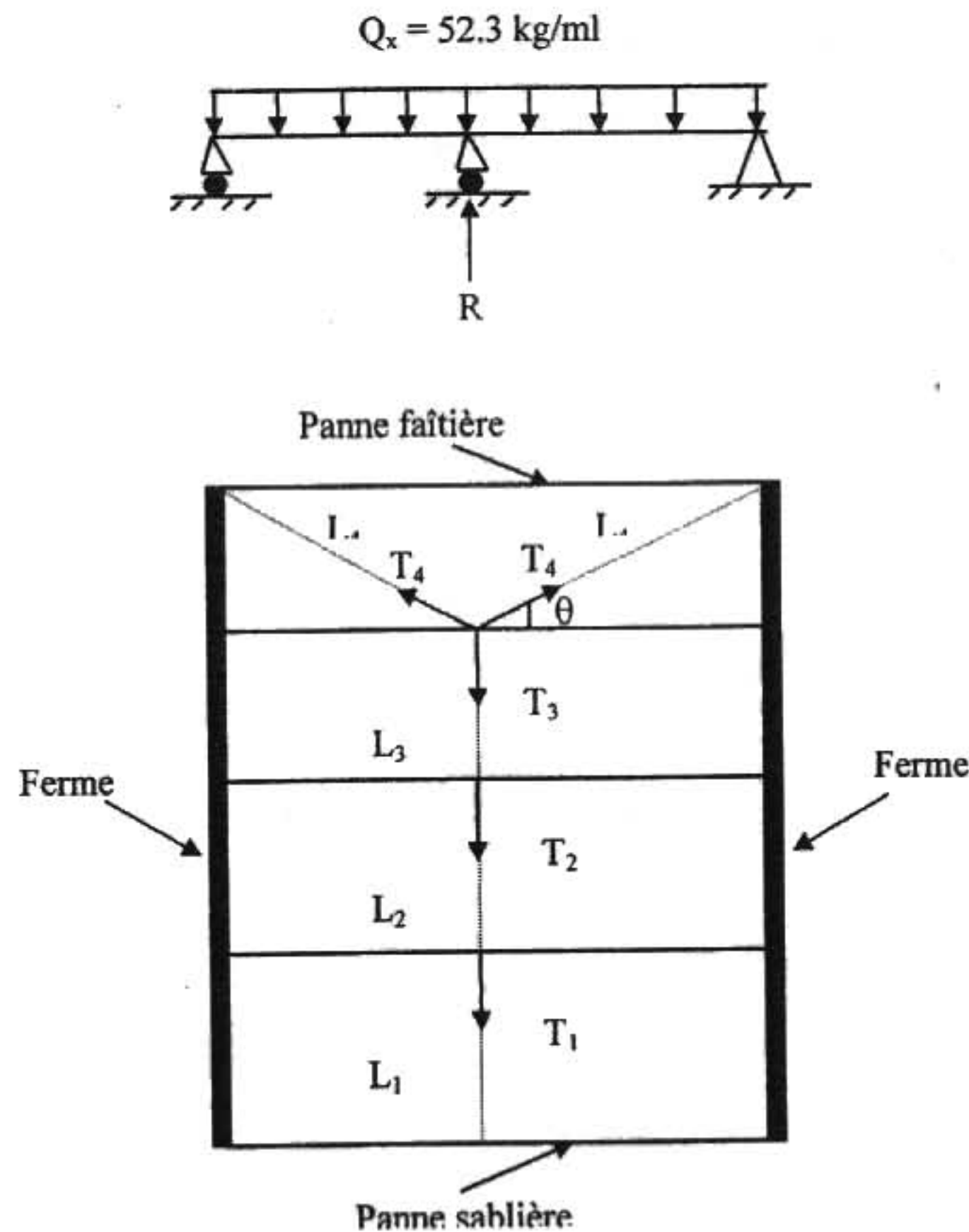
$$T_3 = R + T_2 = 163.5 + 245.3 = 408.8 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L_4 :

$$2T_4 \cdot \cos\theta = T_3$$

$$T_4 = 323.3 \text{ daN}$$

avec : $\theta = 50.8^\circ$



Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'il se

rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

5.3- Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_3 .

$$T_3 \leq A \times \sigma_e$$

$$T_3 = 408.8 \text{ daN.}$$

$$A \geq T_3 / \sigma_e = 408.8 / 2400 = 0.170 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0.170 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.170}{\pi}} = 0.46 \text{ cm}$$

soit une barre ronde de diamètre :

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

6- Calcul de l'échantignolle.

6.1- Introduction :

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).

6.2- dimensionnement de l'échantignolle.

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

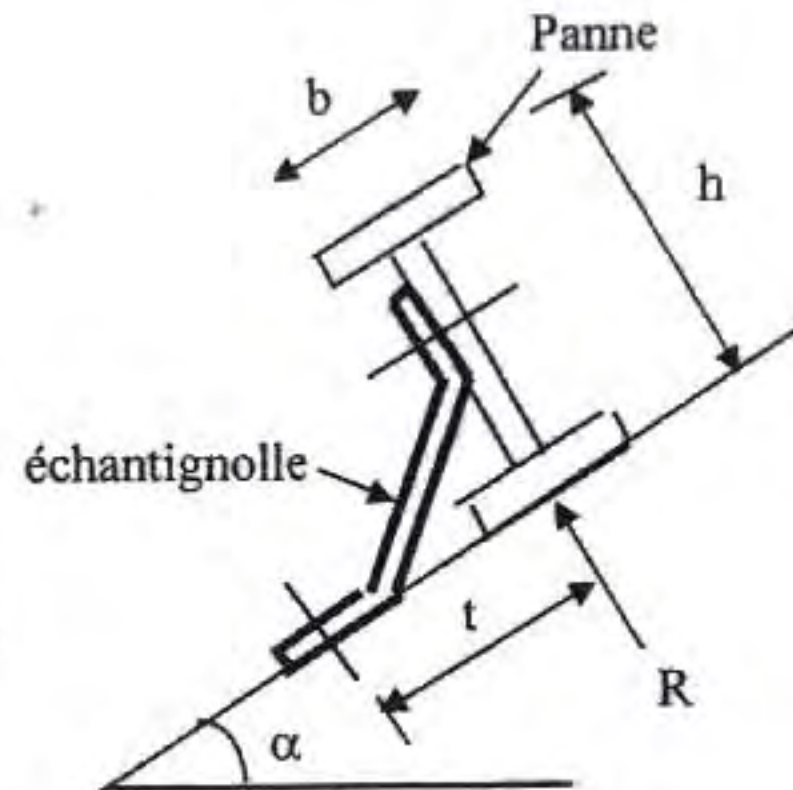
$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

pour IPE 120 :
 $b = 6.4 \text{ cm}$ et $h = 12 \text{ cm}$
 $6.4 \leq t \leq 9.6 \text{ cm}$
 soit $t = 8 \text{ cm}$.

$$Q_x = V_e = -118.2 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 2 \times (Q_x \times l_x) / 2$$

$$= 2 \times (118.2 \times 5.0) / 2 = 591 \text{ daN.}$$

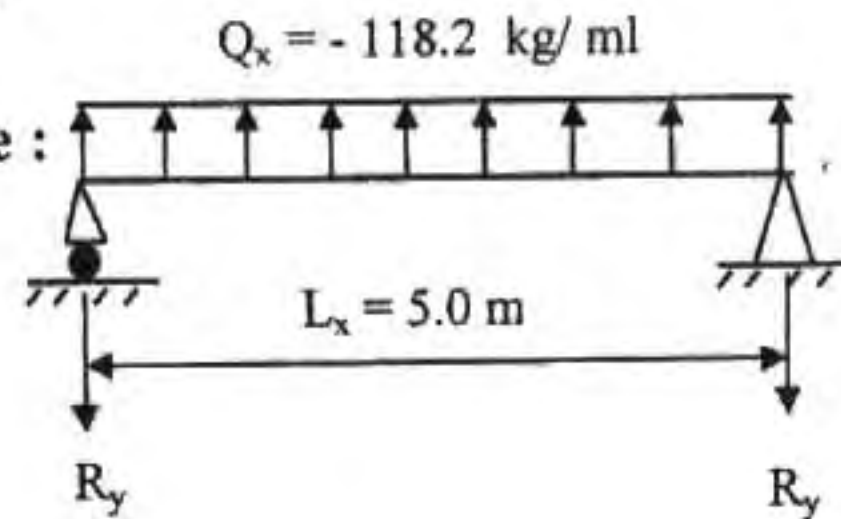


Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R \times t = 591 \times 8 = 4728 \text{ daN.cm}$$

Dimensionnement de l'échantignolle :

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} \leq \sigma_e$$



Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{4728}{2400} = 1.97 \text{ cm}^3$$

avec $W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6}$

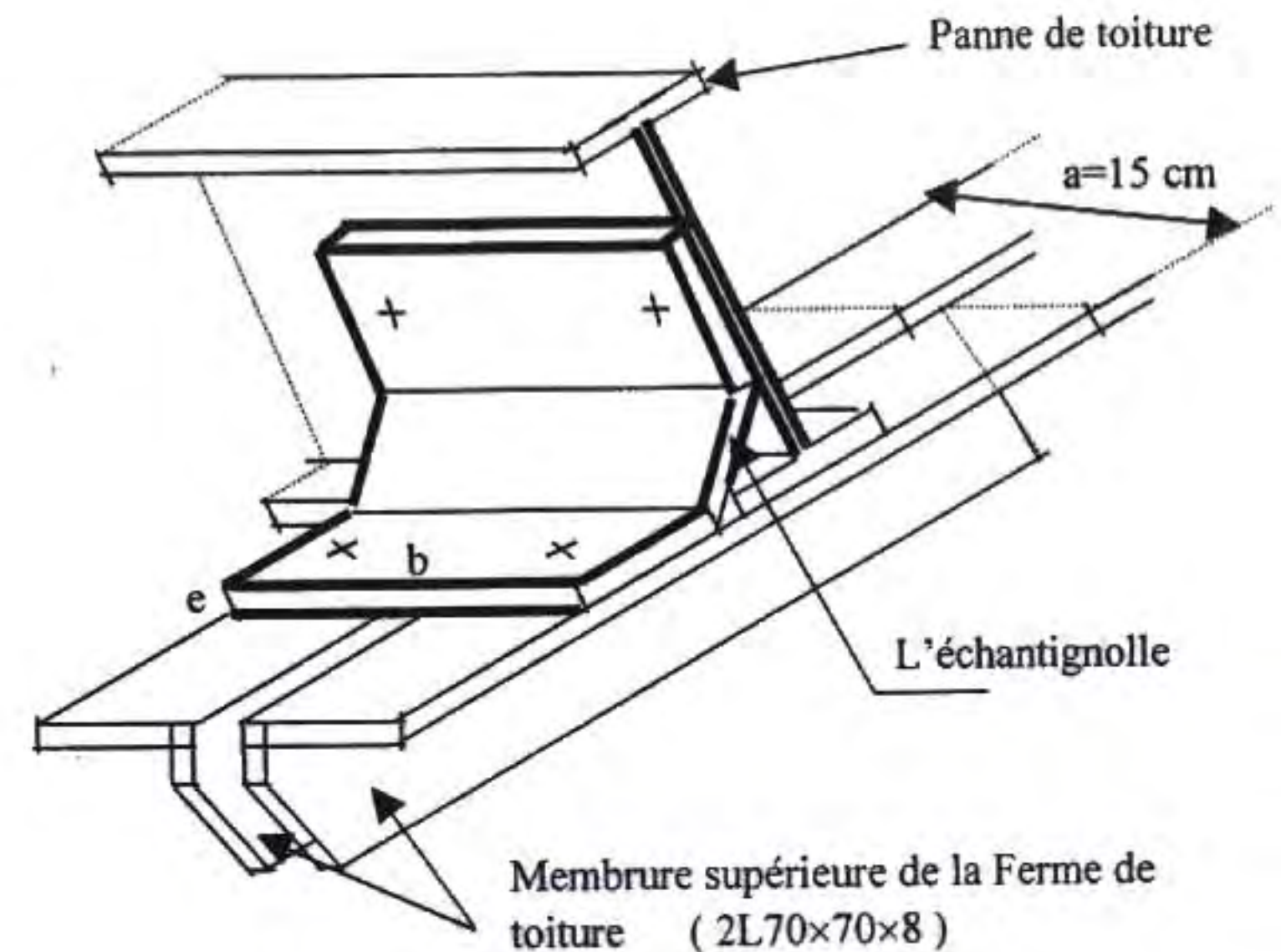
$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.97}{15}} = 0.89 \text{ cm}$$

soit $e = 12 \text{ mm}$

Remarque :

La largeur de l'échantignolle ($a = 15 \text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme. 2L70x70x8 (voir calcul de la ferme).

$b = 7 + 7 + 1 = 15 \text{ cm}$; avec l'épaisseur du gousset de 10 mm.



Calcul des lisses de bardages

1- Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

2- Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

2.1- Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient :

charges accrochées éventuelles.

b- surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme)

surcharge du vent (V) :

3- Principe de dimensionnement :

Les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

a- condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :

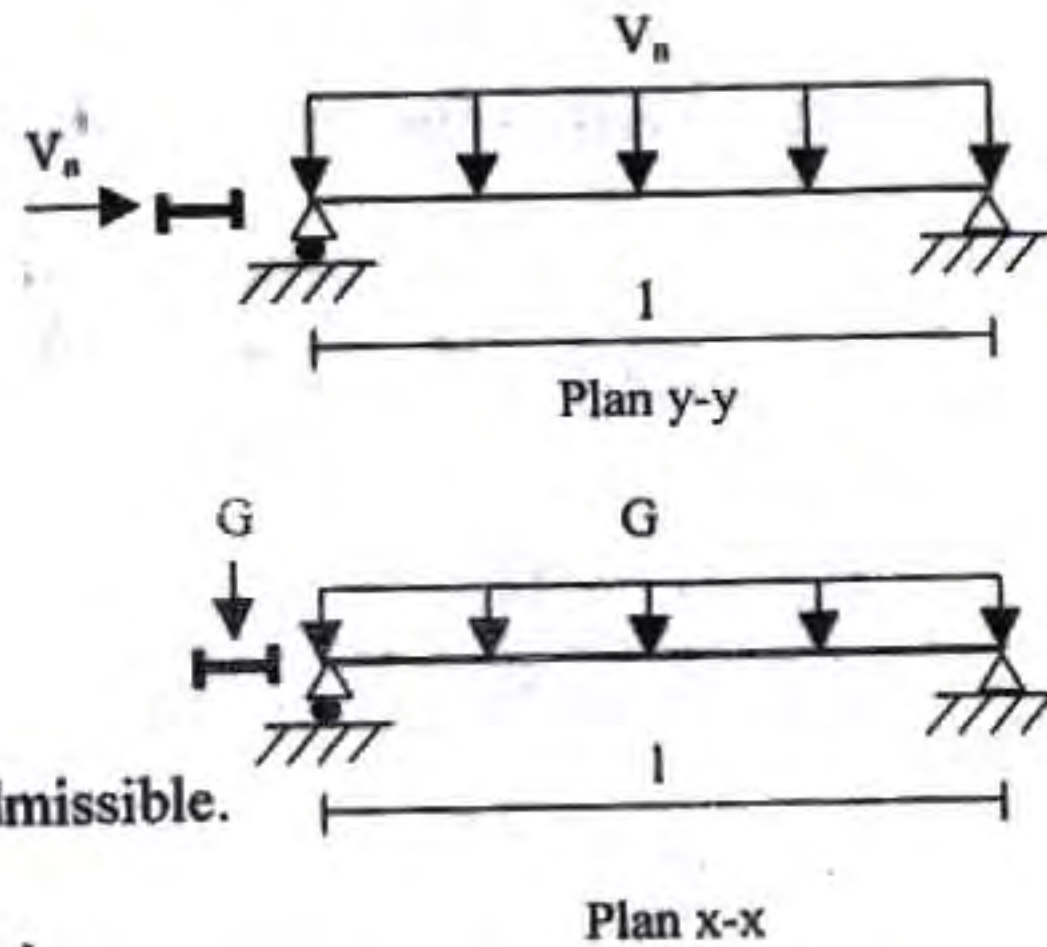
$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_c$$

b- condition de flèche :

$$f_x \leq f_{ad}$$

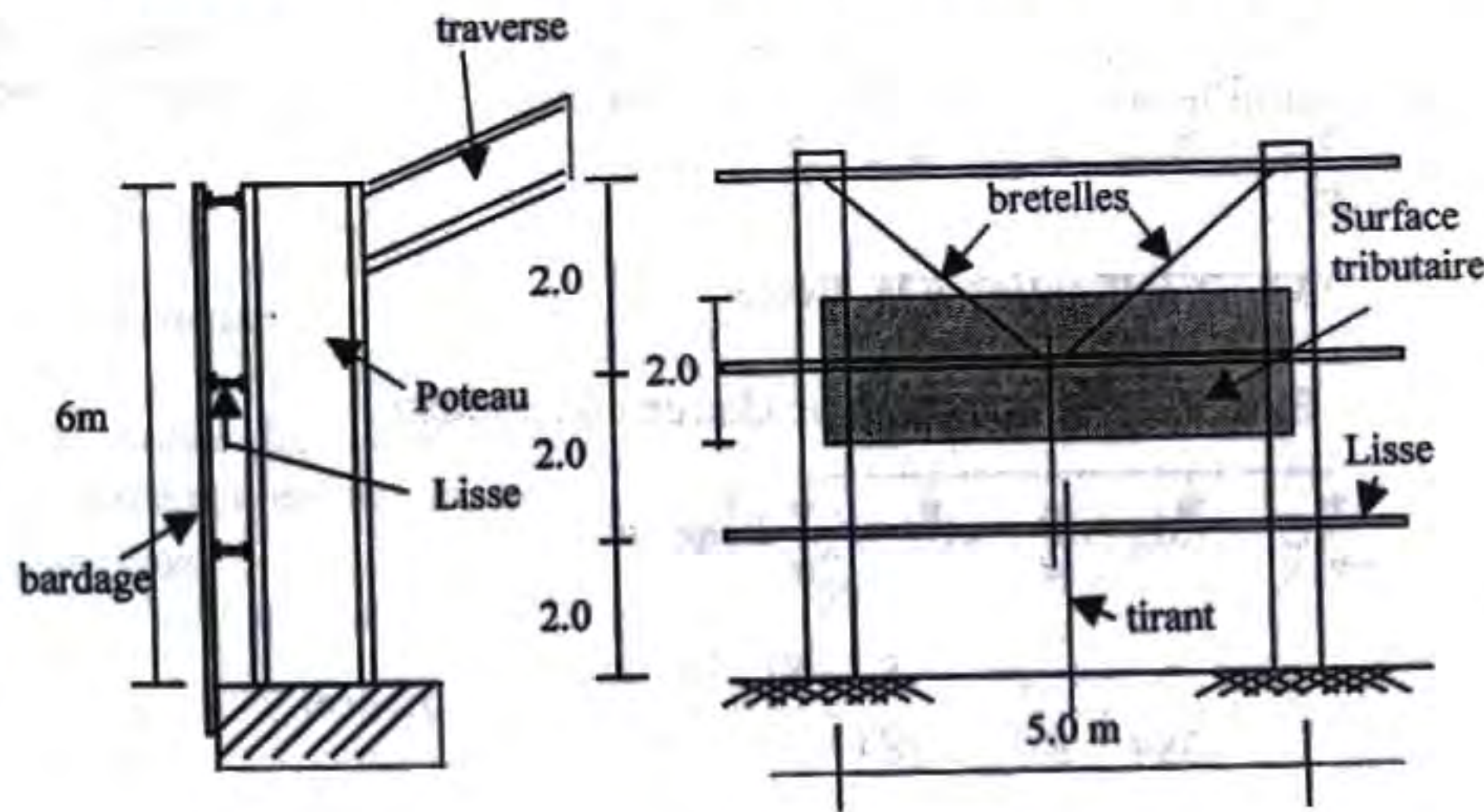
$$f_y \leq f_{ad}$$

avec $f_{ad} = l/200$: flèche admissible.



4- Exemple d'application :

Soit à dimensionner les lisses de bardages de long pan (grande face) de longueur 5.0 m., entre axe 2.0 m., supportant un bardage (bacs acier) de poids : 12.0 kg/m². La pression engendrée par le vent normal : $V_n = + 40.5 \text{ kg/m}^2$. (voir étude au vent CHI)



Solution :

1- Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée (lisse intermédiaire) :

1.1- Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

Bardage :12 kg/m²
 Poids propre de la lisse : (estimé).....12kg/ml
 $G = 12 \times 2.0 + 12 = 36 \text{ kg/ml}$

1.2- Surcharges climatiques : (suivant le plan de l'âme)

Vent normale : (voir étude au vent CH.I).....40.5kg/m²
 $V_n = 40.5 \times 2.0 = 81 \text{ kg/ml}$
 $V_e = 1.75V_n = 1.75 \times 81 = 142 \text{ kg/ml}$

2- Dimensionnement :

La lisse travail à la flexion déviée

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

$\eta \approx 6 \text{ à } 9$ pour les profilés laminés en I (soit $\eta = 7$)

avec :

$$M_x = M_V = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{81 \times 5.0^2}{8} = 253.2 \text{ kgm}$$

$$M_y = M_G = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{36 \times 5.0^2}{8} = 112.5 \text{ kgm}$$

Remarque :

La charge permanente et la surcharge climatique du vent sont appliquées dans deux plans différents, donc on procède au calcul des moments maximums pondérés en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_r}$
- $M_G + M_{V_r}$

- **Sous la combinaison :** $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_r}$

$$\frac{4}{3}M_G = \frac{4}{3} \times 112.5 = 150 \text{kgm} \quad \text{et} \quad \frac{3}{2}M_{V_r} = \frac{3}{2} \times 253.2 = 380 \text{kgm}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{380}{24} \left(1 + 7.5 \times \frac{150}{380} \right) = 62.71 \text{cm}^3$$

- **Sous la combinaison:** $M_G + M_{V_r}$

$$M_G = 112.5 \text{kgm} \quad \text{et} \quad M_{V_r} = 1.75 \times 253.2 = 443.1 \text{kgm}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{443.1}{24} \left(1 + 7.5 \times \frac{112.5}{443.1} \right) = 53.61 \text{cm}^3$$

la combinaison suivante : $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_r}$ est la plus défavorable

$$W_x \geq 62.71 \text{cm}^3$$

Soit IPE 140

$$\begin{aligned} W_x = 77.3 \text{cm}^3 & \quad \& \quad W_y = 12.3 \text{cm}^3 \\ I_x = 541 \text{cm}^4 & \quad \& \quad I_y = 44.9 \text{cm}^4 \quad \& \quad p = 12.9 \text{kg/ml} \end{aligned}$$

3- Vérification de la lisse à la résistance :

On vérifie la lisse à la résistance sans tenir compte du nouveau poids propre du moment qu'il est proche de la valeur estimée.

3.1- Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans la lisse sous la combinaison la plus défavorable suivante : $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_r}$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\frac{4}{3}M_G = \frac{4}{3} \times 112.5 = 150 \text{kgm} \quad \text{et} \quad \frac{3}{2}M_{V_r} = \frac{3}{2} \times 253.2 = 380 \text{kgm}$$

$$\sigma = \frac{380.2 \times 10^2}{77.3} + \frac{150 \times 10^2}{12.3} = 1220 \text{kg/cm}^2 \leq \sigma_e \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Remarque :

Il n'y a pas lieu de faire une vérification aux contraintes de cisaillements parce que ces dernières sont généralement très faibles vis à vis de σ_e .

3.2- Vérification à la flèche :

Elle est à vérifiée sous une charge non pondérée :

$$G = 36 \text{kg/ml} \quad \text{et} \quad V_n = 81 \text{kg/ml}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n I^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{81 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 0.58 \text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5cm.$$

$f_x < f_{ad}$ la condition de flèche est vérifiée dans le plan de l'âme

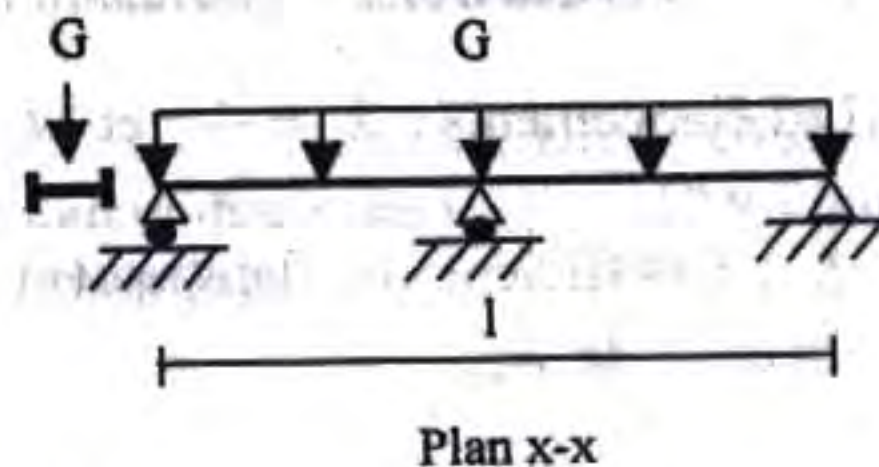
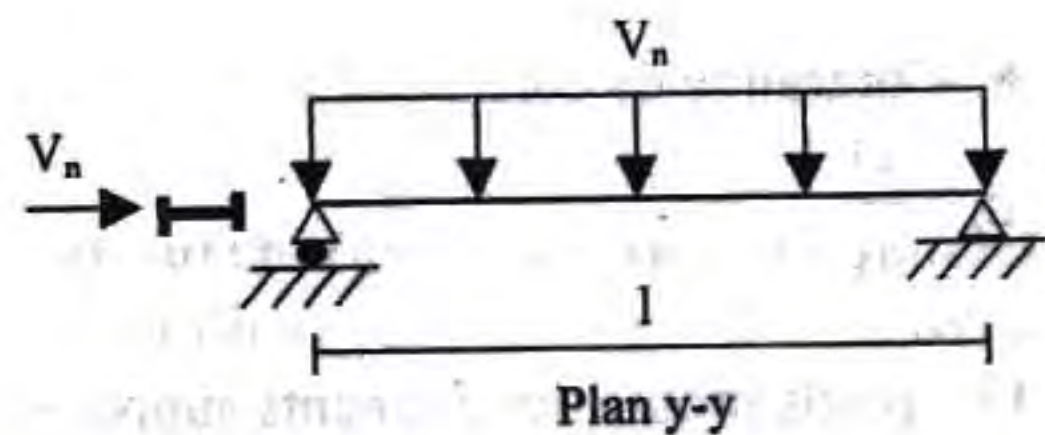
$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{GI^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{36 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 3.1cm > f_{ad}$$

$f_y \geq f_{ad}$ la condition de flèche n'est pas vérifiée dans le plan perpendiculaire à l'âme.

La flèche étant trop forte, il faut disposer des suspentes (tirants) à mi - portée de la lisse pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis, verticalement, et la flèche est notablement réduite à :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E.I_y} = \frac{2.05}{384} \times \frac{36 \times 10^{-2} \times \left(\frac{500}{2.0}\right)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.08cm < f_{ad}$$

avec : $f_{ad} = \frac{l/2}{200} = 1.25cm$



Conclusion :

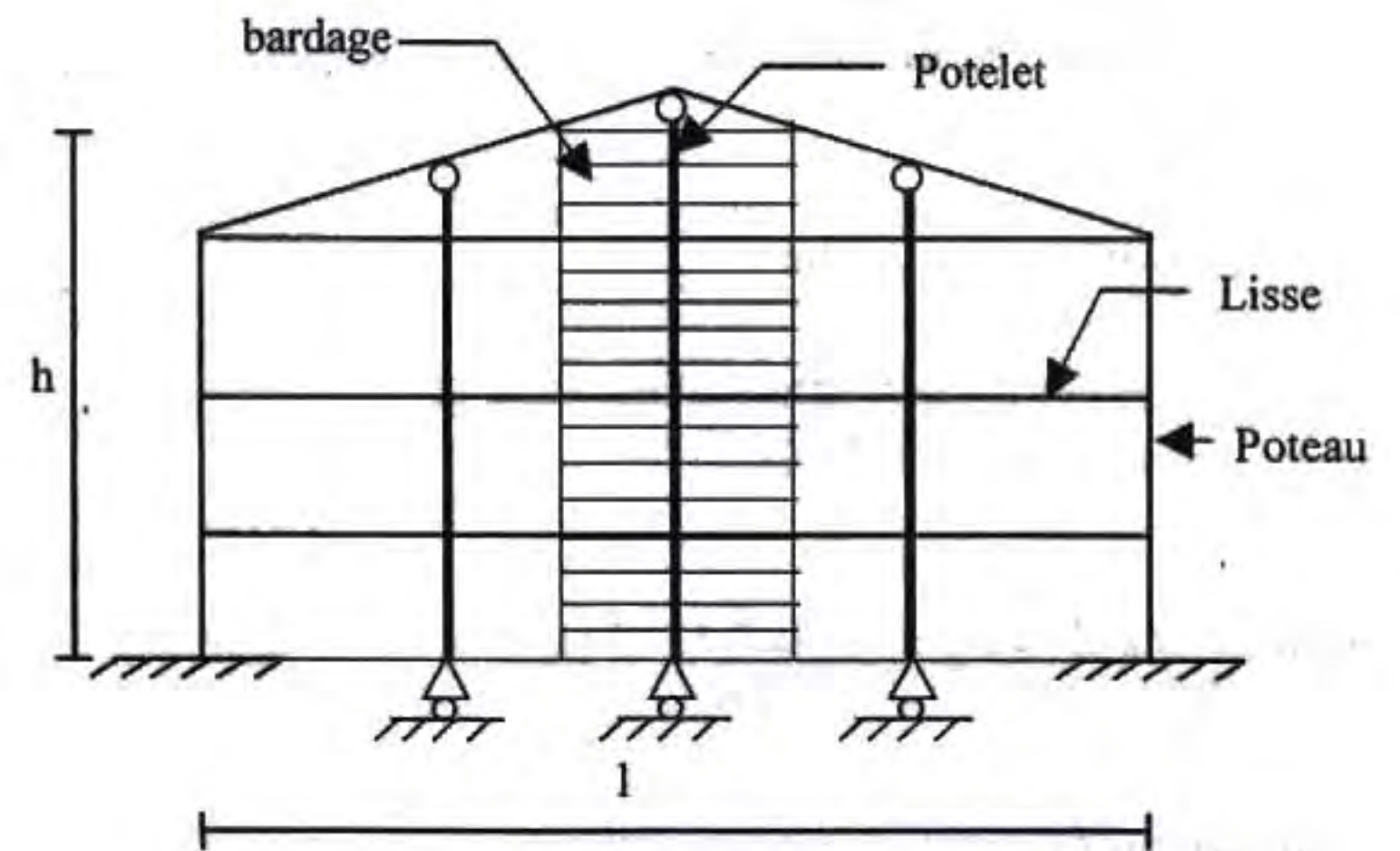
le profilé choisi (IPE 140) convient comme lisse de bardage.

Calcul des potelets

1- Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leur caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Il sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.



2- Détermination des sollicitations :

Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5cm.$$

$f_x < f_{ad}$ la condition de flèche est vérifiée dans le plan de l'âme

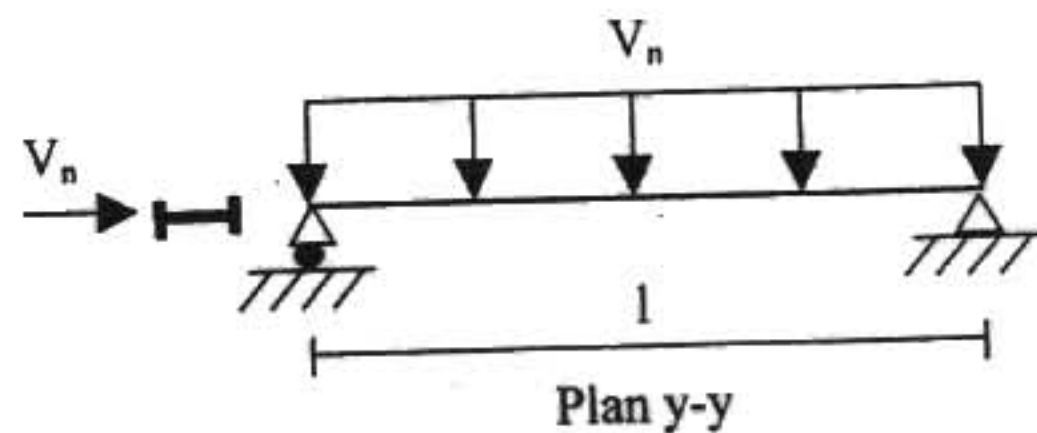
$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{36 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 3.1cm > f_{ad}$$

$f_y \geq f_{ad}$ la condition de flèche n'est pas vérifiée dans le plan perpendiculaire à l'âme.

La flèche étant trop forte, il faut disposer des suspentes (tirants) à mi - portée de la lisse pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis, verticalement, et la flèche est notablement réduite à :

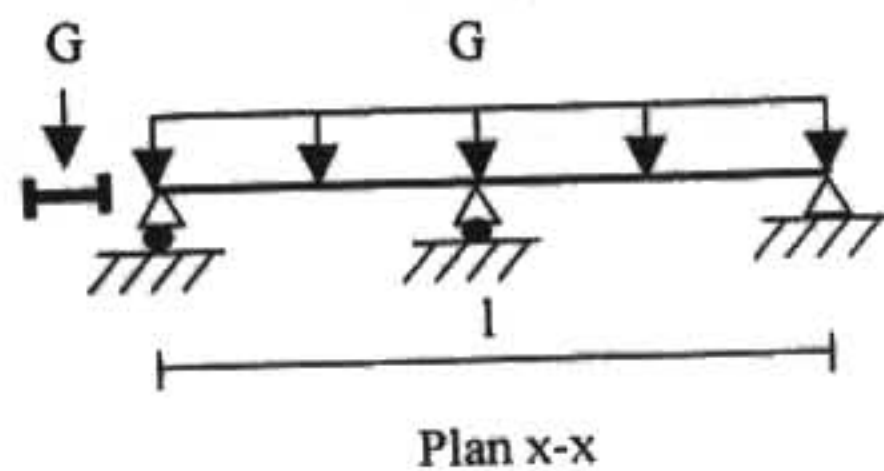
$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E I_y} = \frac{2.05}{384} \times \frac{36 \times 10^{-2} \times \left(\frac{500}{2.0}\right)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.08cm < f_{ad}$$

avec : $f_{ad} = \frac{l/2}{200} = 1.25cm$



Conclusion :

le profilé choisi (IPE 140) convient comme lisse de bardage.

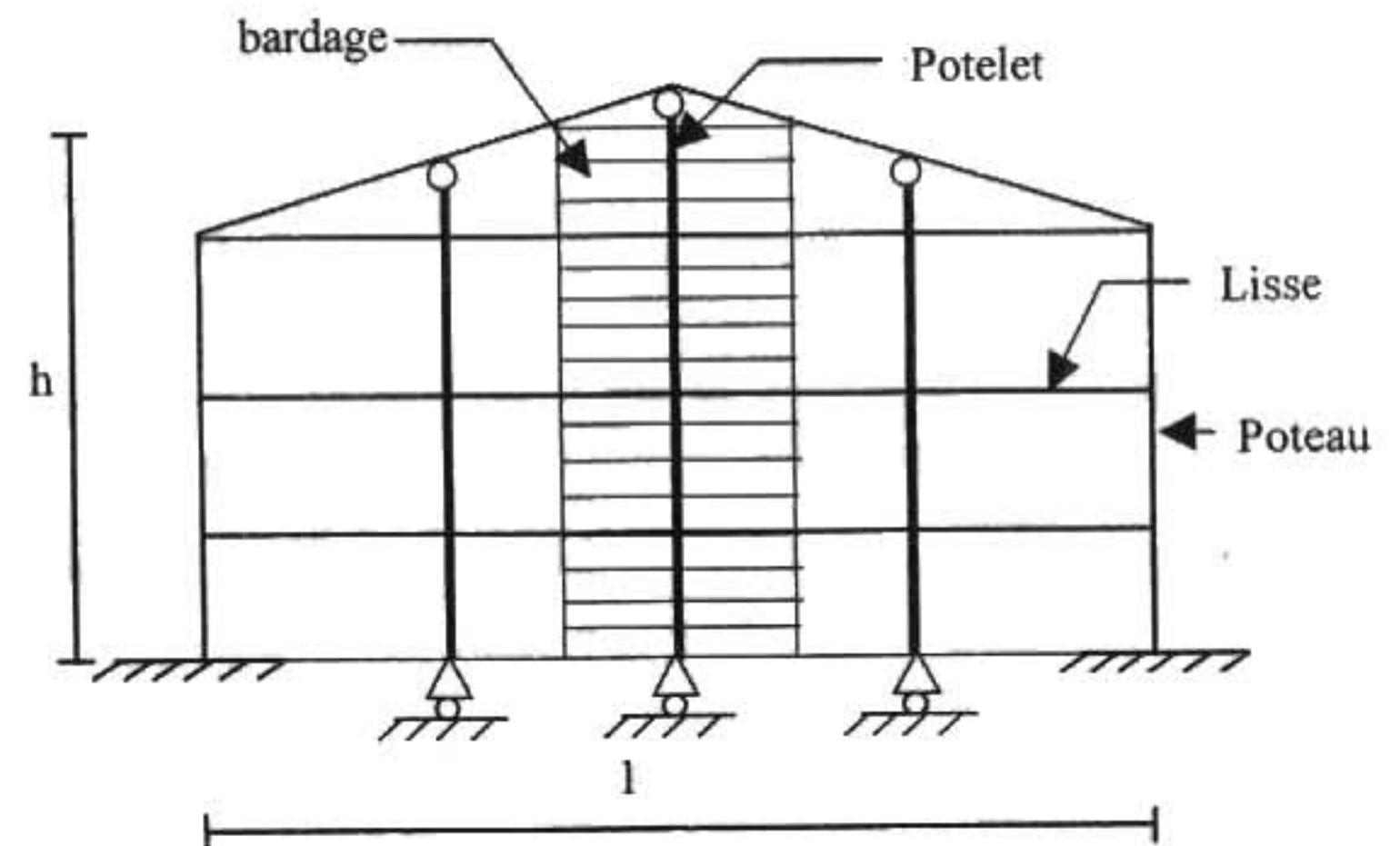


Calcul des potelets

1- Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leur caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Il sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.



2- Détermination des sollicitations :

Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

2.1- Evaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (G) : (charge concentrée)

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage.

b- surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme)

surcharge du vent (V) :

3- Principe de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

3.1- Condition de flèche :

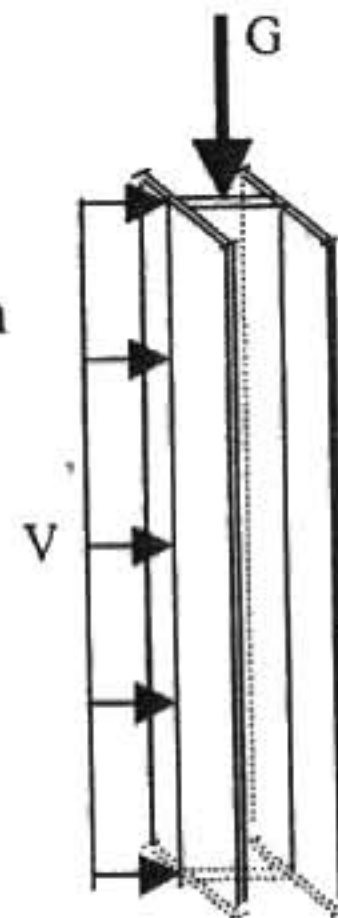
La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

l : longueur du potelet le plus chargé.

$$I_x \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \cdot l^3}{E}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_x supérieure ou égale à la valeur trouvée.



3.2- Vérification des contraintes :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). La vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_c$$

$k_d = 1.0$: le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la longueur du potelet.

- Contrainte de flexion :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \quad \text{avec} \quad M_x = \frac{V_n \times l^2}{8}$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{G}{A}$$

avec

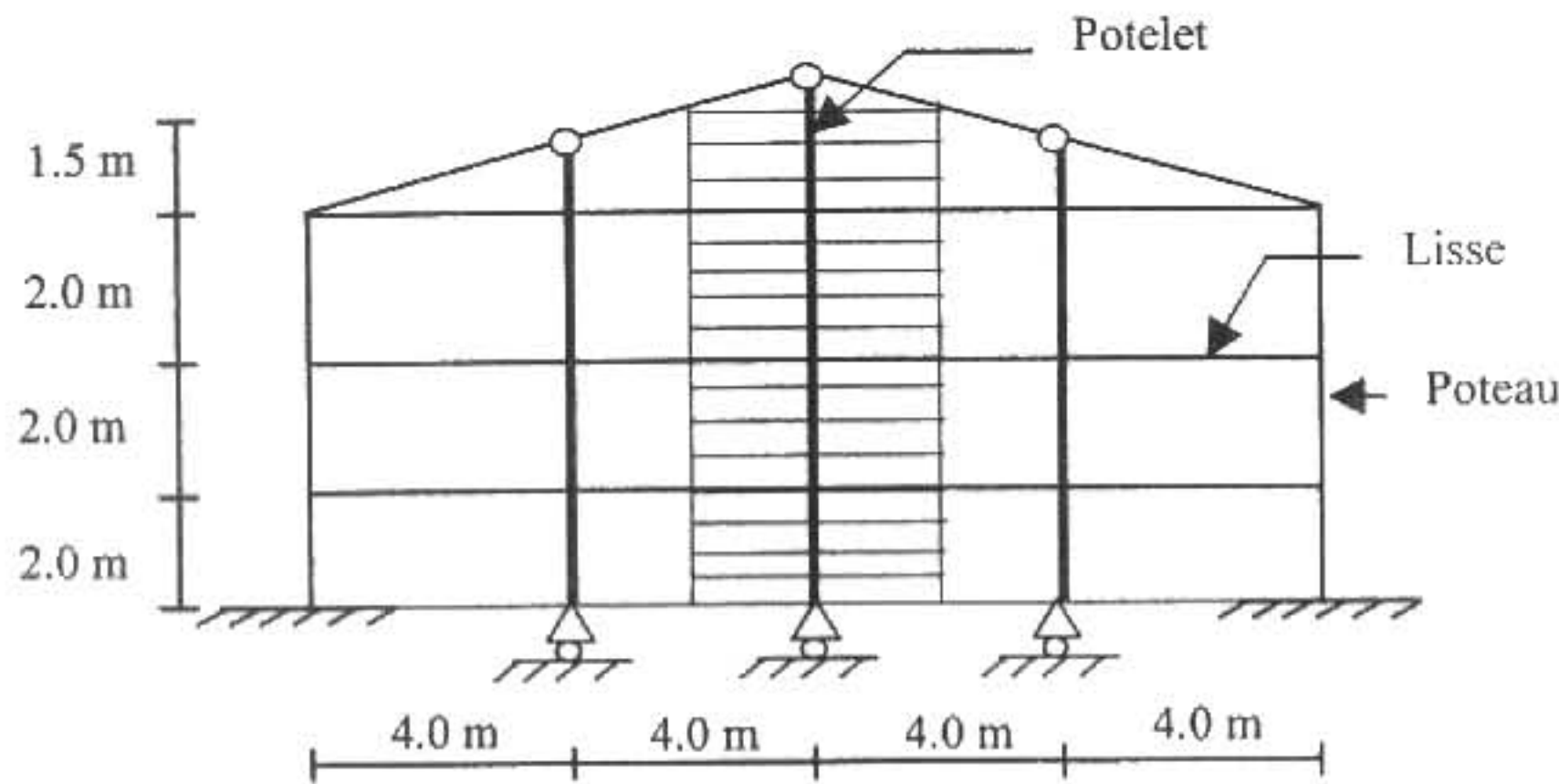
G : poids propre des éléments supportés par le potelet ;
 G = Poids des lisses + Poids du bardage + Poids propre du potelet

Les élancements : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$ et $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \Rightarrow \lambda_{max} = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y)$

K : Coefficient du flambement déterminé dans les tableaux en fonction de λ_{max}

4- Exemple d'application :

Soit à dimensionner le potelet de pignon le plus chargé de la figure ci - dessous :



Solution :

1- Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu) :

1.1- Charges permanentes : (verticale concentrée)

- Bardage :12 kg/m²
- Poids propre de la lisse : (voir calcul des lisses).....12.9 kg/ml
- Poids propre du potelet : (à déterminer)

1.2- Surcharges climatiques : (horizontale suivant le plan de l'âme)

Vent normale : (voir étude au vent CH.I).....39.5kg/m²

$$V_n = 39.5 \times 4.0 = 158 \text{ kg/ml}$$

Avec 4.0 m : l'entre axe des potelets

2- Dimensionnement du potelet :

2.1- Sous la condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$$V_n = 158 \text{ kg/ml.}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

l = 7.5 m : longueur du potelet le plus chargé (potelet du milieu).

$$I_x \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \cdot l^3}{E} = \frac{1000 \times 158 \times 10^{-2} \times 750^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 827 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 160**

- W_x = 109 cm³ ; W_y = 16.7 cm³
- I_x = 869 cm⁴ ; I_y = 68.3 cm⁴
- i_x = 6.58 cm ; i_y = 1.84 cm
- p = 15.8 kg/ml ; A = 20.1 cm²

2.2- Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

$k_d = 1.0$: le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la longueur du potelet.

a- Contrainte de flexion :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$$

$$M_x = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{158 \times 7.5^2}{8} = 1111 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1111 \times 10^2}{109} = 1019.3 \text{ daN/cm}^2$$

b- Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{G}{A}$$

Poids des lisses (IPE 140) : $12.9 \times 4.0 \times 3 = 155 \text{ kg}$

Poids du bardage : $12.0 \times 7.5 \times 4 = 360 \text{ kg}$

Poids propre du potelet : $15.8 \times 7.5 = 118.5 \text{ kg}$

$$G = (155 + 360 + 118.5) = 633.5 \text{ kg.}$$

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{633.5}{20.1} = 31.5 \text{ daN/cm}^2$$

c- Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{750}{6.58} = 114 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{1.84} = 109$$

$\lambda_{\max} = \lambda_x = 114 \rightarrow k = 2.303$ (tableau) Le plan de flambement est le plan de flexion.

• Sous la combinaison (G+V_e) :

$$\begin{aligned} \frac{9}{8}(k\sigma + k_d(1.75 \times \sigma_{fx})) &= \frac{9}{8}(2.303 \times 31.5 + 1.0 \times (1.75 \times 1019.3)) \\ &= 2088.4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

• Sous la combinaison (4/3G+3/2V_n) :

$$\begin{aligned} \frac{9}{8}\left(k \cdot \frac{4}{3}\sigma + k_d \frac{3}{2}\sigma_{fx}\right) &= \frac{9}{8}((2.303 \times 1.33 \times 31.5) + (1.0 \times 1.5 \times 1019.3)) \\ &= 1828.7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

Conclusion : le profilé choisi (IPE 160) convient comme potelet.

Calcul des contreventements

1- Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« poutres au vent »), et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

2- Les différents types de contreventements :

2.1- Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous. 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.

Remarque :

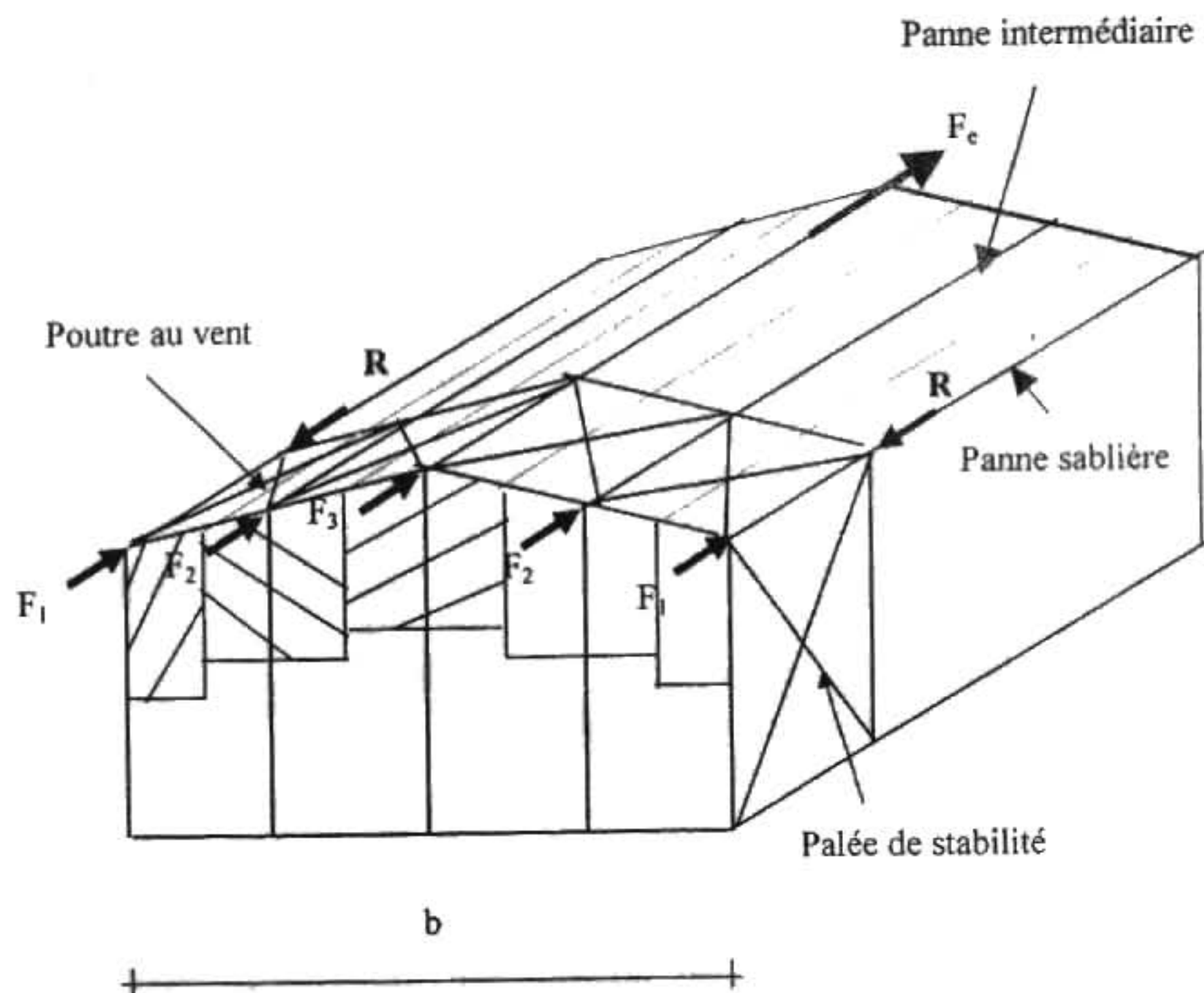
Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

2.2- Contreventement de façades: (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

2.3- Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).



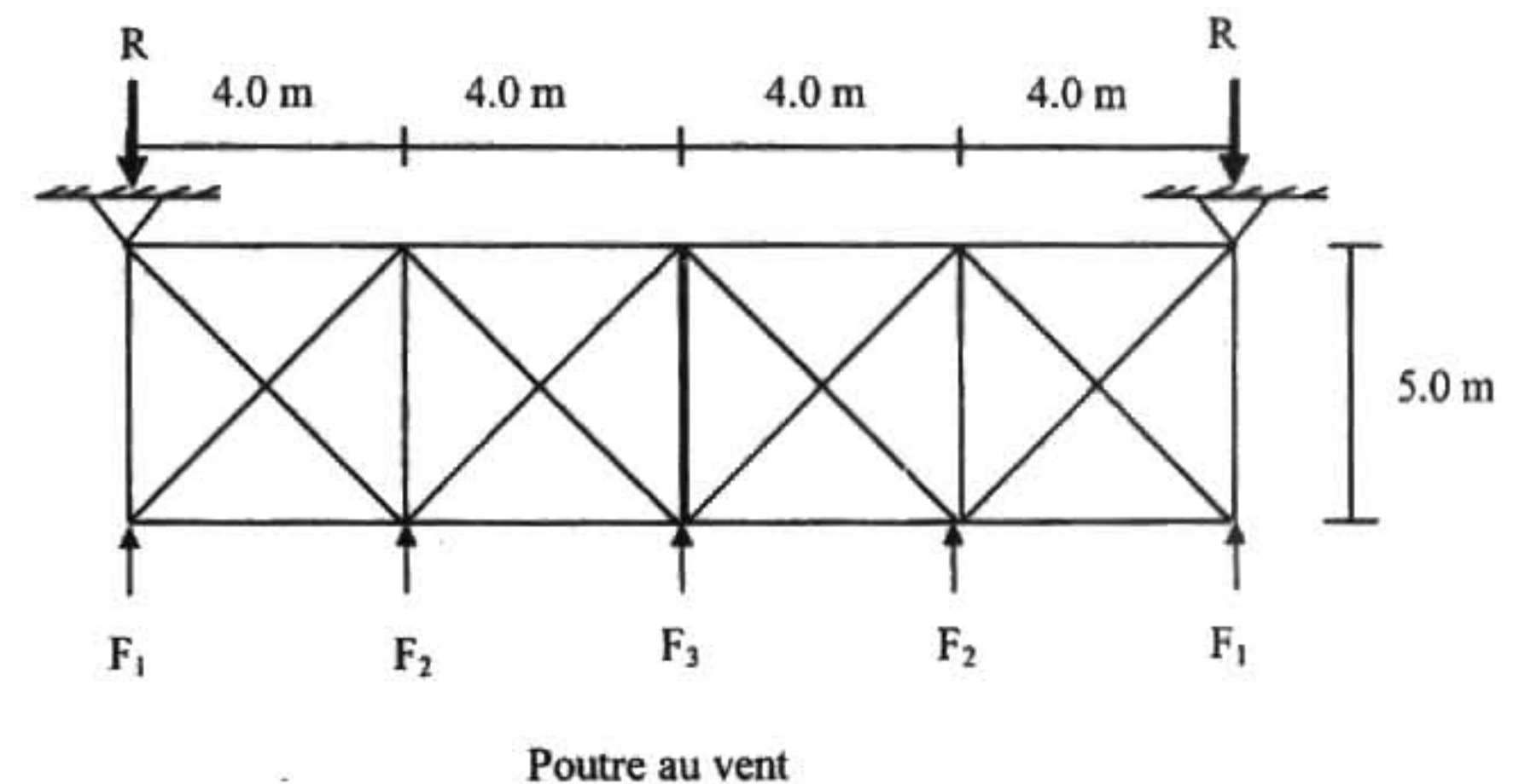
3- Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Remarques :

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

3.1- Evaluation des efforts horizontaux :



$$F_1 = \left(V_e \times \frac{h_1}{2} \times \frac{l}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

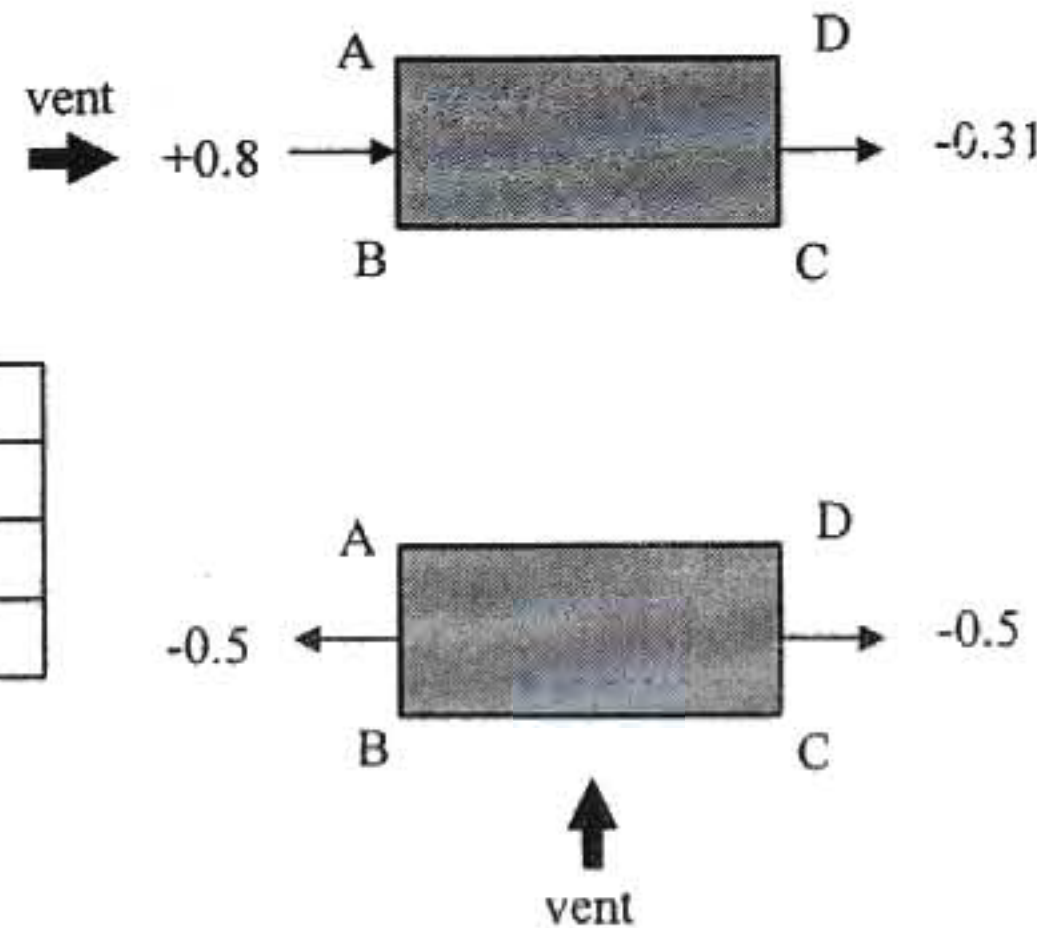
$$F_2 = \left(V_e \times \frac{h_2}{2} \times \frac{l}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left(V_e \times \frac{h_3}{2} \times \frac{l}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$V_n = q_h \cdot k_s \cdot k \cdot \delta \cdot C_r$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e est donnée dans le tableau suivant (voir CHI):

θ	C_e	
	AB	CD
0°	+0.8	-0.31
90°	-0.5	-0.5



$$C_r = \sum C_e = C_{AB} + C_{CD} = 0.8 + 0.31 = +1.11$$

$$q_h = q_{10} = 40.0 \text{ kg/m}^2$$

Surface du pignon est de : 16×7.5

La plus grande dimension offerte au vent afférente au pignon est de $16 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0.81$ (ANNEXE III)

$$V_n = 40.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.81 \times 1.11 = 36.0 \text{ kg/m}^2$$

$V_e = 1.75 V_n = 1.75 \times 36.0 = 63.0 \text{ kg/m}^2$ La force d'entraînement au niveau de la toiture (voir CH.I) est trouvée égale à : $F_e = 370 \text{ kg}$

3.1.1- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets:

$$F_1 = \left(63.0 \times \frac{6}{2} \times \frac{16}{8} \right) + \frac{370}{8} = 424.30 \text{ kg}$$

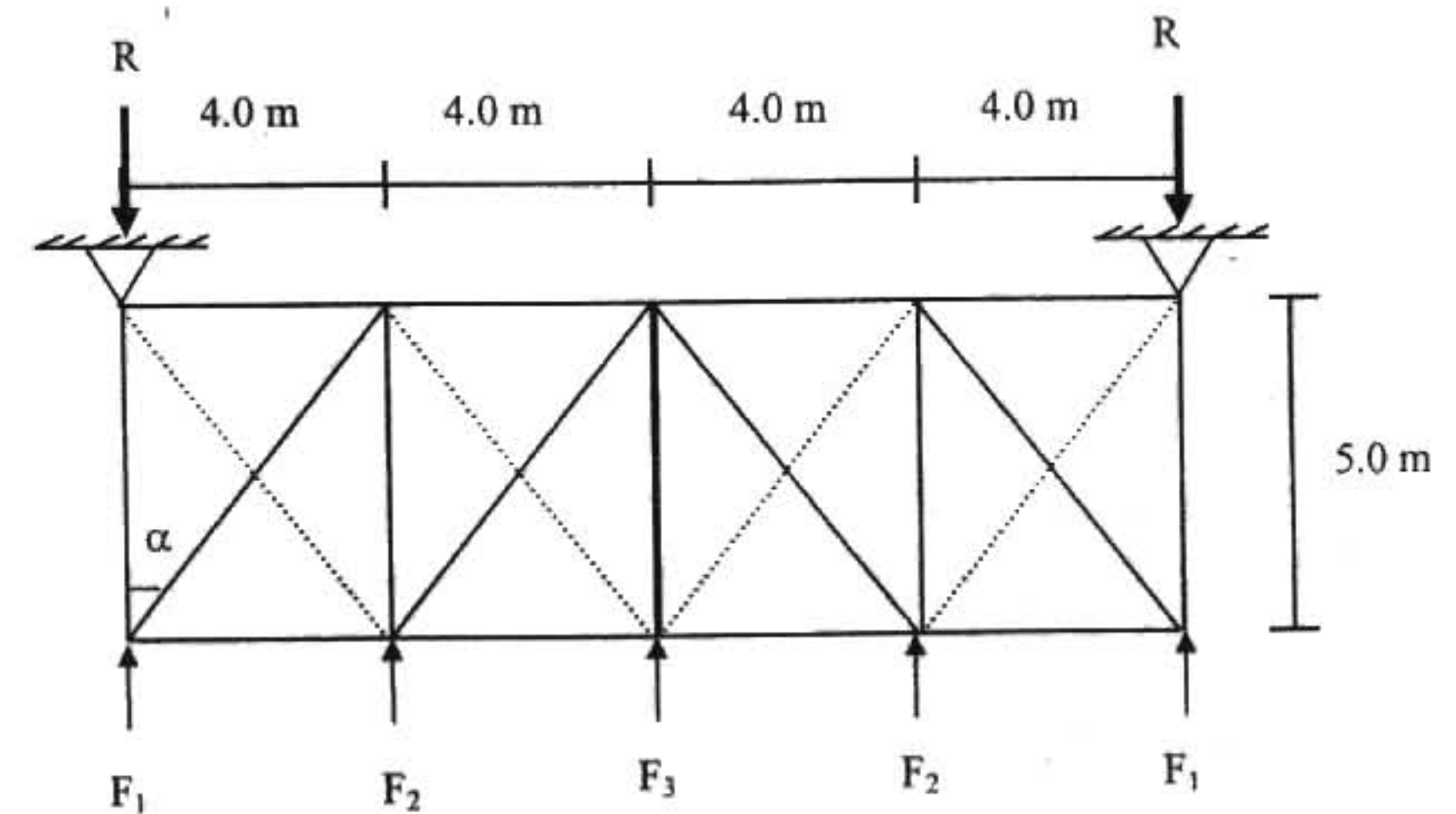
$$F_2 = \left(63.0 \times \frac{6.75}{2} \times \frac{16}{4} \right) + \frac{370}{4} = 943 \text{ kg}$$

$$F_3 = \left(63.0 \times \frac{7.5}{2} \times \frac{16}{4} \right) + \frac{370}{4} = 1037.5 \text{ kg}$$

3.2- Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendus et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi AB ou paroi CD), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.



Poutre au vent

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \alpha + F_1 = R$$

$$\text{avec : } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 424.3 + 2 \times 943 + 1037.5}{2} = 3772.1 \text{ kg}$$

$$\tan \alpha = \frac{4}{5} \Rightarrow \alpha = \arctg \frac{4}{5} = 38.7^\circ$$

$$\text{d'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{3772.1 - 424.3}{\cos 38.7^\circ} = 4290 \text{ kg}$$

3.3- Section de la diagonale :

$$A = \frac{F_d}{\sigma_e} = \frac{4290}{2400} = 1.79 \text{ cm}^2$$

soit L40×40×4 ($A=3.06 \text{ cm}^2$)

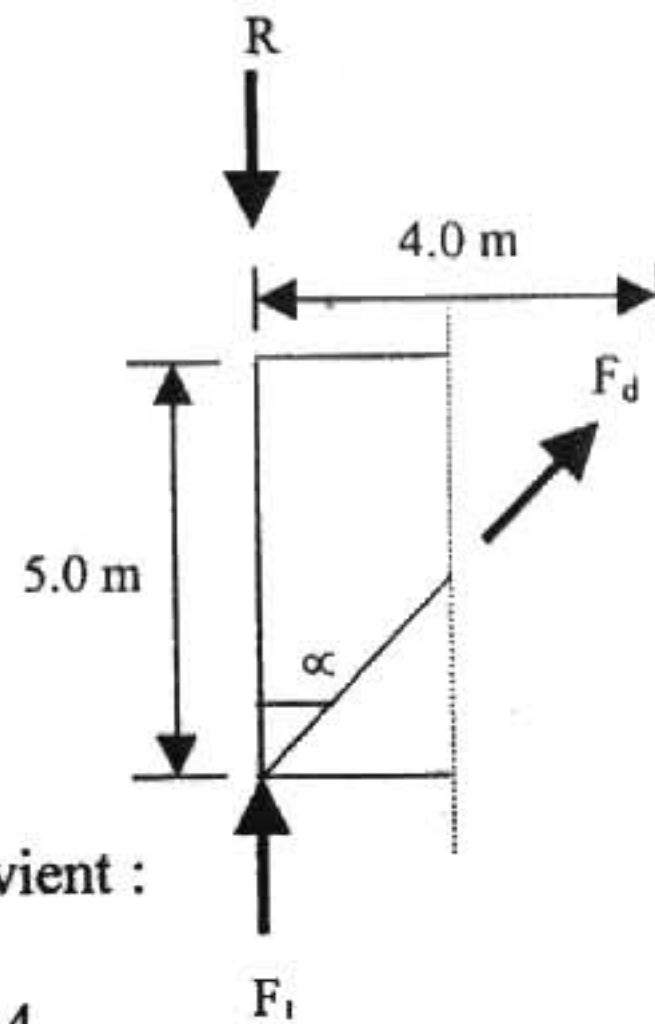
Une cornière isolée de 40×40×4 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

$$\text{Section nette : } A_n = 3.06 - 0.4 \times 1.3 = 2.54$$

$$\sigma = \frac{F_d}{A_n} = \frac{4290}{2.54} = 1834 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

4- 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 charges verticales, 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 :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

4.1- Vérification de la panne intermédiaire :

$$F_2 = 943 \text{ kg}$$

$$Q_y = 269 \text{ kg/ml}, \quad M_x = 841 \text{ kgm}$$

$$Q_x = 52.3 \text{ kg/ml}, \quad M_y = 41 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{841 \times 10^2}{53} = 1587 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{41 \times 10^2}{8.65} = 474 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_2}{A} = \frac{943}{13.20} = 71.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Les élancements : } \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{4.90} = 102.5$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.45} = 172.5$$

$\lambda_{\max} = \lambda_y = 172.5 \rightarrow k = 4.755$ (tableau) Le plan de flambement est le plan x-x.

Remarque :

Le coefficient de déversement k_d est pris égale à l'unité dans ce cas du moment que la semelle supérieure de la panne est solidaire avec la couverture tout au long de sa portée.

soit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}((4.755 \times 71.5) + (1.0 \times 1587) + 474)$$

$$= 2701 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e \dots \dots \dots \text{non..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

On augmente la section du profil\u00e9 :

Soit IPE 140

$$W_x = 77.3 \text{ cm}^3 ; W_y = 12.3 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 541 \text{ cm}^4 ; I_y = 44.9 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 5.74 \text{ cm} ; i_y = 1.85 \text{ cm}$$

$$A = 16.4 \text{ cm} ; p = 12.9 \text{ kg/ml}$$

La combinaison la plus d\u00e9favorables (voir calcul des pannes) est la combinaison N\u00b0. 5.

$$Q_{\text{max}} = G + N_e$$

Avec : $G = 17 \times 2.04 + 12.9 = 47.6 \text{ kg/ml}$

$$Q_{\text{max}} = G + N_e = 47.6 + 227 = 274.6 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 269.6 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8 = (269.6 \times 5.0^2) / 8 = 842.5 \text{ kgm}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 52.4 \text{ kg/ml}$$

$$M_y = Q_x \cdot l_y^2 / 8 = (52.4 \times 2.5^2) / 8 = 41 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{842.5 \times 10^2}{77.3} = 1090 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{41 \times 10^2}{12.3} = 333.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_2}{A} = \frac{943}{16.4} = 57.5 \text{ kg/cm}^2$$

Les \u00e9lancements : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{5.74} = 87$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.85} = 136$$

$\lambda_{\text{max}} = \lambda_y = 136 \rightarrow k = 3.091(\text{tableau})$ Le plan de flambement est le plan x-x.

soit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}((3.091 \times 57.5) + (1.0 \times 1090) + 333.4)$$

$$= 1801.3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

4.2- V\u00e9rification de la panne sabli\u00e8re :

Les pannes sabli\u00e8res qui sont des pannes de rives travaillent simultan\u00e9ment \u00e0 la flexion d\u00e9vi\u00e9e sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et \u00e0 la compression sous l'action de l'effort normal \u00e9gale \u00e0 la r\u00e9action de la poutre au vent.

Efforts revenants \u00e0 la panne sabli\u00e8re :

- **Compression :**

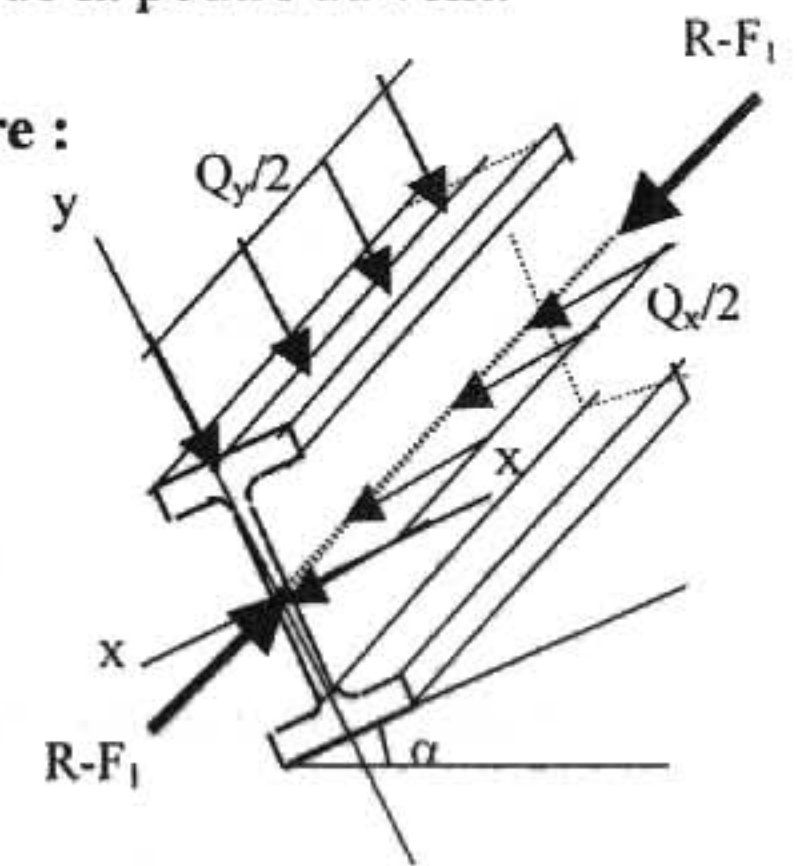
$$N = R - F_1 = 3772.1 - 424.3 = 3348 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3348}{13.20} = 254 \text{ kg/cm}^2$$

- **Flexion d\u00e9vi\u00e9e :**

$$Q_y = 269 / 2 = 134.5 \text{ kg/ml} , M_x = 842 / 2 = 421 \text{ kgm}$$

$$Q_x = 52.3 / 2 = 26.2 \text{ kg/ml} , M_y = 41 / 2 = 20.5 \text{ kgm}$$



$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{842/2 \times 10^2}{53} = 793.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{41/2 \times 10^2}{8.65} = 237 \text{ kg/cm}^2$$

Les élancements : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{4.90} = 102.5$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.45} = 172.5$$

$\lambda_{\max} = \lambda_y = 172.5 \rightarrow k = 4.755$ (tableau) Le plan de flambement est le plan x-x.

soit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}((4.755 \times 254) + (1.0 \times 793.5) + 237)$$

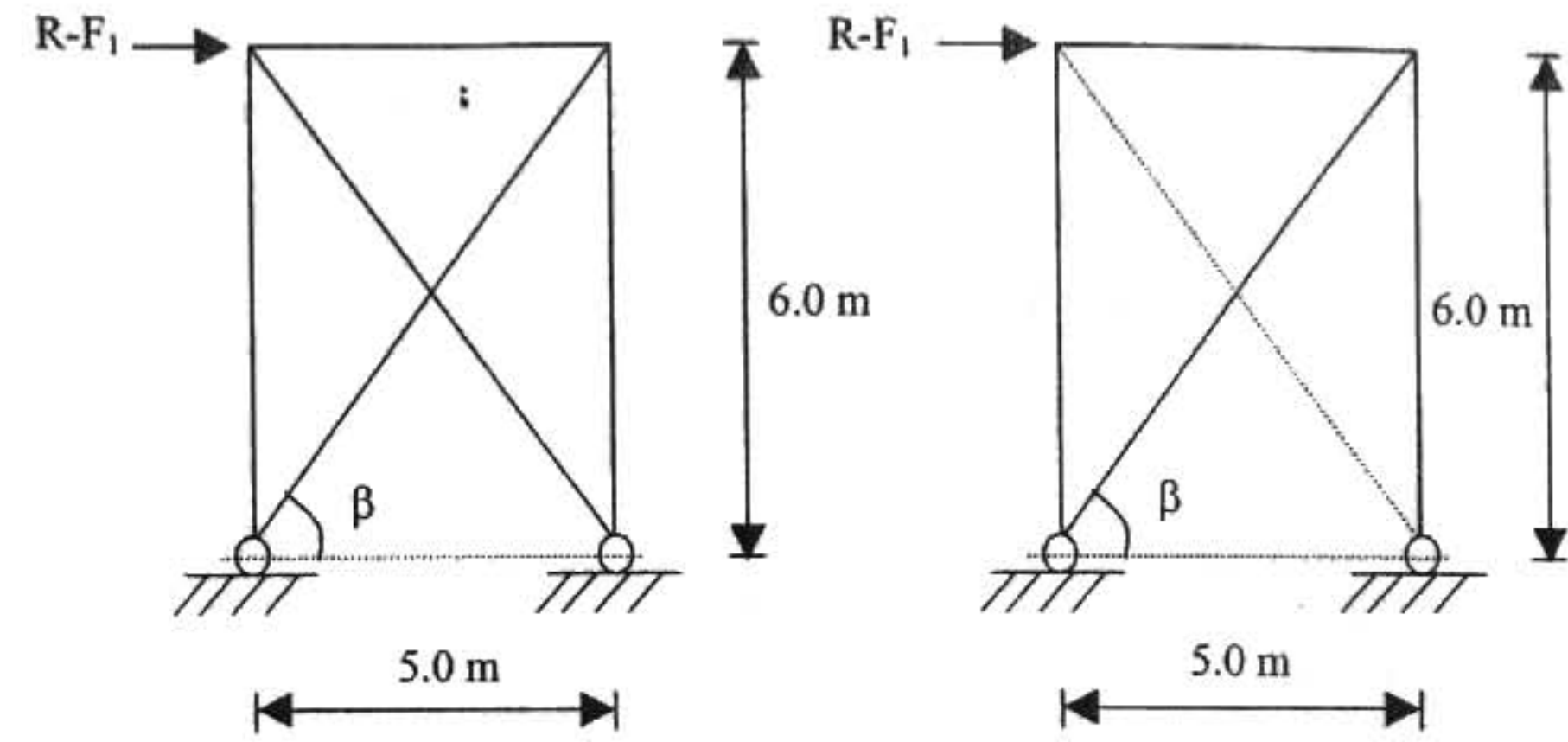
$$= 2238.3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Conclusion :

1. Le profilé IPE120 convient pour la panne sablière et pour les pannes courantes.
2. Le profilé IPE140 convient pour les pannes intermédiaires servants de montants pour les barres de contreventements.

5- Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.



Palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures :

- Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\text{tg} \beta = \frac{6}{5} = 1.2$$

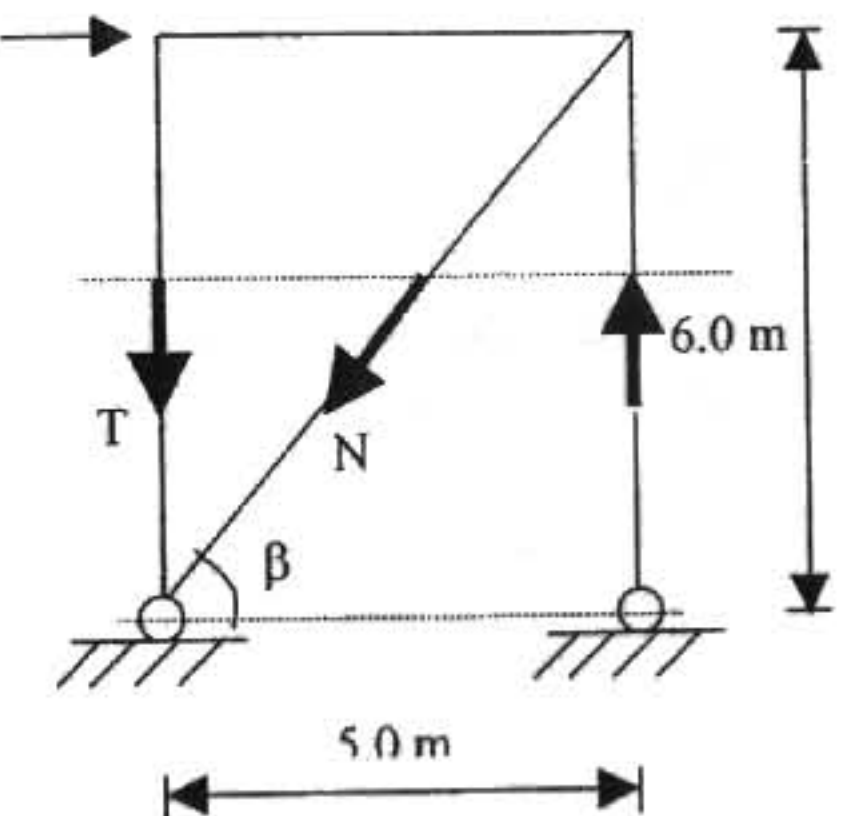
$$\beta = \text{arctg} 1.2 = 50.2^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{3348}{\cos 50.2} = 5230 \text{ kg}$$

- Section de la diagonale :

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{5230}{2400} = 2.18 \text{ cm}^2$$

soit L40x40x4 (A = 3.06 cm²)



Une cornière isolée de 40×40×4 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

$$\text{Section nette : } A_n = 3.06 - 0.4 \times 1.3 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{5230}{2.54} = 2060 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Remarque :

La force de 3348 kg agissant en tête de palée de stabilité va créer dans les poteaux de la palée des traction et compression pour assurer l'équilibre de la palée, ayant pour valeur:

$$T = 3348 \times \frac{6}{5} = 4018 \text{ kg}$$

Calcul des fermes

1- Introduction :

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elle sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrain, par les goussets de retombée.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux, soit sur des murs, et parfois sur des sablières.

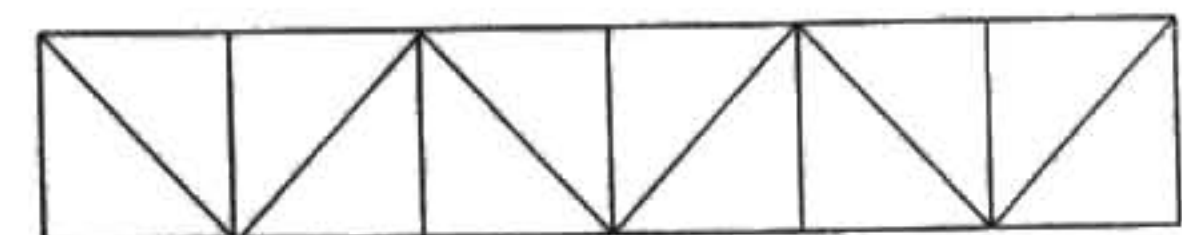
On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

2- Types de fermes de toiture :

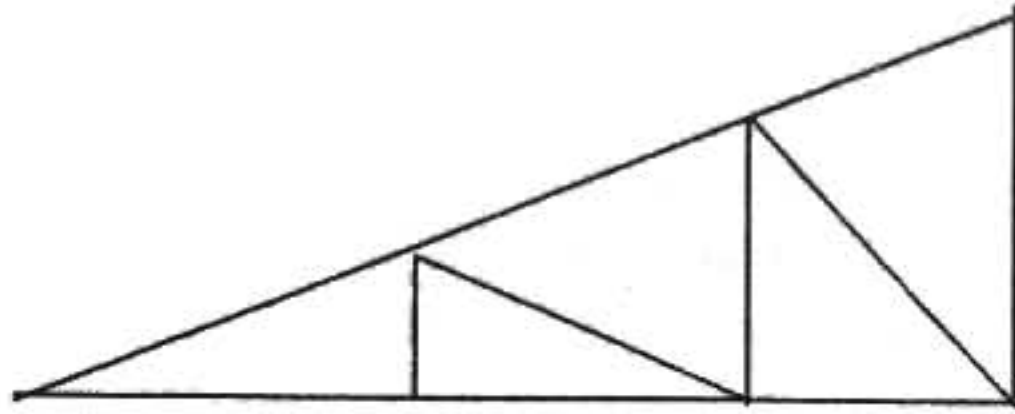
Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celle-ci. Le rôle fondamental de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc.). Dans la plus part des cas les fermes prennent appui sur des poteaux en acier ou en béton armé.

Les fermes les plus courantes sont les suivantes :

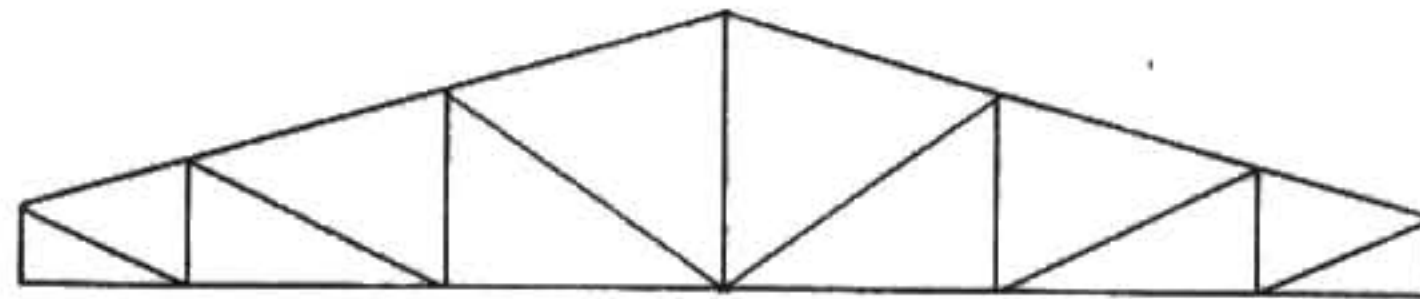
- Fermes à membrures parallèles ou « poutre à treillis »



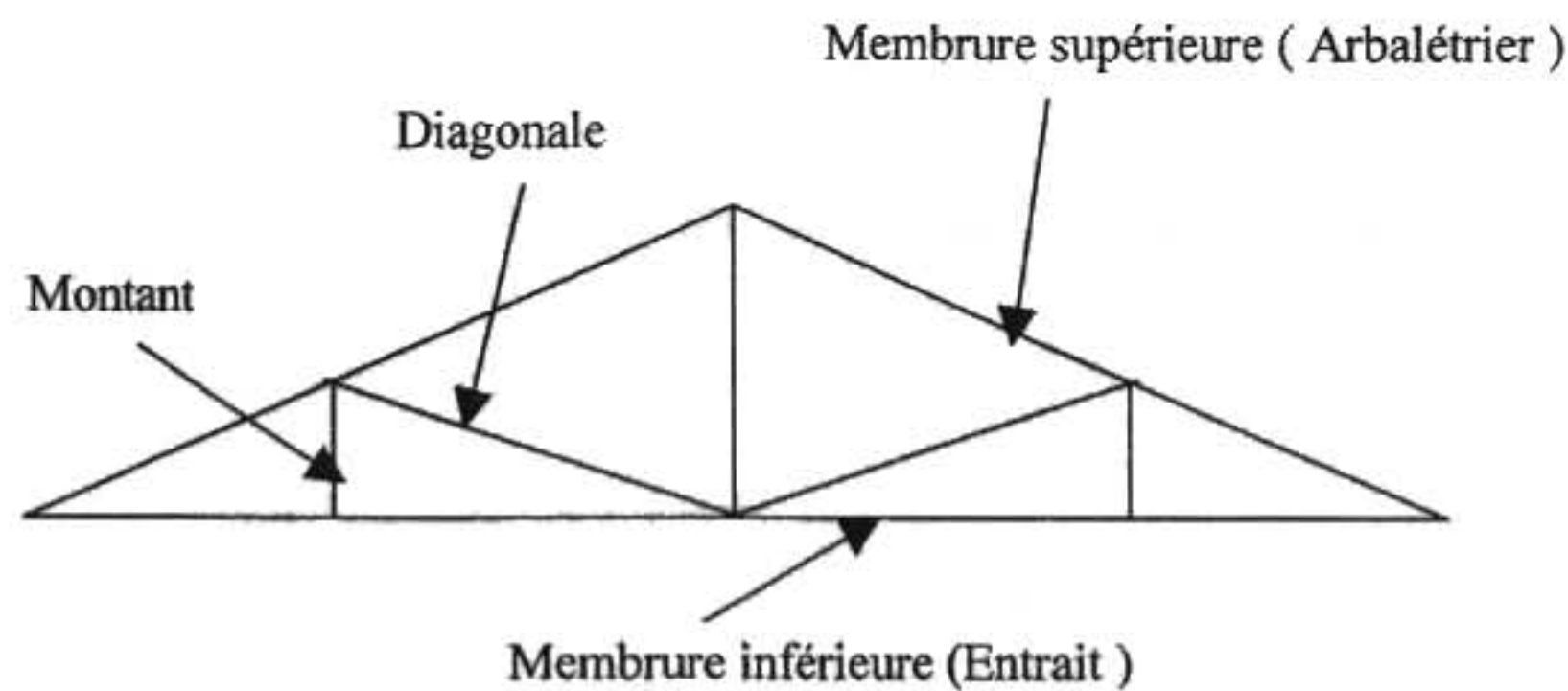
- Fermes à simple versant :



- Fermes trapézoïdales :



- Fermes triangulées :



3- Les assemblages dans les fermes :

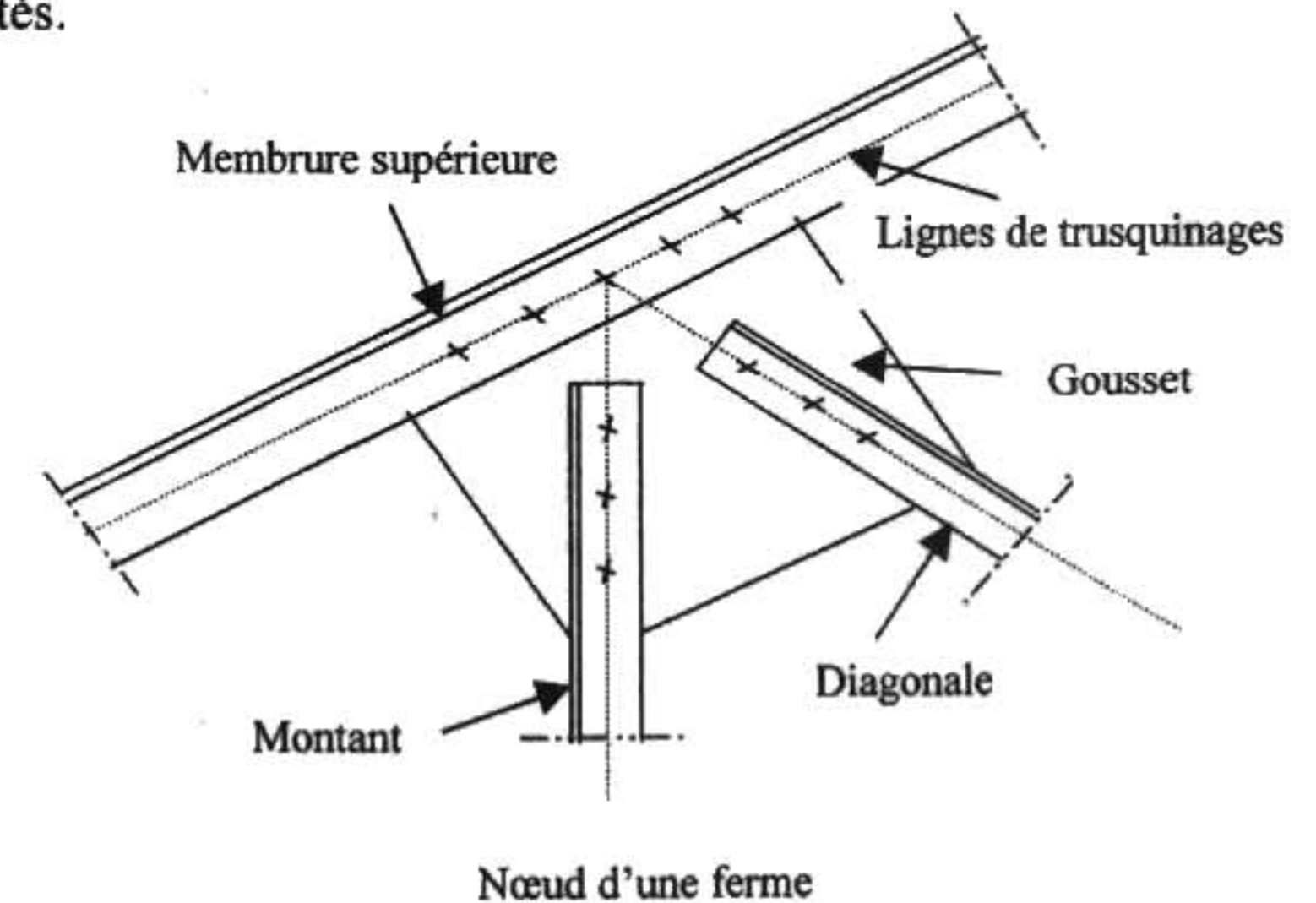
Les fermes sont généralement constituées par des cornières assemblées par des goussets. Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs. Il est cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquinages (c'est à dire les lignes des rivées d'attache). Cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas les mêmes raisons d'opérer ainsi dans les fermes soudées, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires.

Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités : ces joints de liaison sont appelés nœuds.

Remarques :

Généralement les membrures de fermes sont élancées et supportent très mal les charges latérales : pour cette raison, les charges doivent être appliquées aux nœuds seulement et non aux membrures elles-mêmes.

Dans le cas où il existe de charges entre les nœuds des membrures (présence de monorail etc.), les barres travaillent à la flexion composée, et seront réalisées en \llcorner ou en I afin de renforcer leur rigidités.



4- Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :

a- Charge permanentes :

La ferme supporte en plus de son poids propre, le poids de la couverture, des accessoires de pose, des pannes et celui des contreventements de toiture.

b- Surcharges climatiques :

b1- Surcharge du vent : (perpendiculaire au versant)

La surcharge du vent est généralement perpendiculaire au versant. Elle est déterminée par les règlements en vigueur tels que : NV65 (voir CH1), et RNV99 (voir CH10).

Remarques :

1. Le vent pouvant tourner autour de la construction, il est possible dans de nombreux cas de se limiter pour les toitures aux seules valeurs maximales des actions sur les versants.
2. Les deux valeurs (versant au vent, versant sous le vent) doivent être envisagées dans les structures (par exemple : fermes triangulées, etc.) pour lesquelles la combinaison d'actions différentes sur les deux versants de la toiture conduirait à des résultats plus défavorables dans certains éléments (treillis de ferme....).

b2- Surcharge de neige :

La surcharge de neige est donnée par projection horizontale. Elle est calculée par les règlements en vigueur NV65 , N84, RNV99.

5- Choix de la section à donner aux éléments d'une ferme :

Les barres de fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités et de ce fait elles travaillent soit à la compression simple, soit à la traction.

5.1- Barres comprimées :

a- barres non élancées :

On assume l'élancement de départ approximatif

- $\lambda = 80 \div 100$ Pour les membrures.
- $\lambda = 80 \div 130$ Pour les barres du treillis.

- 1- Assumer un élancement moyen $\lambda = 90$
- 2- Déduire la valeur du coefficient de flambement (K) des tableaux.
- 3- Calculer la section nécessaire :

$$A = \frac{K \times N}{\sigma_e}$$
- 4- Faire le choix de la section (à partir des tableaux des profilés) à donner à la barre étudiée.
- 5- Recalculer l'élancement réel de la barre choisie.
- 6- Déduire à nouveau le coefficient de flambement (K).
- 7- Faire la vérification à la sécurité de la barre choisie :

$$K \times \sigma \leq \sigma_e \quad \text{avec} \quad \sigma = \frac{N}{A}$$

b- barres élancées :

La section des barres élancées faiblement comprimées est choisie de la manière suivante :

1- Calculer la valeur de l'élanement limite (λ_{lim}) d'après les règlements en vigueur (R.C.M. 66, D.T.U. etc.)

2- Calculer le rayon de giration minimal :

$$i_{min} = \frac{l_c}{\lambda_{lim}}$$

3- Choisir dans les tableaux des profilés la section nécessaire possédant au moins un tel rayon de giration. ($i \geq i_{min}$).

5.2- Barres tendues :

1- On calcul la section : $A = \frac{N}{\sigma_e}$

2- On Choisit la section dans le tableau des profilés.

3- On calcul l'élanement maximal : $\lambda_{max} = \frac{l_c}{i_{min}}$

4- On vérifie la condition suivante : $\lambda_{max} \leq \lambda_{lim}$

Remarques :

a- Longueur de flambement des barres comprimées :

a.1- Flambement dans le plan de la ferme :

Les barres à treillis (montants et diagonales) : $l_x = l_c = 0.8l_0$

Les membrures (membrures supérieures et inférieures) :

$$l_x = l_c = 0.9l_0$$

a.2- Flambement dans le plan \perp au plan de la ferme :

Pour toute les barres de la ferme : $l_y = l_c = l_0$

b- Longueur de flambement des barres tendues :

Pour toute les barres tendues : $l_x = l_y = l_0$

Avec l_0 : longueur théorique de la barre (distance entre axe des nœuds)

c- Elancement limite λ_{lim} des éléments comprimés et tendus :

Eléments	Barres comprimées	Barres tendues
Membrure des fermes : (supérieures et inférieures)	120	400
Montants et diagonales	150	450
Barres de contreventements	200	450

d- Les plus petites dimensions des cornières utilisées dans la ferme sont :

- 45×45×5 mm pour les fermes soudées.
- 60×60×5 mm pour les fermes rivées.
- 75×75×5 mm pour les barres de contreventement.

e- Dans les fermes de portées $l \leq 24m$, on n'échange pas les sections des membrures.

f- Poids spécifique approximatifs des éléments de la charpente d'un bâtiment industriel :

En kg d'acier pour 1.0 m² horizontal du bâtiment.

Eléments de charpente	Halle		
	Légère	Moyenne	Lourdes
Ferme	16 à 25	18 à 30	20 à 40
Sablière	0 à 6	4 à 7	8 à 20
Panne	10 à 12	12 à 18	12 à 18
Lanterneau	0 à 10	8 à 12	8 à 12
Contreventement	3 à 4	3 à 5	8 à 15
Total	26 à 40	45 à 70	50 à 80
Poteaux	10 à 18	18 à 40	70 à 120
Pont roulant	0 à 14	14 à 40	50 à 150
Lisses et potelets	0 à 3	5 à 14	12 à 20
Total	35 à 80	75 à 170	200 à 400

6- Exemple d'application : Calcul d'une ferme de toiture.

Soit une ferme triangulée de 16 m de portée et de 1.5 m de hauteur, supportant 5 pannes par versant. L'entre axe horizontal des pannes est de 2.0 m

L'entre axe des fermes est de 5.0 m.

Dimensionner les barres de la ferme les plus sollicités en compression et en traction. (membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

1- Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :

1.1- Charge permanentes :

Couverture (TN40) + accessoires de pose17.0 kg/m²
 Panne (IPE 120).....10.4 kg/ml...=.....5.2 kg/m²

Ferme (poids forfaitaire)..... 18.0 kg/m²
 Contreventements.....4.0 kg/m²

1.2- Surcharges climatiques :

a- Surcharge du vent : (perpendiculaire au versant)

$$V_n = - 30.5 \text{ kg/m}^2$$

$$V_e = 1.75 V_n = - 53.4 \text{ kg/m}^2$$

b- Surcharge de neige : (par projection horizontale)

$$N_n = S = 68 \text{ kg/m}^2$$

$$N_e = 5/3 N_n = 113.4 \text{ kg/m}^2$$

2- Calcul des efforts revenants aux nœuds :

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :
 $S = 5 \times 2.0 = 10.0 \text{ m}^2$

• Effort dû aux charges permanentes :

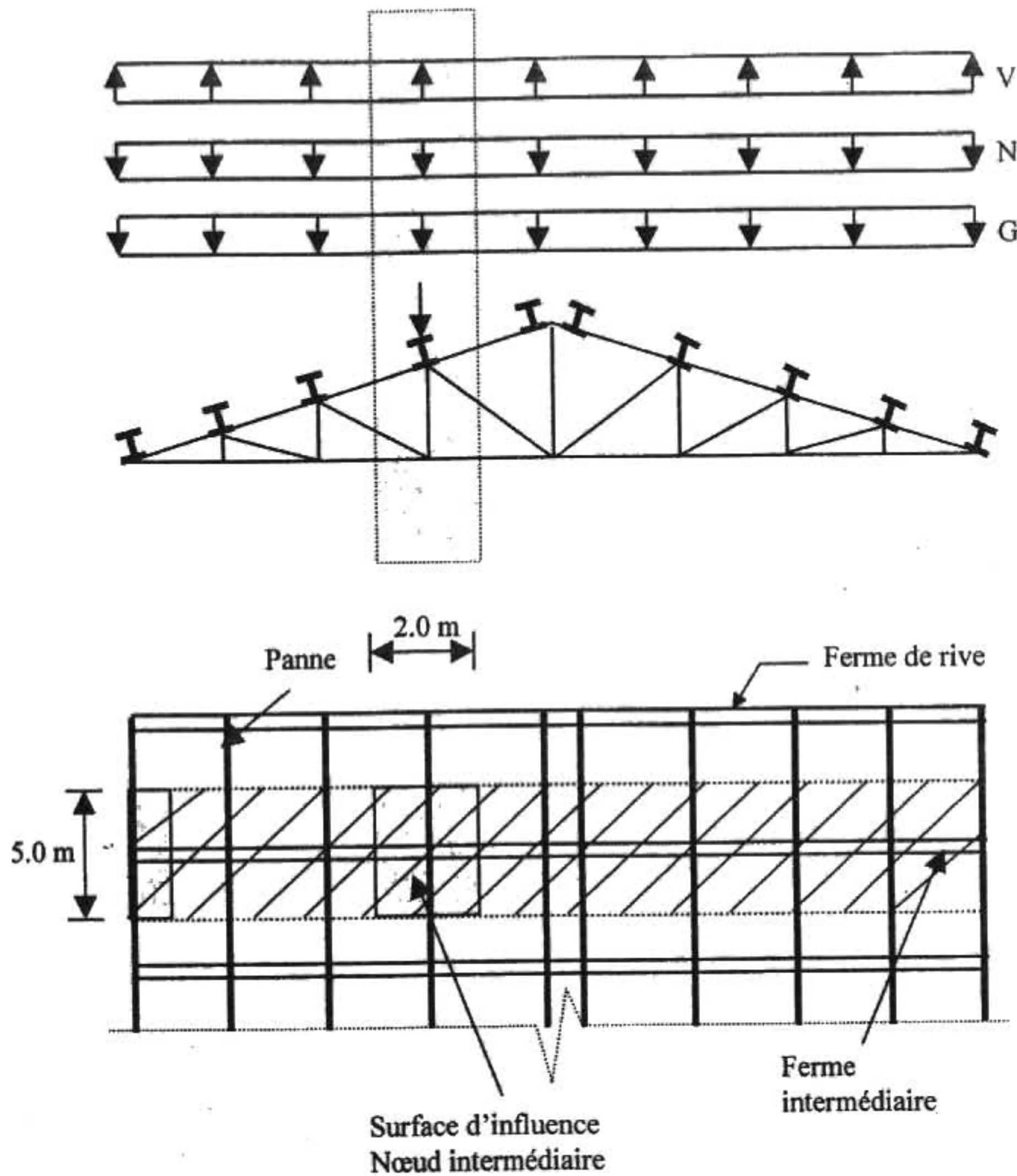
$$P_G = (17+5.2+18+4) \times 10.0 = 442 \text{ kg}$$

• Effort dû aux surcharges de neige :

$$P_{N_n} = -30.5 \times 10.0 = 305 \text{ kg}$$

• Effort dû au vent :

$$P_{V_n} = -30.5 \times 10.0 = 305 \text{ kg}$$



Remarque :

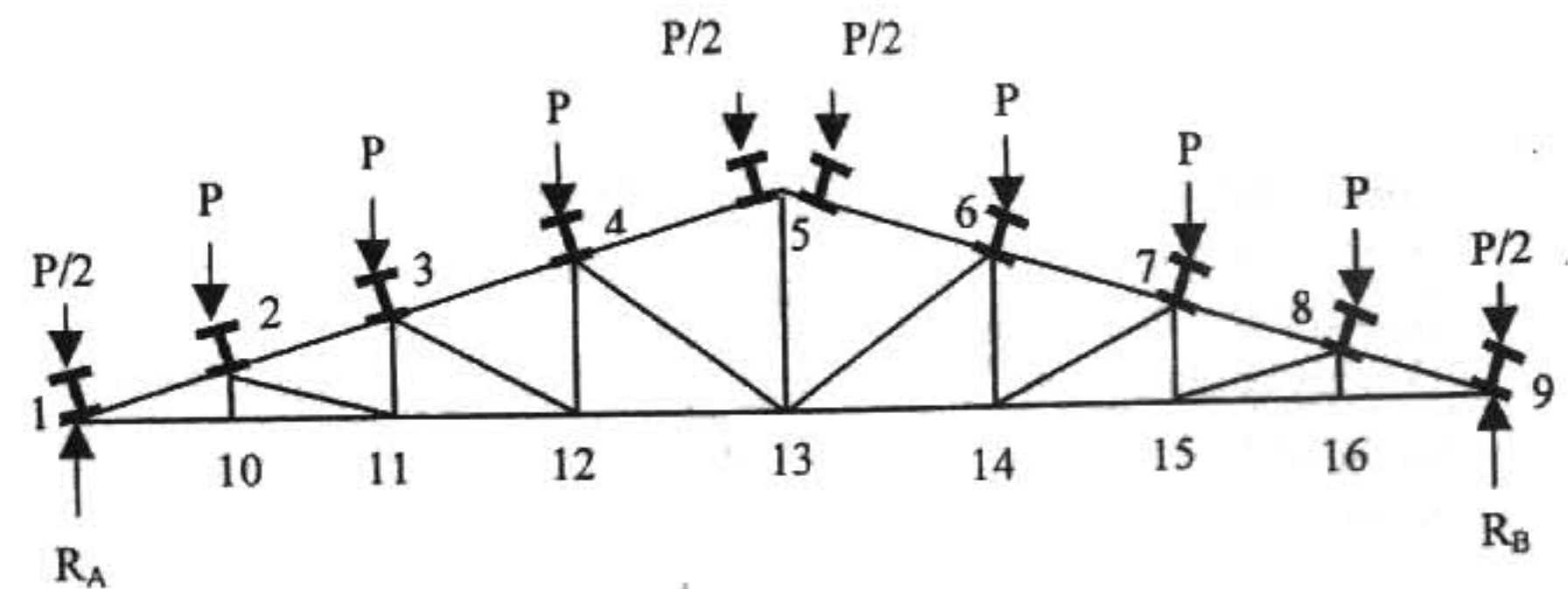
Les efforts dus au vent ascensionnel agissent perpendiculairement aux versants de la toiture. Vu la faible pente de la toiture et par souci de simplification des calculs, on admet que ces efforts sont dirigés verticalement, ce qui conduit à une erreur négligeable (< 2 %).

3- Détermination des efforts dans les barres :

En calculant une ferme, on admet que toutes les barres sont articulées dans les nœuds. Le procédé le plus facile de détermination des efforts dans les barres d'une ferme est le graphique de « Cremona ». La solution analytique est également possible.

**3.1- Détermination des efforts par la méthode des nœuds.
Cas d'une charge unitaire P = 1.0 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.



$$R_A = R_B = \frac{8P}{2} = 4P$$

$$P = 1kg$$

$$R_A = R_B = 4kg$$

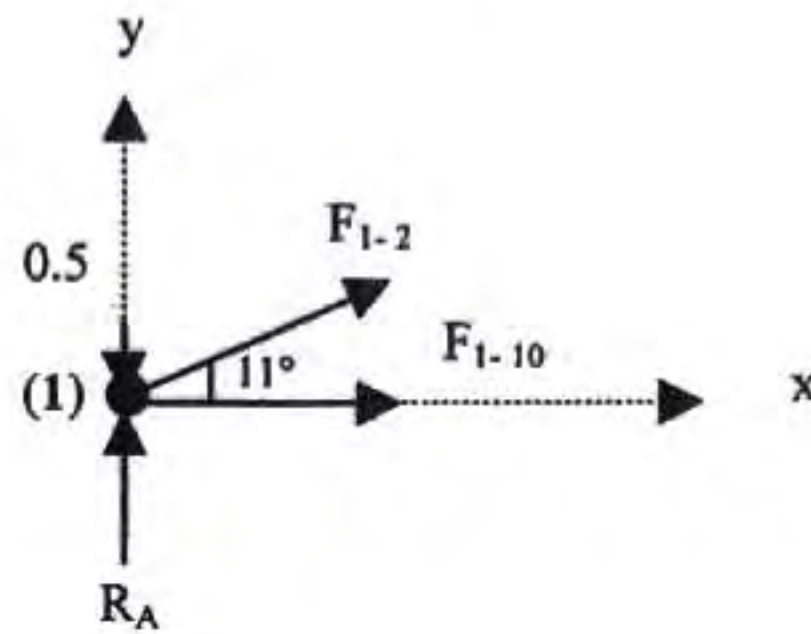
Nœud 1 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{1-2} \cdot \cos 11.3 + F_{1-10} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{1-2} \cdot \sin 11.3 - y = 0$$

$$F_{1-2} = -17.9 \text{ kg}$$

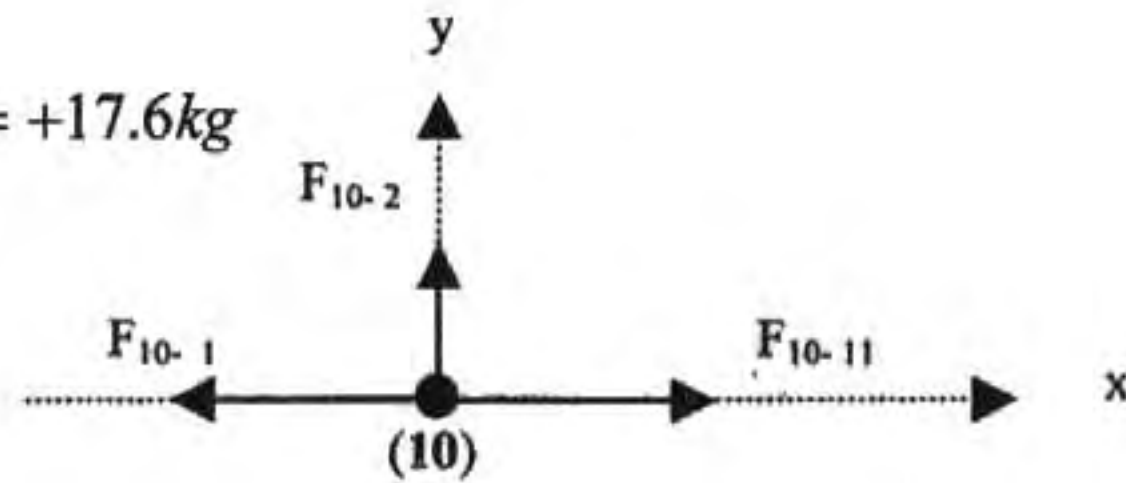
$$F_{1-10} = +17.6 \text{ kg}$$



Nœud 10 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{10-11} = F_{10-1} = +17.6 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{10-2} = 0$$



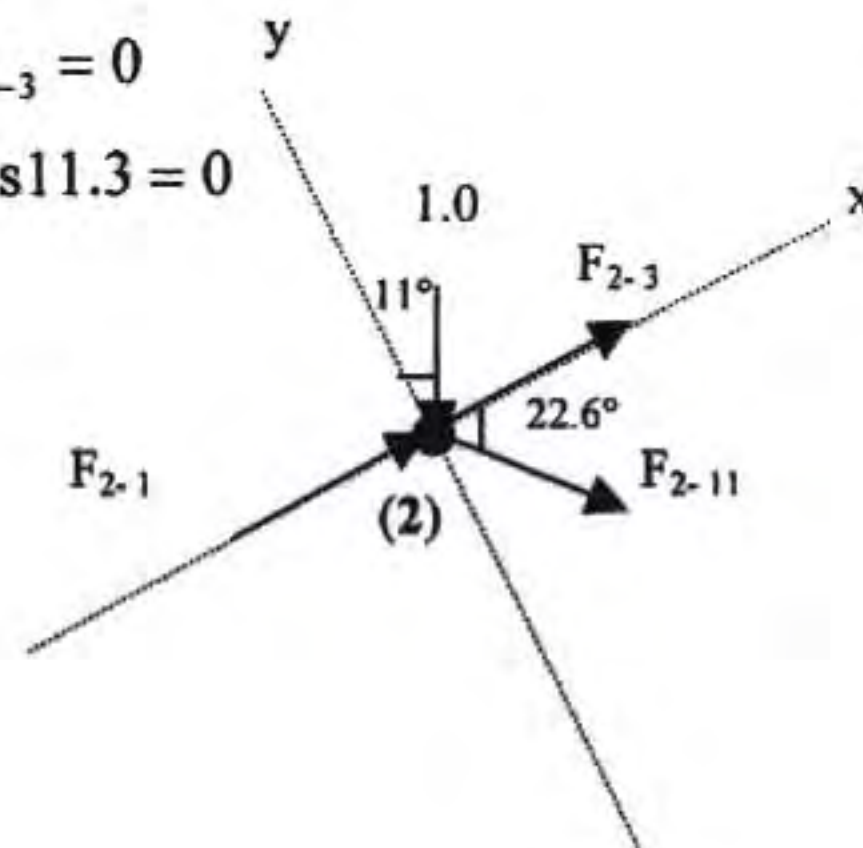
Nœud 2 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{2-11} \cdot \cos 22.6 + F_{2-1} + F_{2-3} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -F_{2-11} \cdot \sin 22.6 - 1.0 \times \cos 11.3 = 0$$

$$F_{2-11} = -2.6 \text{ kg}$$

$$F_{2-3} = -15.2 \text{ kg}$$



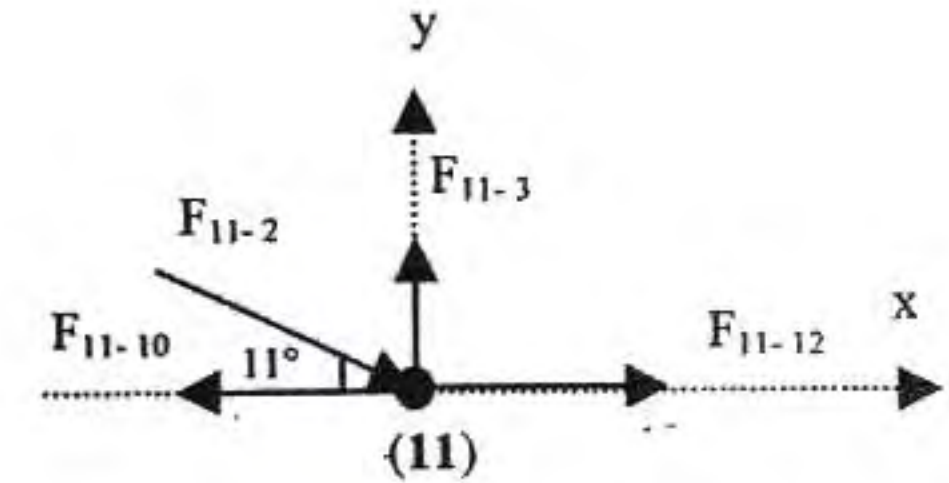
Nœud 11 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{11-12} - F_{11-10} + F_{11-2} \cdot \cos 11.3 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{11-3} - F_{11-2} \cdot \sin 11.3 = 0$$

$$F_{11-12} = +15 \text{ kg}$$

$$F_{11-3} = +0.5 \text{ kg}$$



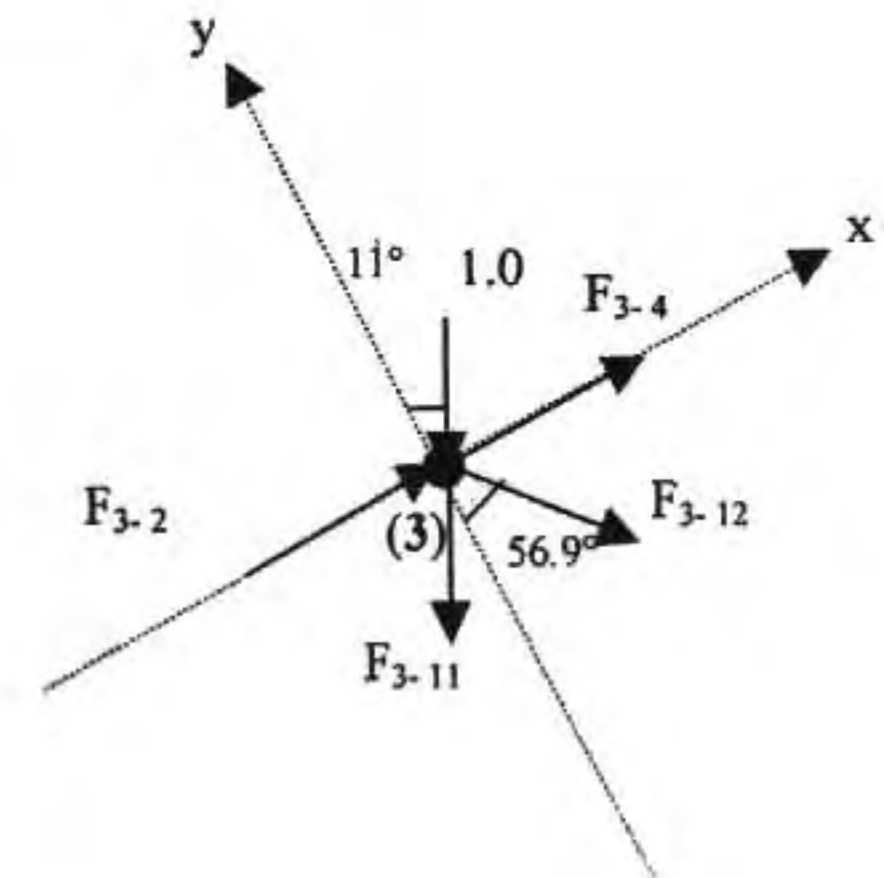
Nœud 3 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{3-4} + F_{3-2} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -F_{3-12} \cdot \cos 56.9 - F_{3-11} \cdot \cos 11.3 - 1.0 \times \cos 11.3 = 0$$

$$F_{3-4} = -12.8 \text{ kg}$$

$$F_{3-12} = -2.7 \text{ kg}$$



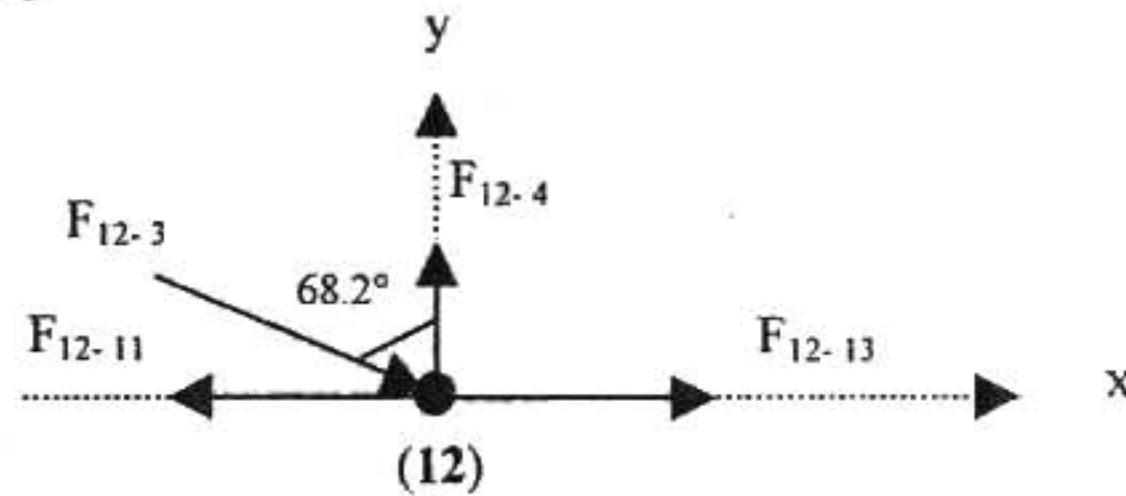
Nœud 12 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{12-13} - F_{12-11} + F_{12-3} \cdot \sin 68.2 = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{12-14} - F_{12-3} \cdot \cos 68.2 = 0$$

$$F_{12-13} = +12.5 \text{ kg}$$

$$F_{12-14} = +1.0 \text{ kg}$$



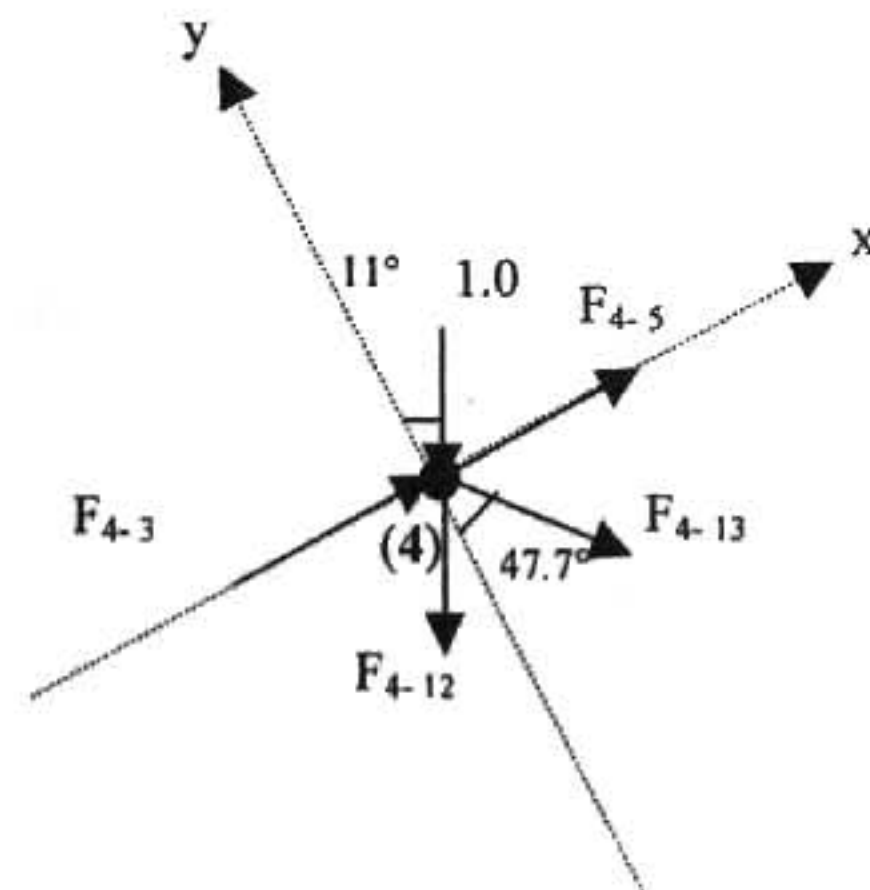
Nœud 4 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_{4-5} + F_{4-3} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -F_{4-13} \cdot \cos 47.7 - 1.0 \times \cos 11.3 - F_{4-12} \cdot \cos 11.3 = 0$$

$$F_{4-5} = -10.3 \text{ kg}$$

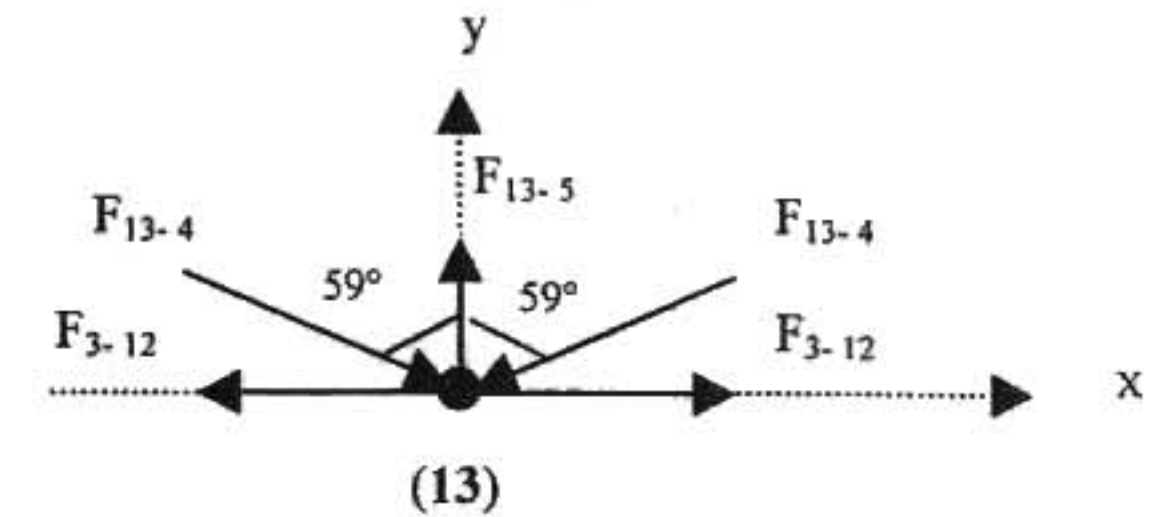
$$F_{4-13} = -2.9 \text{ kg}$$



Nœud 13 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_{13-5} - 2 \times F_{13-4} \cdot \cos 59 = 0$$

$$F_{13-5} = +3.0 \text{ kg}$$



3.1- Tableau récapitulatif :

Eléme nt	N° des barres	Effort P = 1.0	Nature des efforts (en Kg)				
			G	Nn	Ne	Vn	Ve
Membre supérieure	1-2	- 17.9	- 7912	- 12172	- 20288	+ 5460	+ 9559
	2-3	- 15.3	- 6763	- 10404	- 17341	+ 4667	+ 8170
	3-4	- 12.8	- 5658	- 8704	- 14508	+ 3904	+ 6835
	4-5	- 10.3	- 4553	- 7004	- 11674	+ 3142	+ 5500
Membre inférieure	1-10	+ 17.6	+ 7779	+ 11968	+ 19948	- 5368	- 9399
	10-11	+ 17.6	+ 7779	+ 11968	+ 19948	- 5368	- 9399
	11-12	+ 15	+ 6630	+ 10200	+ 17001	- 4575	- 8010
	12-13	+ 12.5	+ 5525	+ 8500	+ 14168	- 3813	- 6675
Diagon ales	2-11	- 2.6	- 1149	- 1768	- 2947	+ 793	+ 1389
	3-12	- 2.7	- 1194	- 1836	- 3060	+ 824	+ 1442
	4-13	- 2.9	- 1391	- 1972	- 3287	+ 885	+ 1549
Montants	2-10	0	0	0	0	0	0
	3-11	+ 0.5	+ 221	+ 340	+ 567	- 153	- 267
	4-12	+ 1.0	+ 442	+ 680	+ 1133.4	- 305	- 534
	5-13	+ 3.0	+ 1326	+ 2040	+ 3400	- 915	- 1602

Eléments	N° des barres	Les combinaisons les plus défavorables		
		4/3 G + 3/2 N _n	G + N _e	G - V _e
Membrure supérieure.	1-2	- 28781	- 28200	+ 1647
	2-3	- 24623	- 24104	+ 1407
	3-4	- 20448	- 20166	+ 1177
	4-5	- 16562	- 16227	+ 947
Membrure inférieure	1-10	+ 28298	+ 27727	- 1620
	10-11	+ 28298	+ 27727	- 1620
	11-12	+ 24118	+ 23631	- 1380
	12-13	+ 20098	+ 19693	- 1150
Diagonales	2-11	- 4180	- 4096	- 237
	3-12	- 4342	- 4254	- 248
	4-13	- 4808	- 4678	+ 158
Montants	2-10	0	0	0
	3-11	+ 804	+ 788	- 46
	4-12	+ 1608	+ 1576	- 92
	5-13	+ 4824	+ 4726	- 276

Remarques :

1. La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : 4/3 G + 3/2 N_n
2. On prend : 1 Kg = 1 daN
3. Convention de signe : (+) Tension et (-) Compression

4- Dimensionnement des barres :

4.1- Membrure supérieure :

Barre 1-2 :

N = - 28781 kg (compression)

Longueur l₀ de la barre : $l_0 = \frac{2.0}{\cos \alpha} = 2.04m$

$l_x = 0.9l_0 = 1.84m$ (Dans le plan de la ferme.)

$l_y = l_0 = 2.04m$ (Dans le plan ⊥ au plan de la ferme.)

Elancement limite : $\lambda_{lim} = 120$

- 1- Choisir $\lambda = 90$
- 2- K = 1.651

$$3- A = \frac{kN}{\sigma_e} = \frac{1.651 \times 28781}{2400} = 19.8cm^2$$

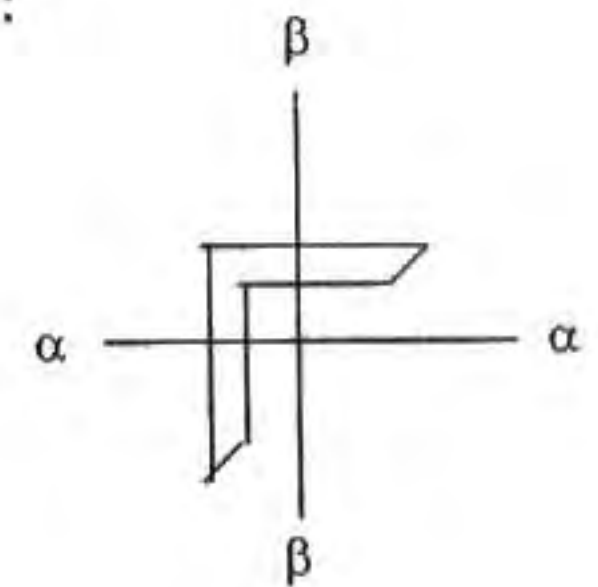
4- Choisir deux cornières à ailes égales 2L70×70×8
 $A = 21.22 cm^2$ et $i_x = 2.13cm$

5- Vérification de la barre à la sécurité :
 $k\sigma \leq \sigma_e$

(01Cornière)

$$I_\alpha = I_\beta$$

$$i_\alpha = i_\beta$$



(02Cornières)

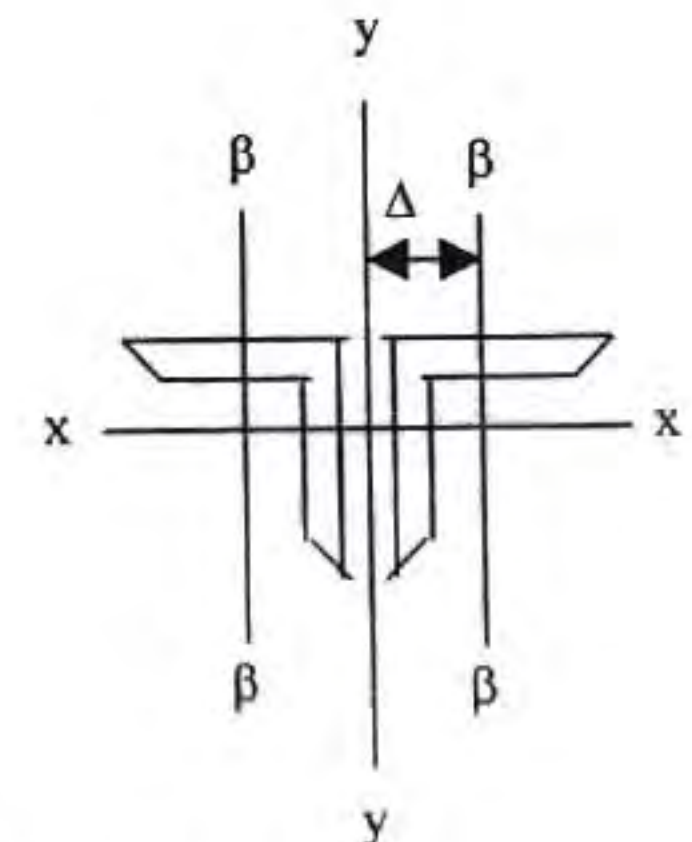
$$I_x = 2I_\alpha$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2I_\alpha}{2A_c}} = i_\alpha$$

$$I_y = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$A = 2A_c$$



$$I_x = 2I_\alpha = 2 \times 48.15 = 96.3cm^4$$

$$I_y = 2[48.15 + 10.61(2.02 + 0.5)^2] = 231cm^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{96.3}{21.22}} = 2.130 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{231}{21.22}} = 3.30 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{184}{2.13} = 86.4$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{204}{3.30} = 61.8$$

$$\lambda_{\max} = 86.4 < \lambda_{\text{lim}} = 120 \Rightarrow K = 1.587$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{28781}{21.22} = 1356.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$k\sigma = 1.587 \times 1356.3 = 2152.5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \rightarrow O.K$$

4.2- Membrure inférieure :

Barre (1-10) :

$$N = +28290 \text{ kg (Traction)}$$

$$\text{Longueur } l_0 \text{ de la barre : } l_0 = 2.0 \text{ m}$$

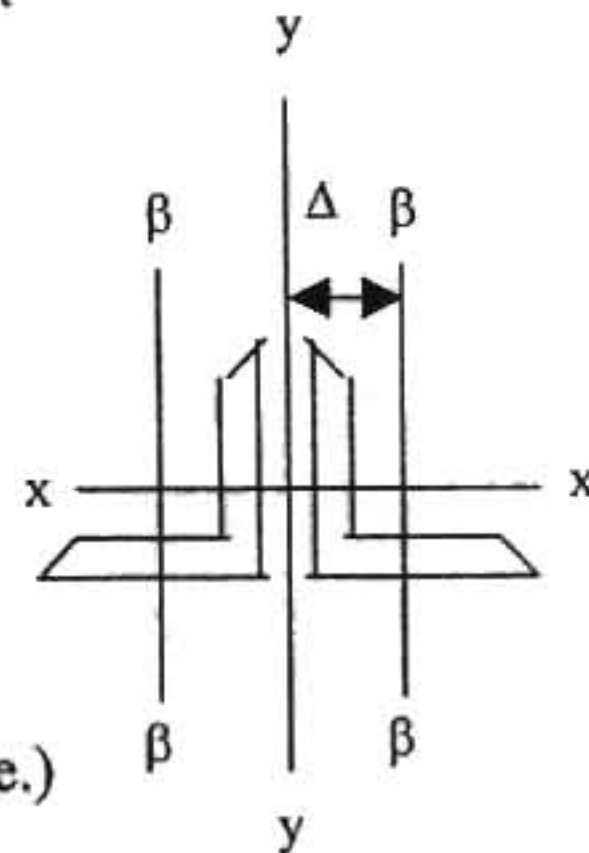
$$l_x = 0.9l_0 = 1.8 \text{ m (dans le plan de la ferme.)}$$

$$l_y = l_0 = 2.0 \text{ m}$$

(dans le plan \perp au plan de la ferme.)

$$\Delta = (6 - 4.26) + 0.5 = 2.24 \text{ cm}$$

$$\text{Elancement limite : } \lambda_{\text{lim}} = 400$$



1- Calcul de la section :

$$A = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{28290}{2400} = 11.8 \text{ cm}^2$$

2- Choisir la section :

Soit deux cornières à ailes égales 2L60×60×7

$$A = 2 \times 7.95 = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 1.82 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \cdot (26.25 + 7.95 \times 2.24^2) = 132.3 \text{ cm}^3$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{132.3}{15.9}} = 2.88 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{180}{1.82} = 99$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{204}{2.88} = 71$$

$$\lambda_{\max} = 99 < \lambda_{\text{lim}} = 400$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{28290}{15.9} = 1779 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \rightarrow O.K$$

4.3- Diagonales :

Barre (4-13)

$$N = -4808 \text{ kg (Compression)}$$

Longueur l_0 de la barre : $l_0 = 2.3m$
 $l_x = 0.8l_0 = 1.84m$ (dans le plan de la ferme.)
 $l_y = l_0 = 2.3m$ (dans le plan \perp au plan de la ferme.)

Elancement limite : $\lambda_{lim} = 150$

- 1- Choisir $\lambda = 90$
- 2- $k = 1.651$
- 3- $A = \frac{kN}{\sigma_e} = \frac{1.651 \times 4808}{2400} = 3.31 cm^2$

Remarque :

L'effort de compression est faible \Rightarrow on choisit la section nécessaire en se basant sur l'élancement limite : $\lambda_{lim} = 150$

$$i_{min} = \frac{l_x}{\lambda_{lim}} = \frac{230}{150} = 1.54 cm$$

Soit deux cornières à ailes égales **2L60×60×7**

$$A = 2 \times 7.95 = 15.9 cm^2$$

$$i_x = 1.82 cm$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{230}{1.82} = 127 < \lambda_{lim}$$

$$k = 2.748 \text{ (Tableau)}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4808}{15.9} = 303 kg/cm^2$$

$$k\sigma = 2.748 \times 303 = 833 kg/cm^2 < \sigma_e \rightarrow O.K$$

Remarques :

1. La contrainte de compression de $833 kg/cm^2$ est insignifiante devant la contrainte limite d'élasticité $\sigma_e = 2400 kg/cm^2$.

2. Le critère de dimensionnement est basé sur l'élancement limite* de la barre étant donné que l'effort est faible.
3. La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre.

4.4- Montants :

Barre (5-13)

$N = +4824 kg$ (Traction)

Longueur l_0 de la barre : $l_0 = 8.0 \times tg 11 = 1.56m$
 $l_x = 0.8l_0 = 1.25m$ (dans le plan de la ferme.)
 $l_y = l_0 = 1.56m$ (dans le plan \perp au plan de la ferme.)

Elancement limite : $\lambda_{lim} = 450$

- 1- Calcul de la section :

$$A = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{4824}{2400} = 2.1 cm^2$$

- 2- Choisir la section minimale autorisé par le règlement:
Soit deux cornières à ailes égales **2L45×45×5**

$$A = 2 \times 4.27 = 8.54 cm^2$$

- 3- vérifier l'élancement limite :

$$i_x = 1.36 cm$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{125}{1.82} = 69 < \lambda_{lim}$$

Remarques :

Pour les barres à effort nul (cas de la barre 2-10). Ces membrures ne sont pas sans utilité, même si elles ne sont pas soumises à des efforts lors de mises en charges particulières. En effet, elles peuvent être sollicitées si les conditions de charge changent et sont nécessaires pour maintenir la fermes dans la forme désirée.

5- Calcul du poids réel de la ferme :

Lors de calcul des charges nous avons estimé le poids propre de la ferme a 18 kg/m^2 de la surface horizontale de la construction.
soit donc : $18 \times 5 \times 16 = 1440 \text{ kg}$ par ferme. Nous allons calculé le poids réel de la ferme.

5.1- Membrure supérieure (arbalétrier) :

2L70×70×8 à 16.66 kg/ml

Longueur : 16.3 m

$$W_{ms} = 16.3 \times 16.66 = 272 \text{ kg}$$

5.2- Membrure inférieure (entrait) :

2L60×60×7 à 12.46 kg/ml

Longueur : 16.0 m

$$W_{mi} = 16 \times 12.46 = 199.5 \text{ kg}$$

5.3- Montants :

2L45×45×5 à 6.7 kg/ml

Longueur totale : 6.18 m

$$W_m = 6.18 \times 6.7 = 41.5 \text{ kg}$$

5.4- Diagonales :

2L60×60×7 à 12.46 kg/ml

Longueur totale : 13.02 m

$$W_d = 13.02 \times 12.46 = 162.3 \text{ kg}$$

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 272 + 199.5 + 41.5 + 162.3 = 675.3 \text{ kg}$$

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

Poids total de la ferme : $W = 675.3 \times 1.20 = 810.4 \text{ kg}$

Soit 10.13 kg/m^2

Remarque :

La valeur adoptée pour le calcul des charges (18.0 kg/m^2) est excessive mais acceptable pour des raisons de sécurité.

Calcul des poteaux

1- Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

2- Efforts dans les poteaux :

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes, et de la ferme) et aux surcharges climatique (action du vent et de la neige).
- Effort de flexion dus à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulement.

a- Action du vent :

Elle est déterminée par les règles N.V.65. Elle exerce normalement aux surface des parois des pressions et des dépressions extérieures et intérieures, (voir étude au vent CH.I)

b- Action des ponts roulants :

Ceux-ci transmettent à la charpente, par l'intermédiaire des galets de roulement des efforts verticaux dynamiques et des efforts transversaux et longitudinaux de freinage. Ceux-ci sont respectivement de l'ordre de $1/7$ et de $1/10$ des poids déplacés.

3- Calcul des poteaux :

Dans le calcul des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs énumérés ci-dessus, on tient compte de la nature de leurs liaisons au fermes ou aux traverses et au massif de fondations.

En principe les poteaux peuvent être encastrés sur les massifs et articulés sous les fermes.

Plus généralement ils sont d'une part encastrés, aux fermes et d'autre part, soit articulés, soit encastrés sur les massifs de fondations.

On doit vérifier que la plus grande contrainte d'un poteau sous l'action de charges combinées de compression et de flexion est inférieure à la limite élastique et que les déformations demeurent acceptables.

Les contraintes sont dues aux efforts suivants :

a- Effort de compression :

Il provient principalement des poids et des efforts de renversement.

b- Efforts transversaux :

Il provient des forces horizontales et des variations de températures pour les bâtiments de plus de 50 m de longueur sans joint.

c- Moment fléchissant :

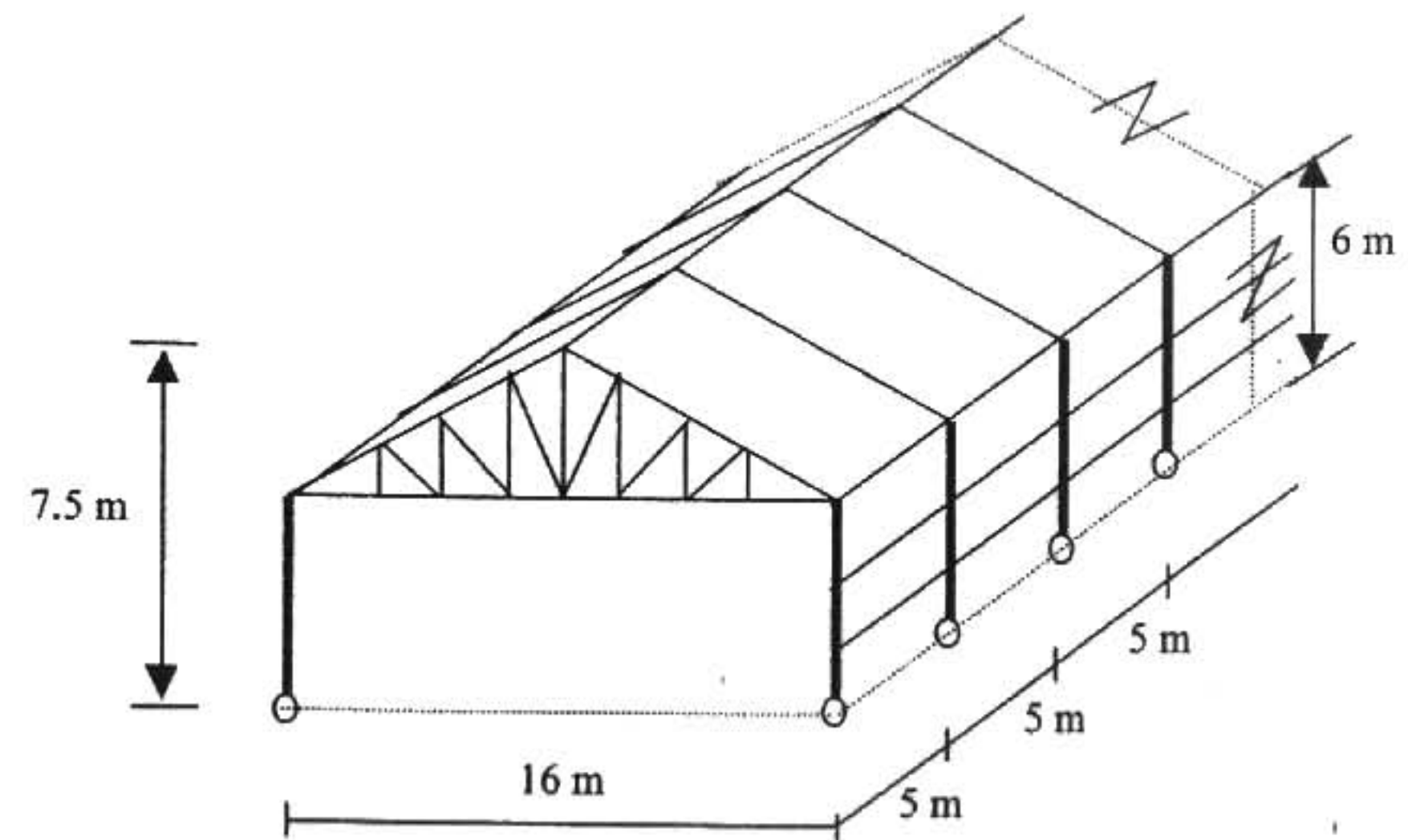
Il provient des encastremets des poteaux aux poutres fléchies par les charges verticales, ou de la résistance aux effort horizontaux, tels ceux dus au vent.

4- Exemple d'application :

Soit à calculer les poteaux d'un hangar dont l'ossature est formée de portiques de portée de 16 m, espacés de 5 m.

Les poteaux de 6.0 m de hauteur, sont articulés en pied et encastré sur les fermes portant la couverture. Dans le sens perpendiculaire aux portiques les poteaux son fixés à des lisses (entre axe 2 m).

Les portiques doivent résister au poids de la couverture, à la neige et aux efforts du vent s'exerçant sur des éléments de façade butés au niveau du sol et au niveau des têtes de poteaux :



1- Effet des charges verticales sur un portique:

1.1- Charges permanentes:

Couverture et accessoires de pose:.....17.00 kg/m²
 Pannes...(IPE 140).....6.40 kg/m²
 Ferme:...(voir étude des fermes).....10.20 kg/m²
 Poids total: $G = 17 + 6.40 + 10.2 = 33.6 \text{ kg/m}^2$
 $G = 33.6 \times 5.0 = 168 \text{ kg/ml}$

1.2- Effet de la neige: (voir étude à la neige)

$N_n = 68 \text{ kg/m}^2$
 $N_n = 68 \times 5 = 340 \text{ kg/ml}$
 $N_e = 5/3 \cdot N_n = 566.7 \text{ kg/m}^2$

2- Calcul des moments à la tête du poteaux:

Le moment à l'encastrement poteau-ferme vaut:

$$M = \frac{Ql^2}{4(2k + 3)}$$

avec: $k = \frac{I_t}{I_p} \times \frac{h}{l}$

I_p : inertie du poteau IPE300 ($I_p = 8356 \text{ cm}^4$)
 I_t : inertie de la ferme (à déterminer).
 h : hauteur du poteau ($h = 6 \text{ m}$)
 l : portée de la ferme ($l = 16 \text{ m}$)

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 :

$$I_t = (I_{sup} + S_{sup} \cdot v_{sup}^2 + I_{inf} + S_{inf} \cdot v_{inf}^2)$$

avec :

S_{sup} et S_{inf} : aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

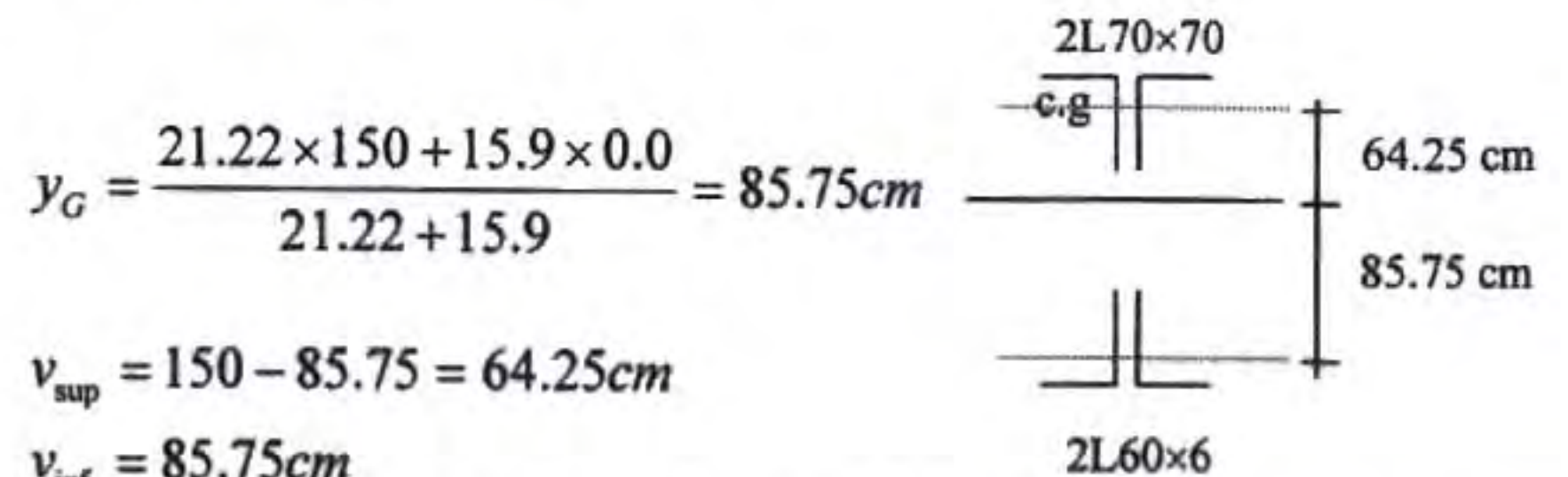
v_{sup} et v_{inf} : les distances entre le centre de gravité (axe) de la ferme et les axes des membrures supérieure et inférieure à mi-travée.

Position du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

Membrure supérieure : 2L70×70×8 ; $I_x = 96.30 \text{ cm}^4$;
 $A = 21.22 \text{ cm}^2$; $y = 150 \text{ cm}$

Membrure inférieure : 2L60×60×7 ; $I_x = 52.50 \text{ cm}^4$;
 $A = 15.9 \text{ cm}^2$; $y = 0.0 \text{ cm}$



$v_{sup} = 150 - 85.75 = 64.25 \text{ cm}$

$v_{inf} = 85.75 \text{ cm}$

$I_t = 96.30 + 21.22 \times 64.25^2 + 52.50 + 15.9 \times 85.75^2 = 204660 \text{ cm}^4$

$$D'où \quad k = \frac{I_t}{I_i} \times \frac{h}{I_p} = \frac{204660 \times 6.0}{16.0 \times 8356} = 9.18$$

Soit :

$$M_G = \frac{Ql^2}{4(2k+3)} = \frac{168 \times 16^2}{4(2 \times 9.18 + 3)} = 504 \text{kgm}$$

$$M_{N_n} = \frac{Ql^2}{4(2k+3)} = \frac{340 \times 16^2}{4(2 \times 9.18 + 3)} = 1019 \text{kgm}$$

3- Effet du vent :

Dans le cas de construction fermée, la face au vent subit une pression de coefficient +0.8; la face sous le vent subit une dépression de coefficient -0.5; couverture (versant au vent: -0.65; versant sous le vent -0.35), à l'intérieure ± 0.3 (voir CH.I)

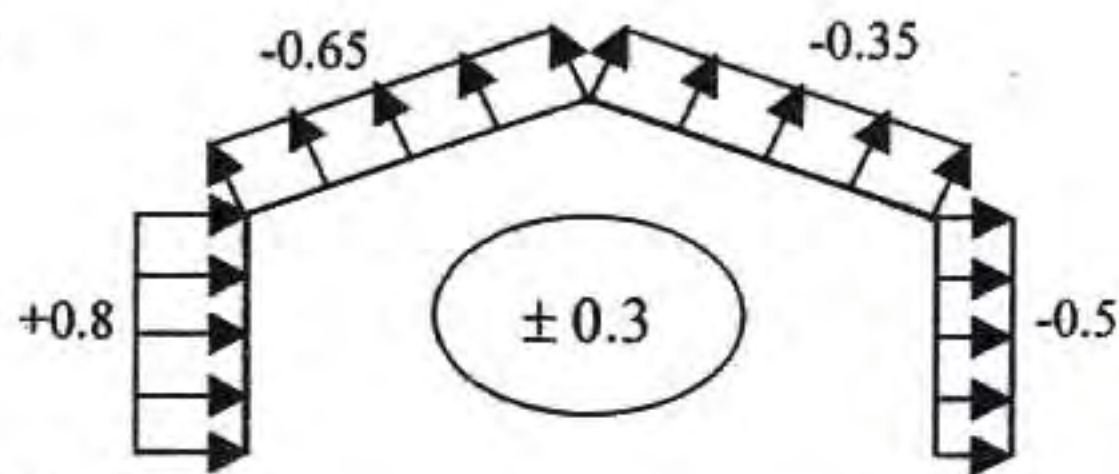
$$V_n = 40 \times 0.86 \times (0.8 + 0.5) = 45 \text{kg/m}^2$$

$$V_e = 1.75 V_n = 78.8 \text{kg/m}^2$$

Effort en tête des poteaux:

Sous vent normal:

$$F = 45 \times 5 \times \frac{6}{2} = 675 \text{kg}$$



moment en tête des poteaux:

$$M_{V_n} = F \times \frac{h}{2} = 675 \times \frac{6}{2} = 2025 \text{kgm}$$

Les efforts verticaux:

$$N_{V_n} = \pm \frac{675 \times 6}{16} = 253.2 \text{kg}$$

sous vent extrême:

$$F = 1.75 \times 675 = 1181.3 \text{kg}$$

$$M_{V_e} = 1.75 M_{V_n} = 3544 \text{kgm}$$

$$N_{V_e} = 1.75 N_{V_n} = 443.1 \text{kg}$$

4- Vérification des poteaux suivant les règles CM 66:

4.1- Contrainte de compression:

L'effort N de compression revenant au poteau:

$$N_G = 168 \times \frac{16}{2} = 1344 \text{kg}$$

$$N_{N_n} = 340 \times \frac{16}{2} = 2720 \text{kg}$$

$$N_{V_n} = 253.2 \text{kg}$$

- sous la combinaison: $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12} \left(\frac{N_{N_n}}{2} + N_{V_n} \right)$

$$N = \frac{4}{3} N_G + \frac{17}{12} \left(\frac{N_{N_n}}{2} + N_{V_n} \right) = \frac{4}{3} \times 1344 + \frac{17}{12} \left(\frac{2720}{2} + 253.2 \right)$$

$$= 4077.2 \text{kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4077.4}{53.80} = 76 \text{kg/cm}^2$$

- sous la combinaison: $G + \frac{N_e}{2} + V_e$

$$N = N_G + \frac{N_{N_e}}{2} + N_{V_e} = 1344 + \frac{5}{3} \times \frac{1}{2} \times 2720 + 1.75 \times 253.2 = 4054 \text{kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4054}{53.80} = 75.4 \text{kg/cm}^2$$

4.2- contrainte de flexion:

- sous la combinaison: $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}\left(\frac{N_n}{2} + V_N\right)$

$$M = \frac{4}{3}M_G + \frac{17}{12}\left(\frac{1}{2}M_{N_s} + M_{V_s}\right) = \frac{4}{3} \times 504 + \frac{17}{12}\left(\frac{1}{2} \times 1019 + 2025\right)$$

$$= 4263 \text{kgm}$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{4263 \times 10^2}{557} = 766 \text{kg/cm}^2$$

- sous la combinaison: $G + \frac{N_e}{2} + V_e$

$$M = M_G + \frac{1}{2}M_{N_e} + M_{V_e} = 504 + \frac{1}{2} \times \frac{5}{3} \times 1019 + 1.75 \times 2025 = 4897 \text{kgm}$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{4897 \times 10^2}{557} = 880 \text{kg/cm}^2$$

4.3- Effet du deversement:

Les règles CM 66 (art. 3,62) donnent le moyen de calculer le coefficient de déversement k_d .

Cas de pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis. Le coefficient de déversement dans ce cas est donné par la formule suivante :

$$k_d = \frac{k_{d_0}}{C} + \frac{C-1}{5k_{d_0}}$$

$$\text{avec : } C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^2 - 0.152\left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}}$$

On détermine d'abord le coefficient k_{d_0} donné par la méthode simplifiée suivante, en posant $C = 1$:

$$k_{d_0} = 1 \quad \text{si} \quad \alpha \leq 0.25$$

$$k_{d_0} = 1 + 2(\alpha - 0.25)^2 \quad \text{si} \quad 0.25 < \alpha < 0.75$$

$$k_{d_0} = 2\alpha \quad \text{si} \quad \alpha \geq 0.75$$

$$\text{avec : } \alpha = \frac{l \cdot h}{10^3 C b e} = \frac{200 \times 30}{10^3 \times 1.0 \times 15 \times 1.07} = 0.38$$

$$l = 200 \text{cm} \quad (\text{longueur libre} = \text{entre axe des lisses})$$

$$h = 300 \text{mm} \quad (\text{hauteur de la section IPE300})$$

$$b = 150 \text{mm} \quad (\text{largeur de la semelle})$$

$$e = 10.7 \text{mm} \quad (\text{épaisseur de la semelle})$$

$$0.25 < \alpha = 0.38 < 0.75$$

$$\Rightarrow k_{d_0} = 1 + 2(\alpha - 0.25)^2 = 1 + 2(0.38 - 0.25)^2 = 1.04$$

$$\frac{M_e}{M_w} = \frac{4}{6} = 0.7$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + 0.7 + (0.7)^2 - 0.152(1 - 0.7)^2}} = 1.17$$

$$k_d = \frac{1.04}{1.17} + \frac{1.17 - 1}{5 \times 1.04} = 0.93 < 1.0$$

$$\Rightarrow \text{on prend : } k_d = 1.0$$

4.4- Flambement :

La longueur de flambement équivalente (CM66, art. 13,8-1,122) est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$l_f = 2h \sqrt{1 + \frac{0.4}{k}}$$

$$k = \frac{I_t}{I_p} \times \frac{h}{I_p} = 9.18 \Rightarrow l_f = 2 \times 6.0 \sqrt{1 + \frac{0.4}{9.18}} = 12.26m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_x} = \frac{1226}{12.5} = 99 \rightarrow k = 1.868$$

La formule générale de vérification est donnée comme suit (CM66, art. 3,732) :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

sous la combinaison: $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}\left(\frac{N_n}{2} + V_n\right)$

$$\sigma = 76kg/cm^2$$

$$\sigma_f = 766kg/cm^2$$

$$\frac{9}{8}(1.868 \times 76 + 1.0 \times 766) = 1022kg/cm^2 < \sigma_e$$

sous la combinaison: $G + \frac{N_e}{2} + V_e$

$$\sigma = 75.4kg/cm^2$$

$$\sigma_f = 1176.5kg/cm^2$$

$$\frac{9}{8}(1.868 \times 75.4 + 1.0 \times 880) = 1021kg/cm^2 < \sigma_e$$

Le profilé IPE300 convient.

4.5- Déplacement horizontal :

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux, afin de se prémunir contre d'éventuels désordre dans les éléments

secondaires (couvertures, étanchéité, bardages,...). Le déplacement Δ de la partie haute du portique est donné par la relation suivante :

$$\Delta = \frac{\sigma_f \cdot h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k}\right)$$

$$\sigma_f = \frac{M_{V_n}}{W_x} = \frac{2025}{557} = 3.64g/mm^2 : \text{contrainte de flexion due au vent.}$$

h : hauteur du poteau ($h = 6m$).

H : hauteur du profil du poteau ($H = 30cm$)

$$\Delta = \frac{3.64 \times 600^2}{3 \times 10000 \times 30} \left(1 + \frac{1}{2 \times 9.18}\right) = 1.54cm$$

$$\Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{600}{400} = 1.5cm$$

$$\Delta \approx \Delta_{ad} \dots \dots \dots OK$$

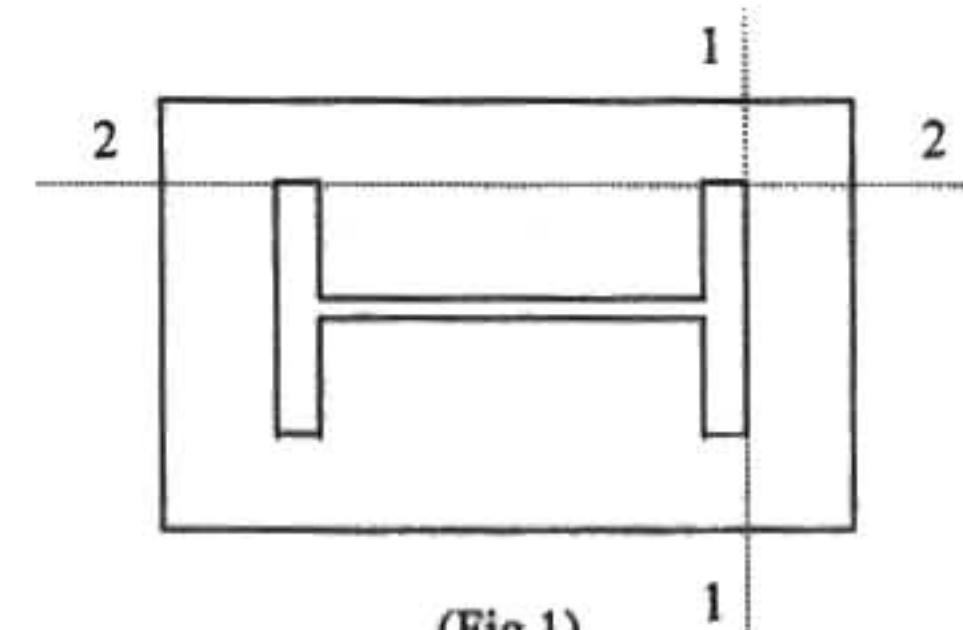
Bases des poteaux

1- Introduction :

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

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour du poteau, telles que les lignes 1-1 et 2-2 (fig.1).

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



(Fig.1)

Les calculs vont consister à :

1. Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ de compression du béton du massif de fondation.
2. Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculées au droit de chaque ligne de pliage.
3. Déterminer les boulons d'ancrages, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.

2- Pied de poteau articulé :

Les pieds de poteaux sont articulés quand leur mode de fixation leur permet de s'incliner sur leur base et de se déformer sans fendre ni fissurer le massif de fondation.

2.1- Surface de la platine :

Elle est déterminée par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{voir (fig.2)}$$

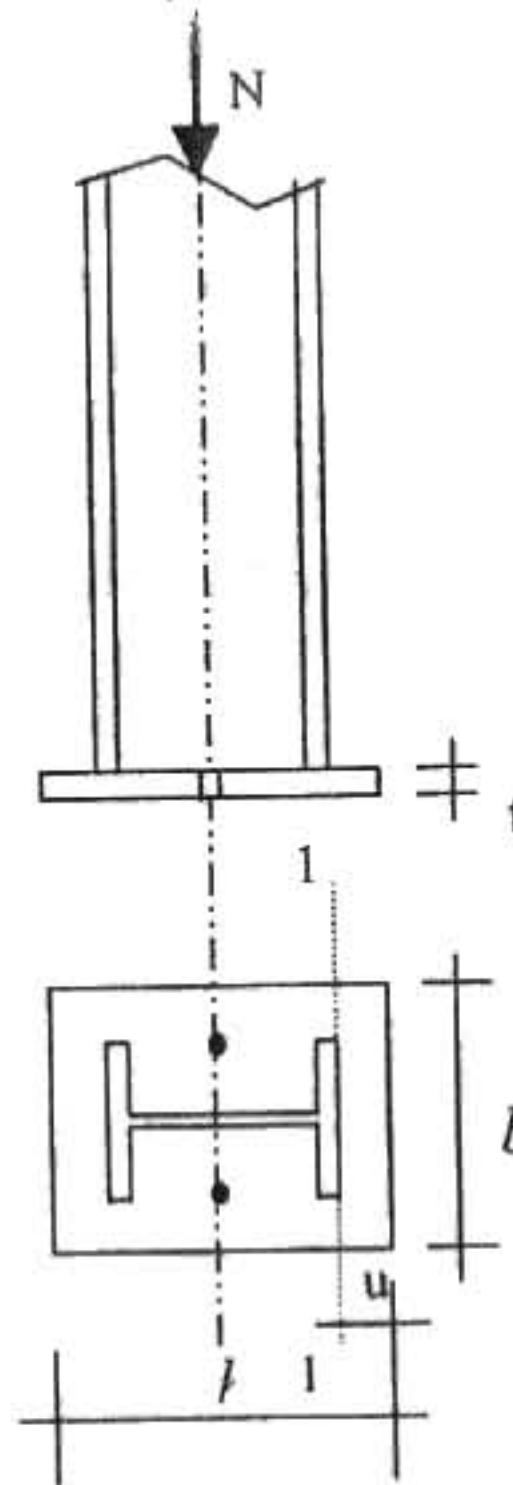
2.2- Epaisseur de la platine :

L'effort à droite de la ligne 1-1 (fig.2) est :

$$F = \sigma \cdot b_p \cdot u$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \frac{u}{2} = \sigma b_p \frac{u^2}{2}$$



(Fig.2) :Poteau articulé

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \quad \text{avec} \quad \frac{I}{V} = \frac{b_p t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\sigma b_p \frac{u^2}{2} \leq \sigma_e \frac{b_p t^2}{6} \quad \text{soit} \quad t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

inversement, si t est fixée à priori, le problème sera de vérifier la contrainte de flexion σ au droit de la ligne de pliage.

$$\text{Soit : } \sigma \leq \frac{\sigma_e}{3} \left(\frac{t}{u} \right)^2$$

3- Les tiges d'ancrages.

Elles sont droite mais généralement recourbées à une extrémité (fig.3), ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général et par les moments à la base dans le cas de poteaux encastrés.

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges (goujons) avec crochet, est donné par la formule suivante : (CM66, article 5.123)

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

g_c étant le dosage en ciment du béton (kg/m^3)

CH.IX: Bases des poteaux

et les valeurs courantes étant :

$$r = 3\phi \quad l_2 = 2\phi \quad l_1 = 20\phi$$

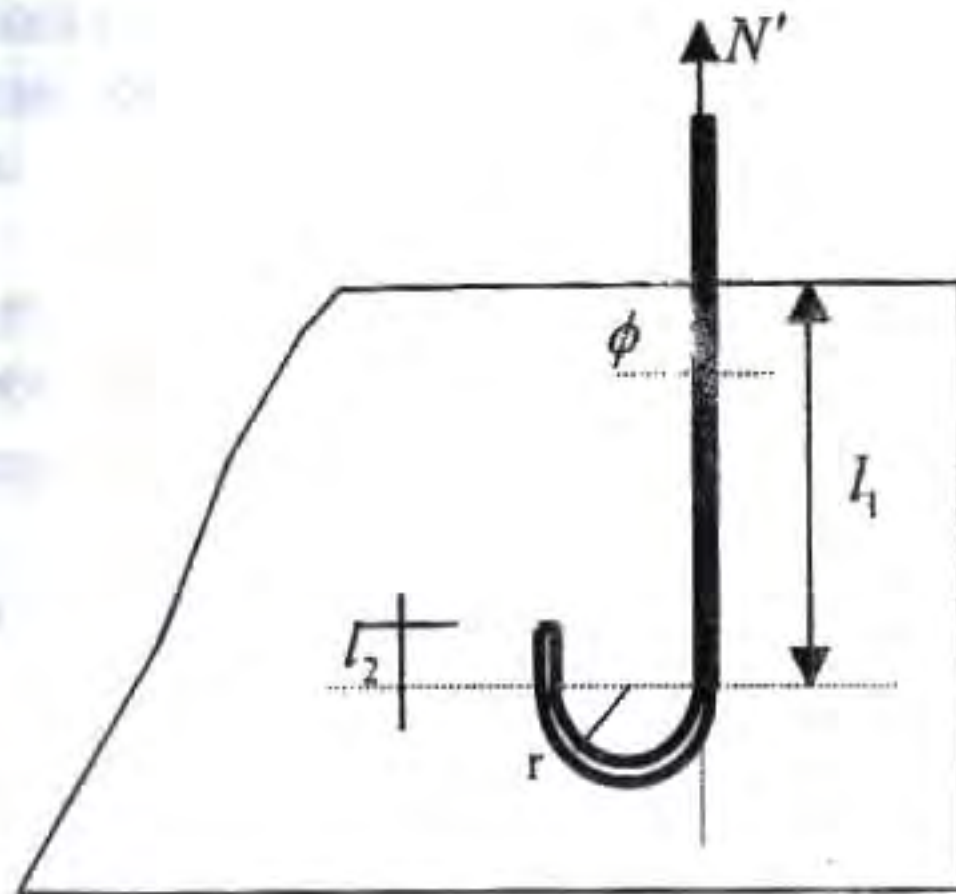


Fig.3 : Goujon d'ancrage

4- Exemple d'application

Soit un poteau IPE 300, faisant partie du hangar étudié au chapitre précédent. Le poteau est articulé en pied (fig.4), et soumis aux sollicitations suivantes :

Charges permanentes:

Couverture et accessoires de pose:.....	17.00 kg/m ²
Pannes...(IPE 140).....	6.40 kg/m ²
Ferme...(voir étude des fermes).....	10.20 kg/m ²
Poids total: $G = 17 + 6.40 + 10.2 = 33.6 \text{ kg/m}^2$	

A fin de tenir compte du poids propre du poteau ainsi que d'éventuelle charge permanentes additionnelles telles que les

différents isolants thermiques, phoniques ect..., on arrondi la valeur de G à 50 kg/m^2 .

La surface tributaire du poteau est de $5 \times 8 \text{ m}^2$. (voir chapitre précédent)

$$G = 50 \times 5.0 \times 8 = 2000 \text{ kg}$$

Surcharge de neige: (voir étude à la neige)

$$N_n = 68 \times 5.0 \times 8.0 = 2720 \text{ kg}$$

Surcharge du vent : (voir étude au vent)

Le vent de soulèvement engendre dans les poteaux un effort de traction. La valeur maximale de cet effort est obtenue dans le cas d'une construction ouverte située dans un site exposé et dans une région du vent I.

L'action de soulèvement du vent est donnée par la relation :

$$V_n = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot C_e \quad (\text{voir étude au vent})$$

on prend $\delta = 1.0$ pour plus de sécurité.

$$V_n = 60 \times 1.25 \times 1.0 \times (-0.65 - (+0.8)) = -109 \text{ kg/m}^2$$

$$V_n = -109 \times 5 \times 8.0 = -4360 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow V_e = 1.75 V_n = 1.75 \times 4360 = 7630 \text{ kg}$$

L'effort de compression sous la combinaison ($G + N_e$)

$$N = 2000 + \frac{5}{3} \times 2720 = 6534 \text{ kg} \downarrow$$

L'effort de soulèvement sous la combinaison ($G - V_e$)

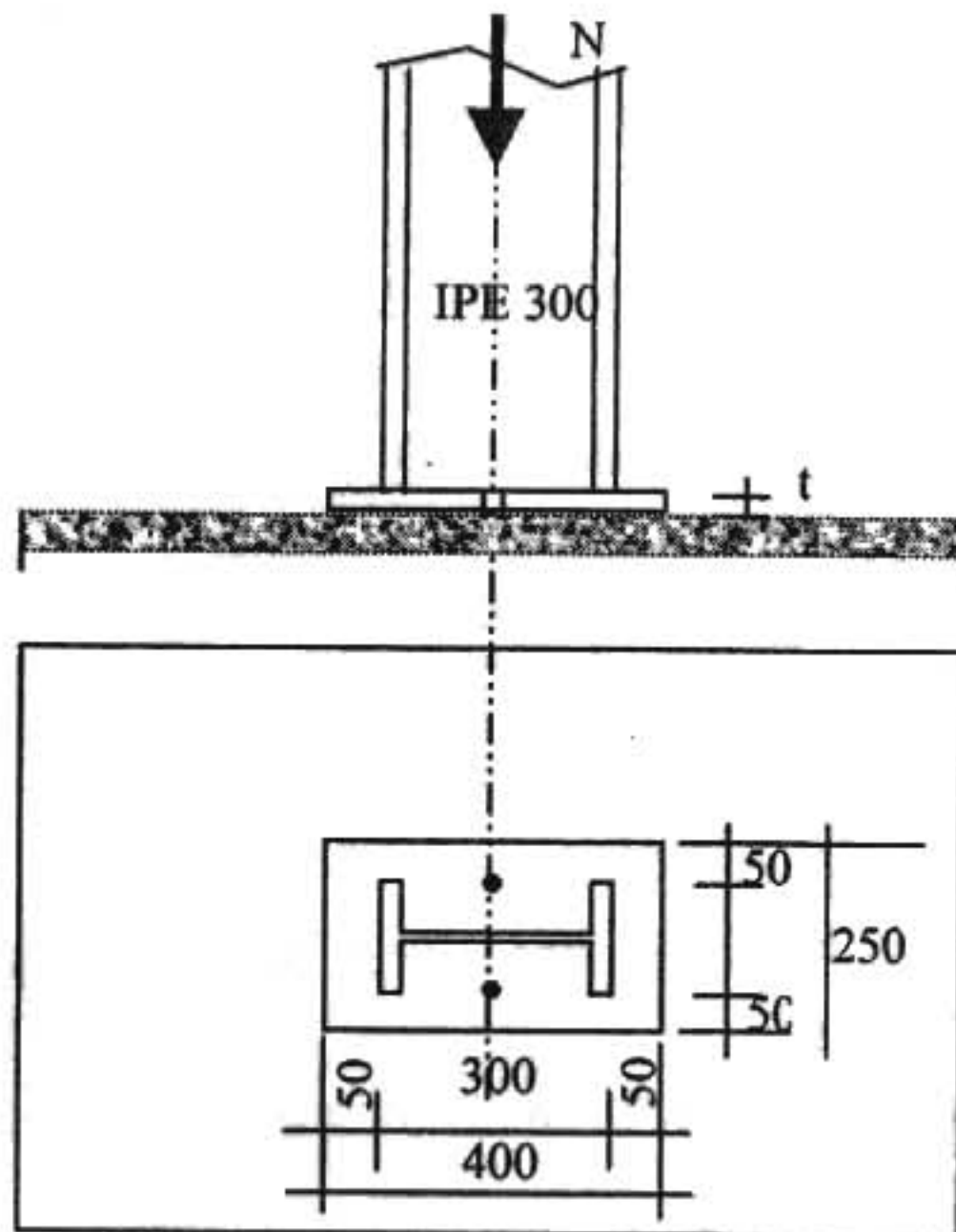
$$N' = 2000 - 7630 = -5630 \text{ kg } \uparrow$$

Surface d'appui de la plaque d'assise :

$$h_p b_p \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{6534}{80} = 82 \text{ cm}^2$$

la hauteur de la section du poteau (IPE300) et de $h_c = 300 \text{ mm}$; sa largeur est de $b_c = 150 \text{ mm}$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de $40 \times 25 \text{ cm}^2$
 $h_p b_p = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2 \gg 82 \text{ cm}^2$



(Fig.4) : Poteau articulé

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

$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} = \frac{6534}{40 \times 25} = 6.54 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b = 80$$

épaisseur de la platine :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 6.54}{2400}} = 4.52 \text{ mm}$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratique on opte pour une épaisseur de 12 mm .

Diamètre des goujons :

$$\text{Effort de traction par goujon} : \frac{N'}{2} = \frac{5630}{2} = 2815 \text{ kg}$$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{250} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{N'}{2}$$

D'où l'on tire $\phi^2 - 3\phi - 375 \geq 0$.

Soit $\phi \geq 17 \text{ mm}$ nous adopterons $\phi = 20 \text{ mm}$.

5- Calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM (voir annexe VI)

5.1- Dimensionnement de la platine :

- D'après le tableau de l'annexe, pour les poteaux IPE300 on choisit une platine de dimension $200 \times 340 \text{ mm}^2$ et d'épaisseur 15mm soudé sur l'âme et les semelles par des cordons de 3 mm.
- L'effort de compression admissible pour cette platine est de 24000daN ce qui est beaucoup supérieur à l'effort de compression de calcul de 6534 kg.

5.2- Dimensionnement des tiges d'ancrage :

$$\text{Effort de traction par goujon : } \frac{N'}{2} = \frac{5630}{2} = 2815 \text{ kg}$$

On choisit (voir annexe VII) des tiges de diamètre 20 mm, pour lesquelles l'effort de traction admissible est de 3040 kg par tige.

Etude au vent selon le règlement algérien (RNV99)

1- Introduction :

Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions normales et extrêmes des anciennes règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié aux spécificités climatiques locales. Le règlement découle principalement du règlement européen unifié (Eurocode) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

2- Domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 mm.

- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc....

3- Détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_h \times [C_e - C_i] \quad [N/m^2]$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

q_h : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

C_e : Coefficient de pression extérieure.

C_i : Coefficient de pression intérieure.

3.1- Calcul de la pression dynamique q_h :

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suit :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} \quad da[N/m^2]$$

où :

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent.

3.2- Valeur de la pression dynamique de référence :

la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes sont données par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

Tableau 1: Pression dynamique de référence

Zone	$q_{ref} \quad (daN/m^2)$
I	37,5
II	47,0
III	57,5

Remarque :

q_{ref} en (daN/m^2) est calculée par : $q_{ref} = 0.5 \times \rho \times V_{ref}^2$, où V_{ref} en (m/s) est la vitesse de référence du vent, et $\rho = 1.20kg/m^3$ est la masse volumique de l'air.

4- Calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

1. Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_i^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_i} \right]$$

2. Cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_i^2 \times C_r^2 \times [1 + 2 \times g \times I_v]$$

avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_i : coefficient de topographie.

g : facteur de pointe.

I_v : l'intensité de la turbulence.

K_T : facteur du terrain.

5- Calcul des facteurs de site :

5.1- Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2 ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

K_T : facteur du terrain.

h_0 : (en m), paramètre de rugosité.

h_{min} : (en m), hauteur minimale.

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .

Tableau 2: Catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	h_0 (m)	h_{min} (m)	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0.22	0.3	8	0.37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.24	1	16	0.46

5.2- Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante :

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) \quad \text{pour } h_{min} \leq h \leq 200m$$

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right) \quad \text{pour } h < h_{min}$$

avec :

K_T : facteur du terrain.

h_0 : paramètre de rugosité (en m).

h_{min} : hauteur minimale (en m).

h : hauteur considérée (en m).

5.3- Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. Il est donné dans le tableau 3 ci-dessous en fonction de la nature du site.

Tableau 3 : Coefficients de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

6- Calcul du coefficient dynamique :

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

Le coefficient C_d est déterminé à l'aide des abaques (voir annexe). Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Pour les valeurs intermédiaires, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

C_d est donné en fonction de :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

7- Détermination des coefficients de pression :

7.1- Coefficient de pression extérieure :

Constructions à base rectangulaire : (RNV 99 §1 p.64)

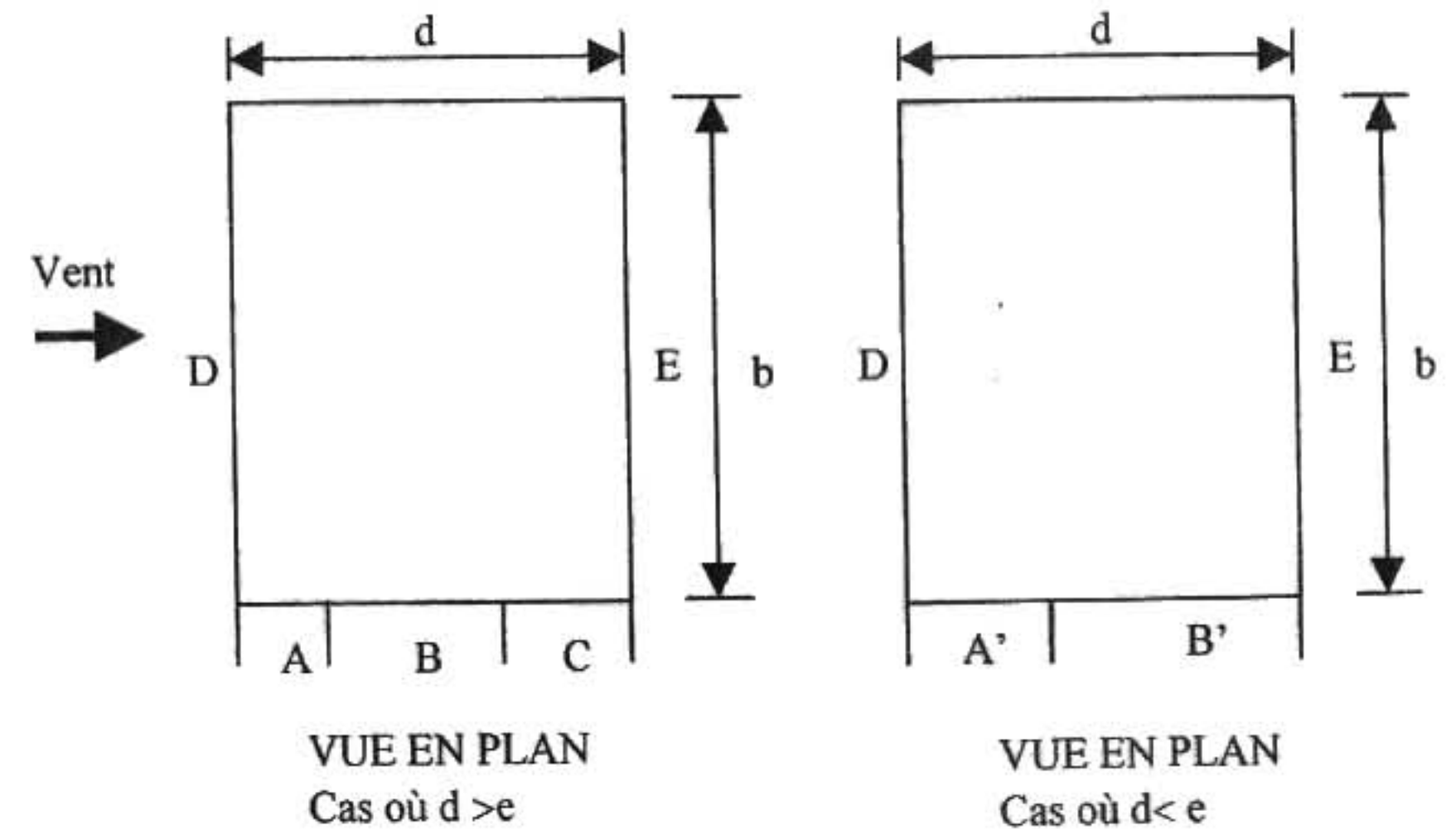
Les coefficients de pression extérieures C_e des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Pour des surfaces chargées de 10 m^2 et plus le coefficient C_e est donné par les tableaux ci-dessous :

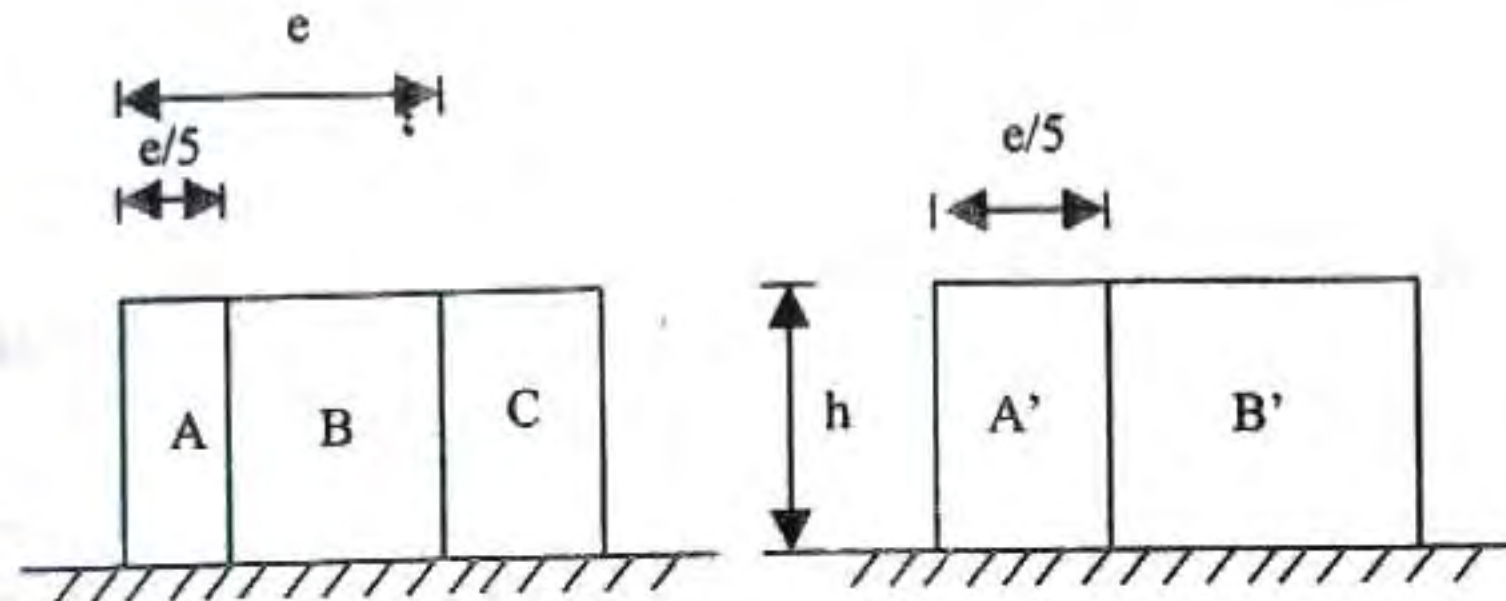
a- Parois verticales :

Tableau 4 : Coefficients de pressions extérieures

A,A'	B,B'	C	D	E
C_e	C_e	C_e	C_e	C_e
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



$$e = \min (b ; 2h)$$



Légende pour les parois verticales

b- Toitures à un versant :

La direction du vent est définie par un angle θ .

$\theta = 0^\circ$ pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

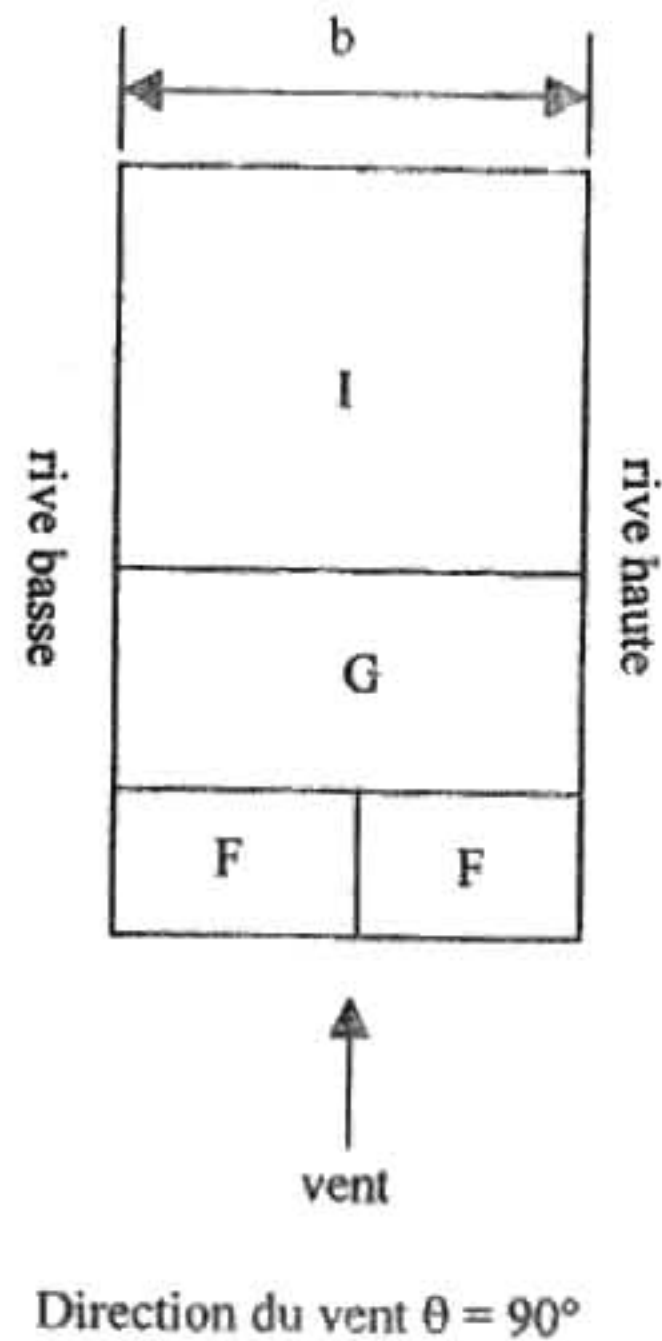
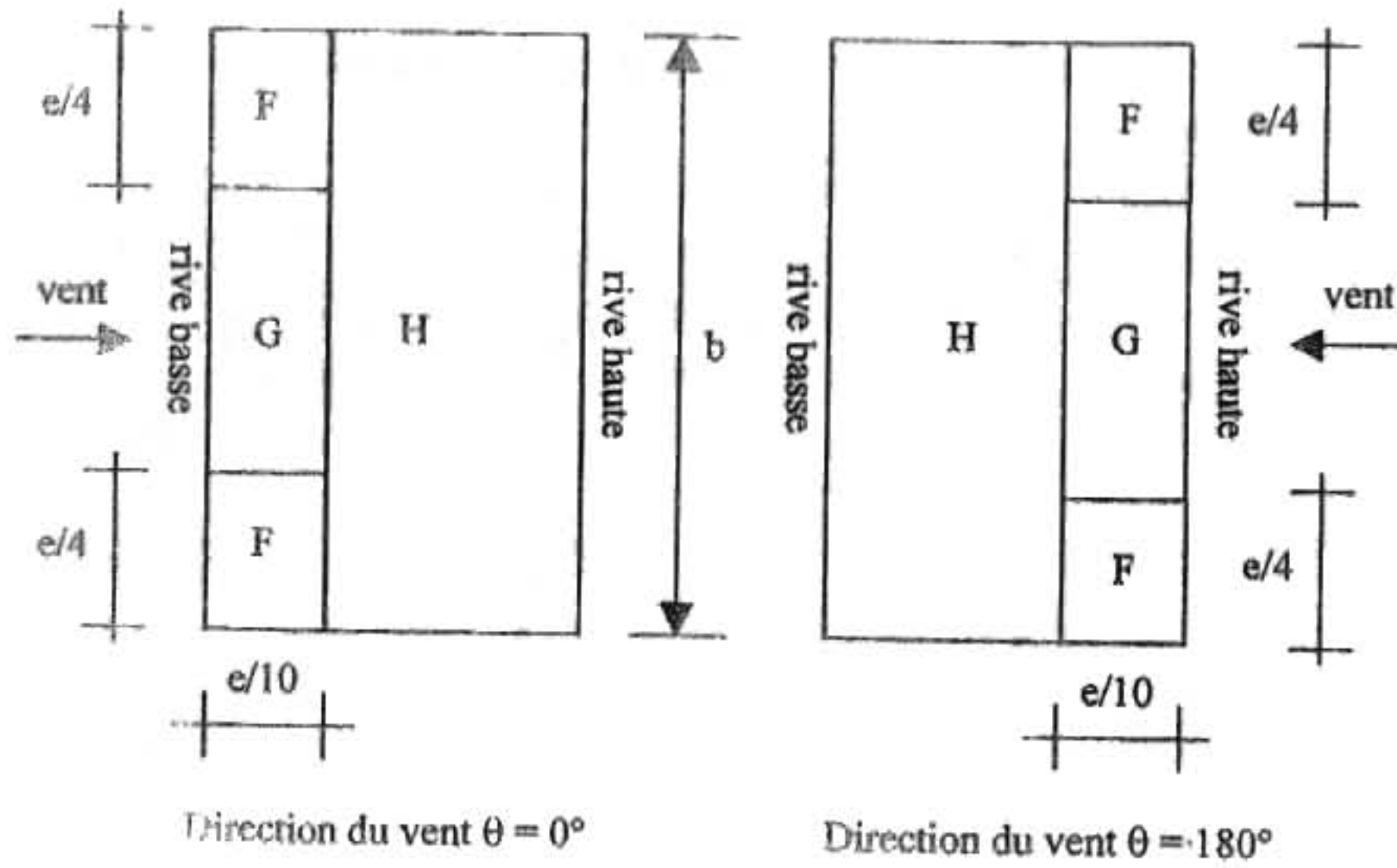
$\theta = 90^\circ$ pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices.

Il convient de diviser la toiture comme indiqué sur la figure ci-dessous. Les coefficients de pression extérieures pour la toiture sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Coefficients de pression extérieures (toiture à un versant)

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$			Zone pour vent de direction $\theta = 180^\circ$		
	F	G	H	F	G	H
5°	-1.7	-1.2	-0.6	-2.3	-1.3	-0.8
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-2.5	-1.3	-0.9
	+0.2	+0.2	+0.2			
30°	-0.5	-0.5	-0.2	-1.1	-0.8	-0.8
	+0.7	+0.7	+0.4			
45°	+0.7	+0.7	+0.6	-0.6	-0.5	-0.7
60°	+0.7	+0.7	+0.7	-0.5	-0.5	-0.5
75°	+0.8	+0.8	-0.8	-0.5	-0.5	-0.5

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$			
	F	G	H	I
5°	-1.6	-1.8	-0.6	-0.5
15°	-1.3	-1.9	-0.8	-0.7
30°	-1.2	-1.5	-1.0	-0.8
45°	-1.2	-1.4	-1.0	-0.9
60°	-1.2	-1.2	-1.0	-0.7
75°	-1.2	-1.2	-1.0	-0.5



c- Toitures à deux versants :

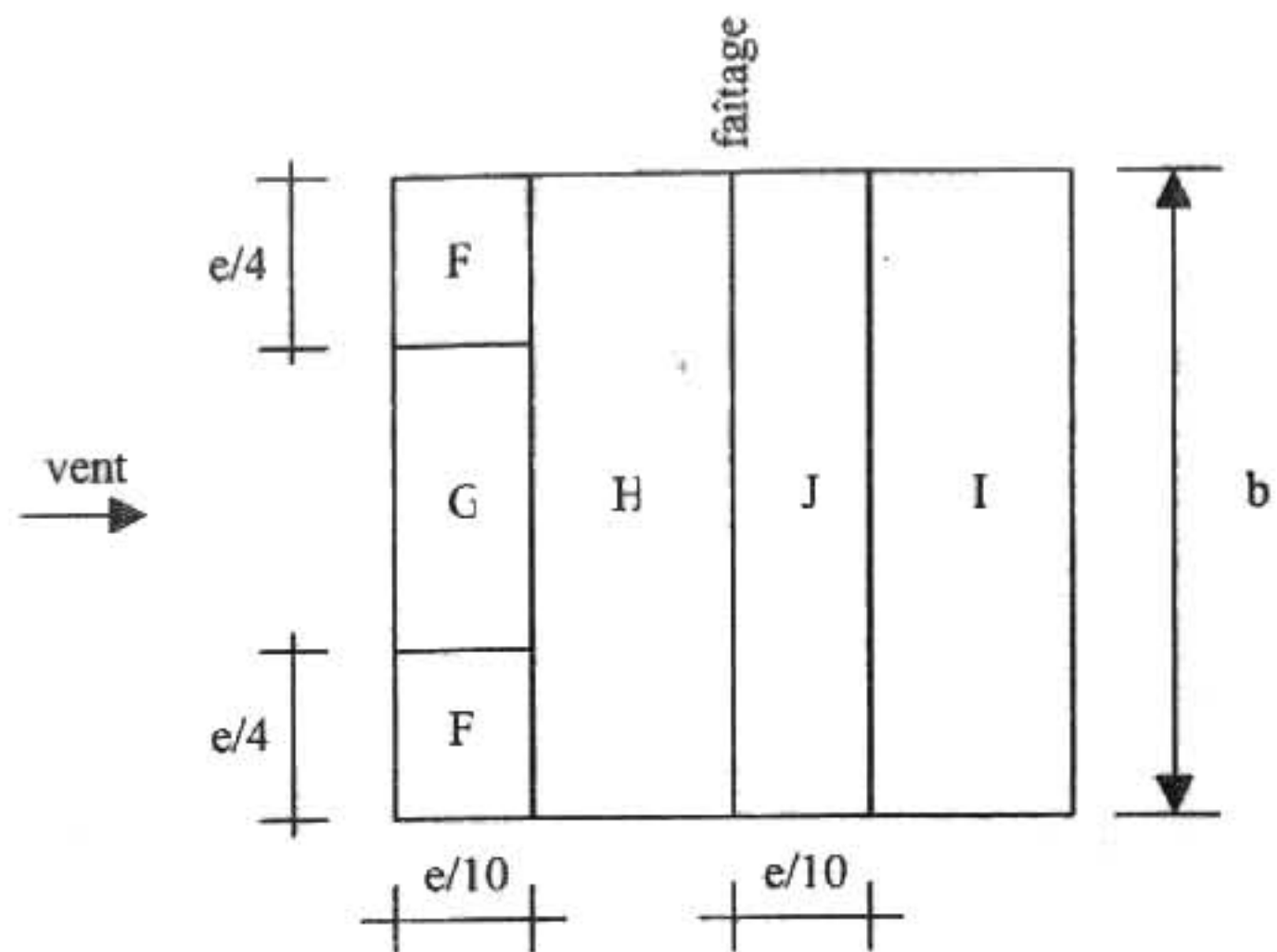
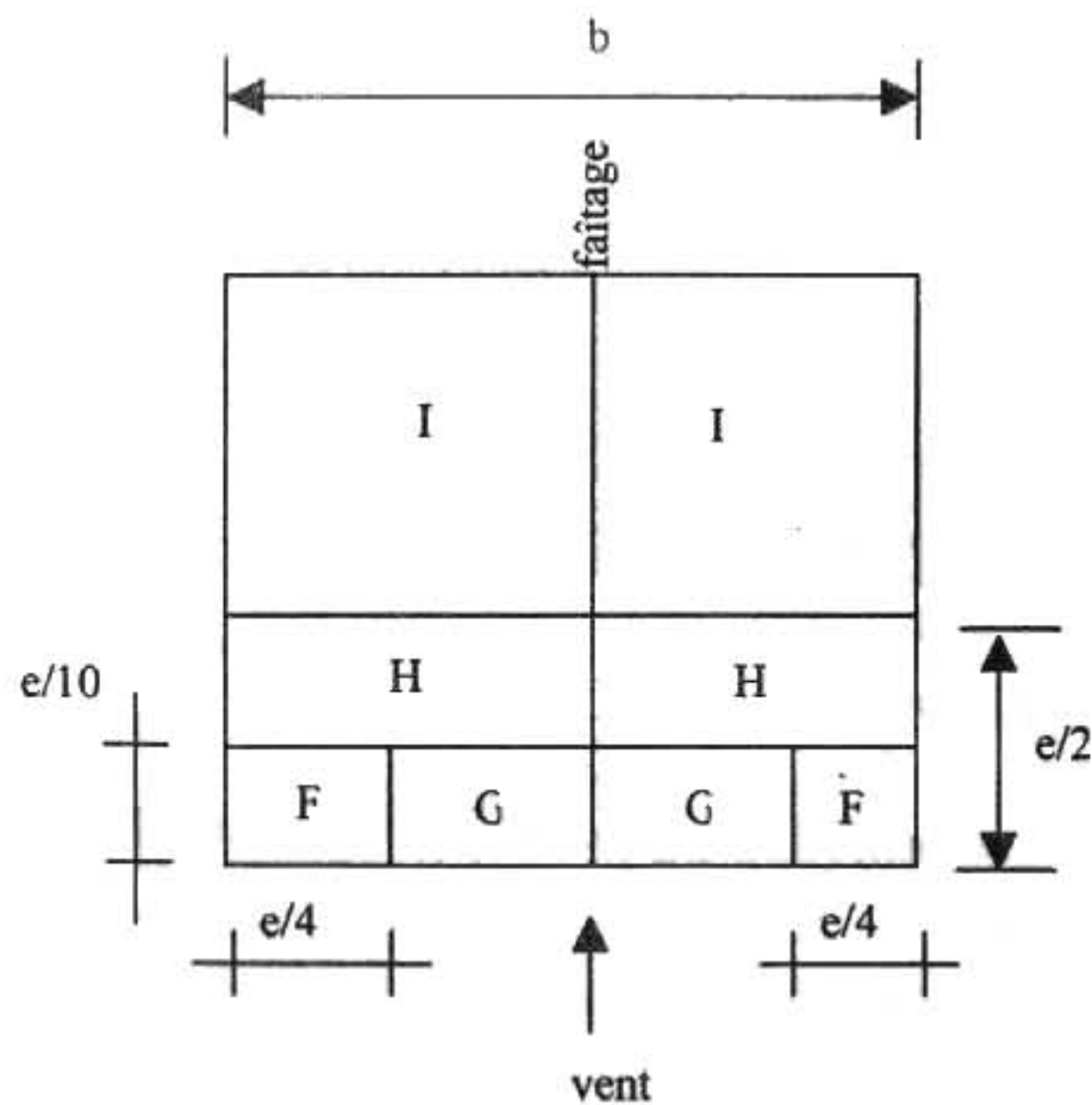
Les coefficients de pression extérieures pour la toiture à deux versants sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Coefficients de pression extérieures (toitures à deux versants)

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$				
	F	G	H	I	J
5°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
	+0.2	+0.2	+0.2		
30°	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5
	+0.7	+0.7	+0.4		
45°	+0.7	+0.7	+0.6	-0.2	-0.3
60°	+0.7	+0.7	+0.7	-0.2	-0.3
75°	+0.8	+0.8	+0.8	-0.2	-0.3

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$			
	F	G	H	I
5°	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5
15°	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
30°	-1.1	-1.4	-0.8	-0.5
45°	-1.1	-1.4	-0.9	-0.5
60°	-1.1	-1.2	-0.8	-0.5
75°	-1.1	-1.2	-0.8	-0.5

$e = \min. (b ; 2h)$
 b: dimension du côté \perp au vent.

Direction du vent $\theta = 0^\circ$ Direction du vent $\theta = 90^\circ$

7.2- Coefficient de pression intérieure : (RNV 99 §2 p.78)

Principes de définitions :

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

Pour une combinaison quelconque d'ouverture, les valeurs les plus défavorables doivent être prises en compte.

Valeurs du coefficient de pression intérieure C_i :

Le coefficient de pression intérieure C_i des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donnée en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (voir ANNEXE V).

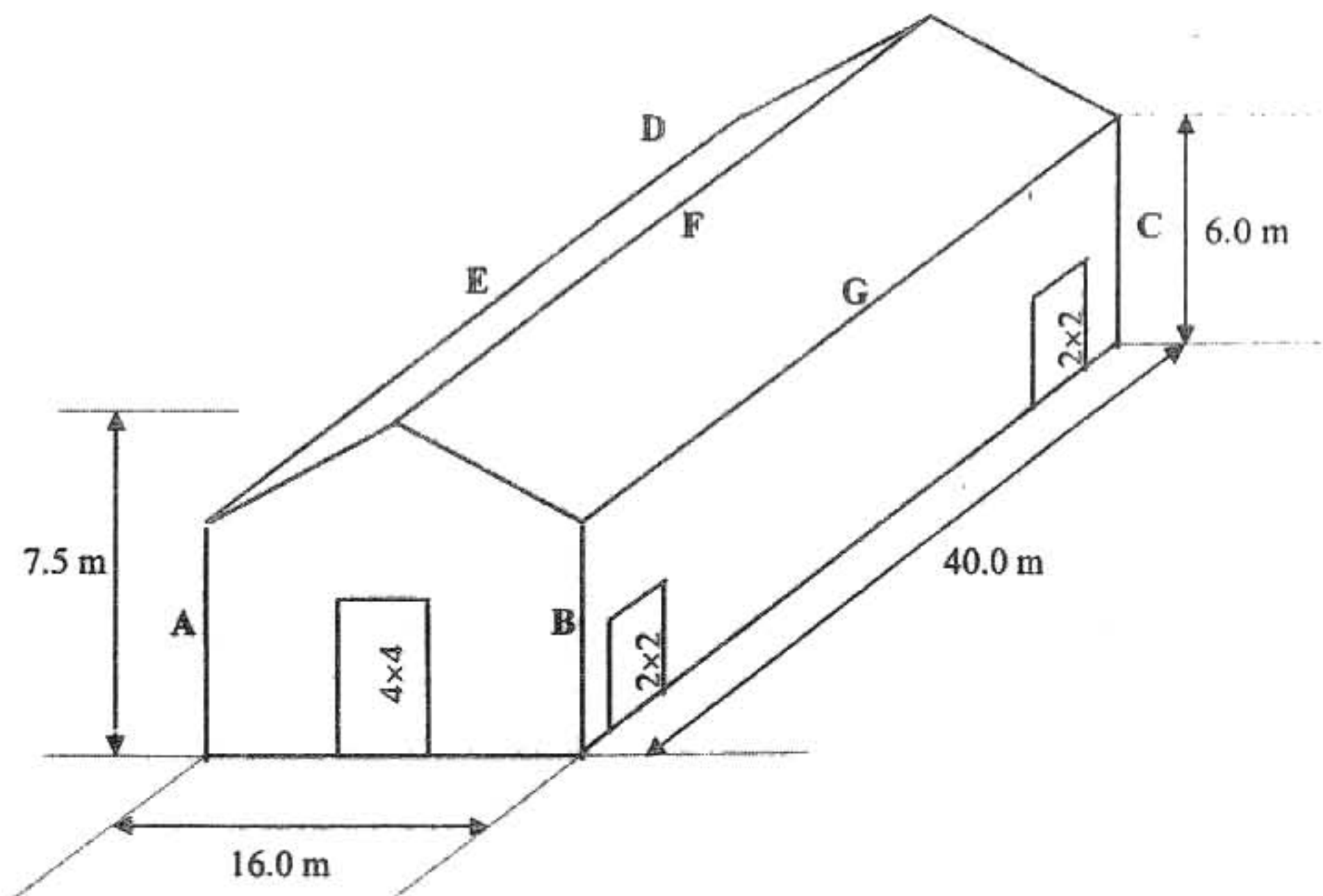
- Dans le cas des bâtiments sans cloisons intérieures pour lesquels μ_p ne peut être déterminé (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées : $C_i = +0.8$ et $C_i = -0.5$
- Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_i = +0.8$ et $C_i = -0.5$
- Dans le cas d'une construction étanche au vent (dont les parois extérieures ne comporte aucune ouverture, et sont faites de matériaux ne laissant pas passer l'air, ni du fait des joints ni du

fait de la porosité, par exemple ouvrage de stockage), on prendra $C_i = 0$

8- Exemple d'application :

Calcul au vent d'un hangar industriel :

Refaire l'étude au vent du hangar étudié au chapitre I (voir figure ci-dessous), mais avec le règlement Algérien : RNV99



Données :
 Longueur : 40 m
 Largeur : 16 m
 Hauteur totale : $h = 7.5$ m

Implantation du hangar : Tizi-Ouzou

Nature du site : plat

Terrain de catégorie III.

Ouvertures : Paroi AB : Une ouverture de (4×4) m.

Parois BC et AD : Deux ouvertures de (2×2) m.

Paroi CD : sans ouvertures.

N.B. : Les fenêtres sont considérées fermées. Les portes sont considérées ouvertes.

Solution :

1- Détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$P_h = q_h \times C_d \times (C_e - C_i)$$

avec :

q_h : pression dynamique à la hauteur h ($h = 7.5$ m pour la toiture et $h = 3$ m pour les parois verticales).

C_d : coefficient dynamique.

C_e et C_i : coefficients de pressions extérieure et intérieure respectivement.

2- Détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d est donné par la figure de l'annexe IV.

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

Vent perpendiculaire au long-pan :

Pour une hauteur $h = 7.5\text{m}$ et $b = 40\text{m}$, on lit $C_d = 0.91 < 1.2$

Vent perpendiculaire au pignon :

Pour une hauteur $h = 7.5\text{m}$ et $b = 16\text{m}$, on lit $C_d = 0.94 < 1.2$

La structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

3- Calcul de la pression dynamique q_h :

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} \quad \text{daN/m}^2$$

La structure est de hauteur totale $< 10\text{m}$. il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître-couple (RNV 99 chapitre 2, § 3.1.1).

On calculera donc la pression dynamique :

- à la hauteur $h = 7.5\text{m}$ pour la toiture ;
- à la hauteur $h = 3\text{m}$ pour les parois verticales.

$q_{ref} = 37.5\text{daN/m}^2$ pour Tizi-Ouzou (Zone I) : pression dynamique de référence. (RNV99, §3.2, Tableau 2.3)

3.1- Calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} est donné comme suit :

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_i^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_i} \right]$$

avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_i : coefficient de topographie.

K_T : facteur du terrain.

Pour le terrain de catégorie III on tire les valeurs suivantes du tableau (RNV 99 tableau 2.4 p.47).

$$K_T = 0.22$$

$h_0 = 0.3\text{m}$: paramètre de rugosité.

$h_{min} = 8\text{m}$: hauteur minimale.

3.2- Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné ci-dessous :

$$h = 7.5\text{m} < h_{min}$$

$$C_r(7.5) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{h_{min}}{h_0} \right) = 0.22 \text{Ln} \left(\frac{8}{0.3} \right) = 0.722$$

$$C_r(3) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{h_{min}}{h_0} \right) = 0.22 \text{Ln} \left(\frac{8}{0.3} \right) = 0.722$$

Remarque :

Le coefficient de rugosité à $h = 7.5\text{m}$ et à $h = 3\text{m}$ pour la toiture et les parois verticales respectivement sont calculés en introduisant dans la formule $h = h_{min} = 8\text{m}$

Le coefficient d'exposition sera donc:

• toiture

$$C_{ex}(7.5) = C_i^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_i} \right] = 1^2 \times 0.722^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1} \right] = 1.633$$

• parois verticales

$$C_{ex}(3) = C_i^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r \times C_i} \right] = 1^2 \times 0.722^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1} \right] = 1.633$$

avec $C_i = 1.0$ (coefficient de topographie), terrain plat.

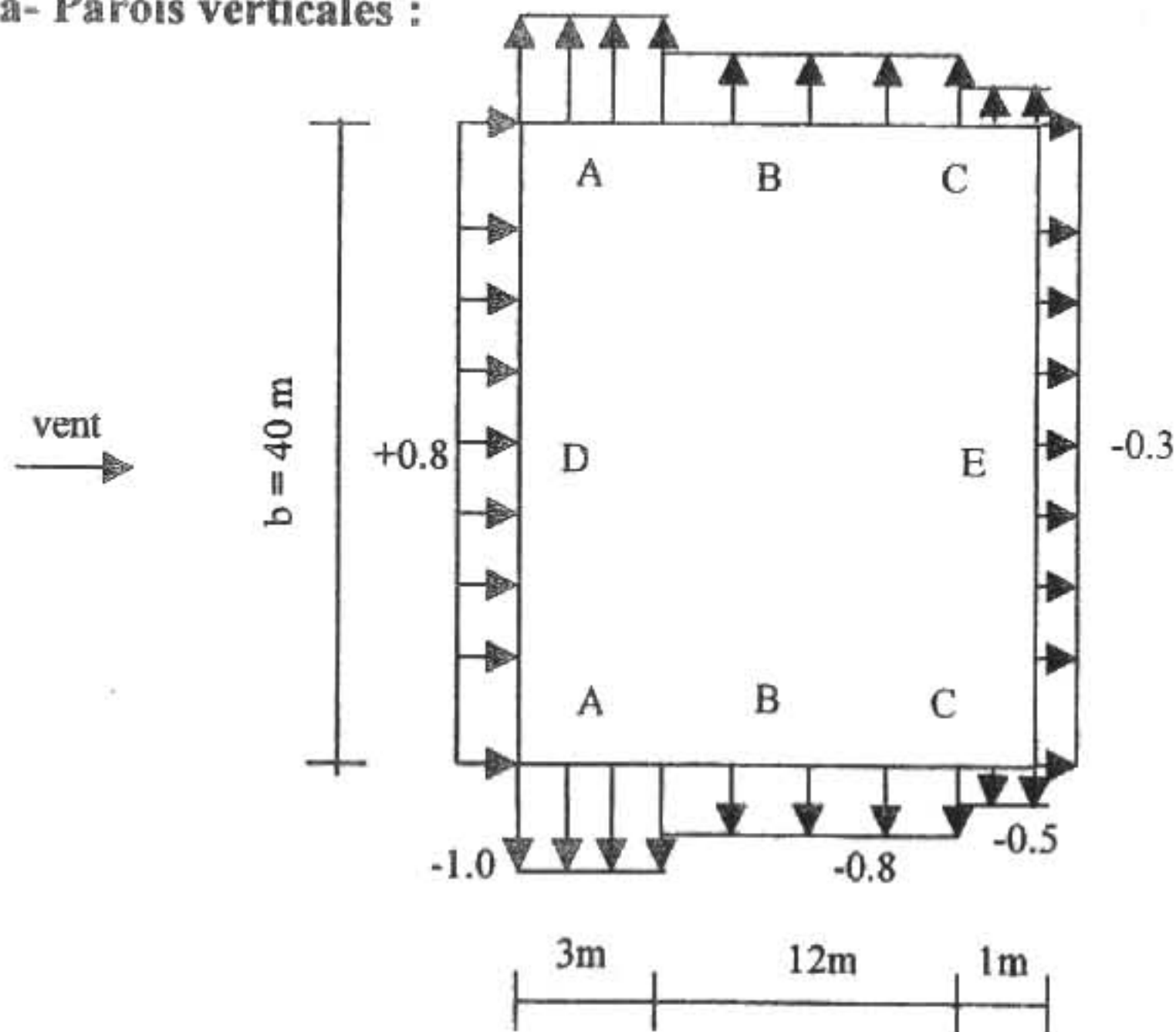
Valeur de la pression dynamique :

$$q_h(7.5) = q_h(3) = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.633 = 61.5 \text{ daN} / \text{m}^2$$

4- Calcul des coefficients de pression extérieures :

4.1- Vent perpendiculaire à la grande face :

a- Parois verticales :



Pour cette direction du vent (voir figure ci-dessus) :

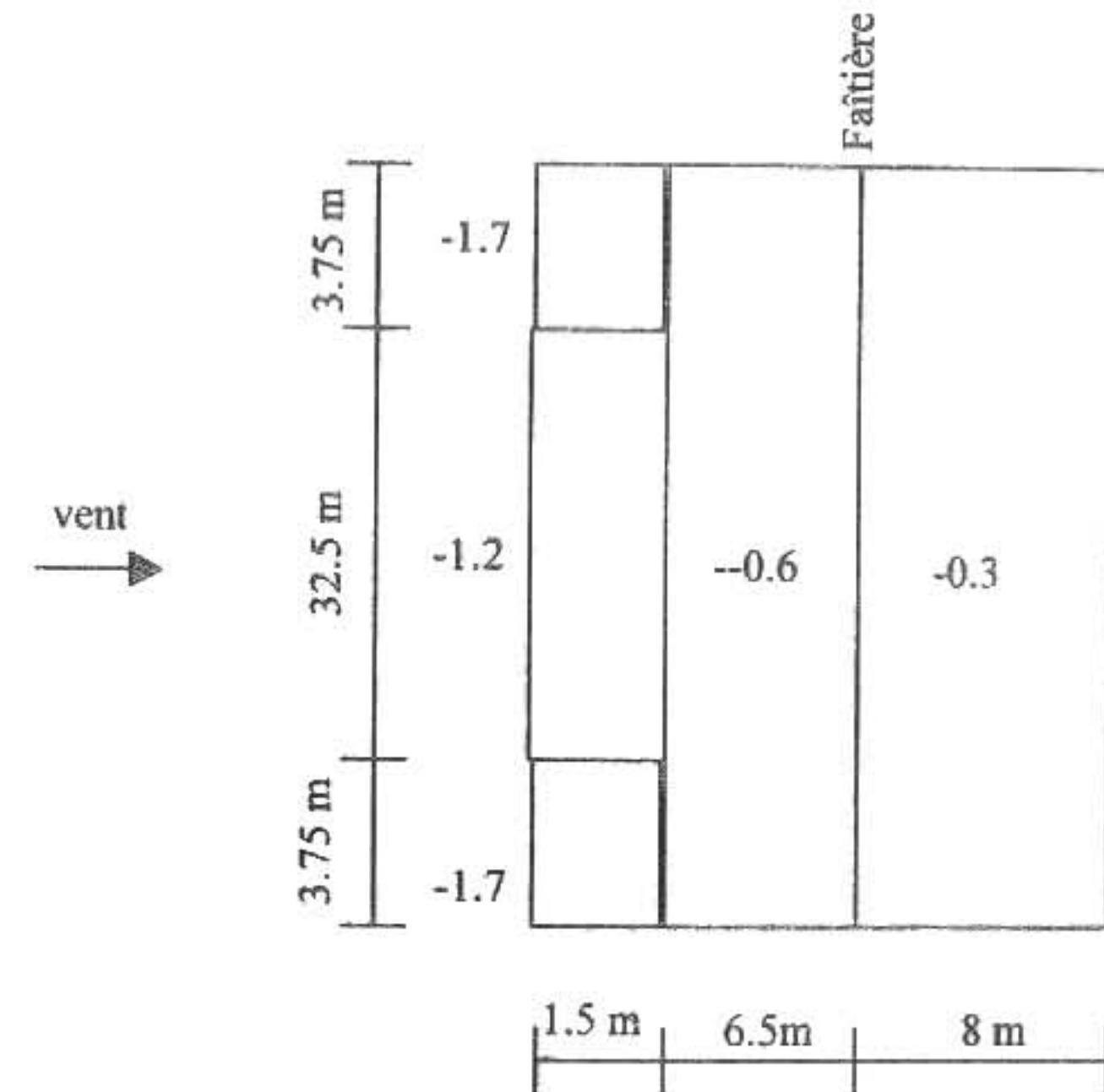
$$b = 40 \text{ m}, d = 16 \text{ m}, h = 7.5 \text{ m}$$

$$e = \min.(40; 2 \times 7.5) = 15 \text{ m}$$

$$e/4 = 3.75 \text{ m}$$

$$e/10 = 1.5 \text{ m}$$

b- Versants de toitures :



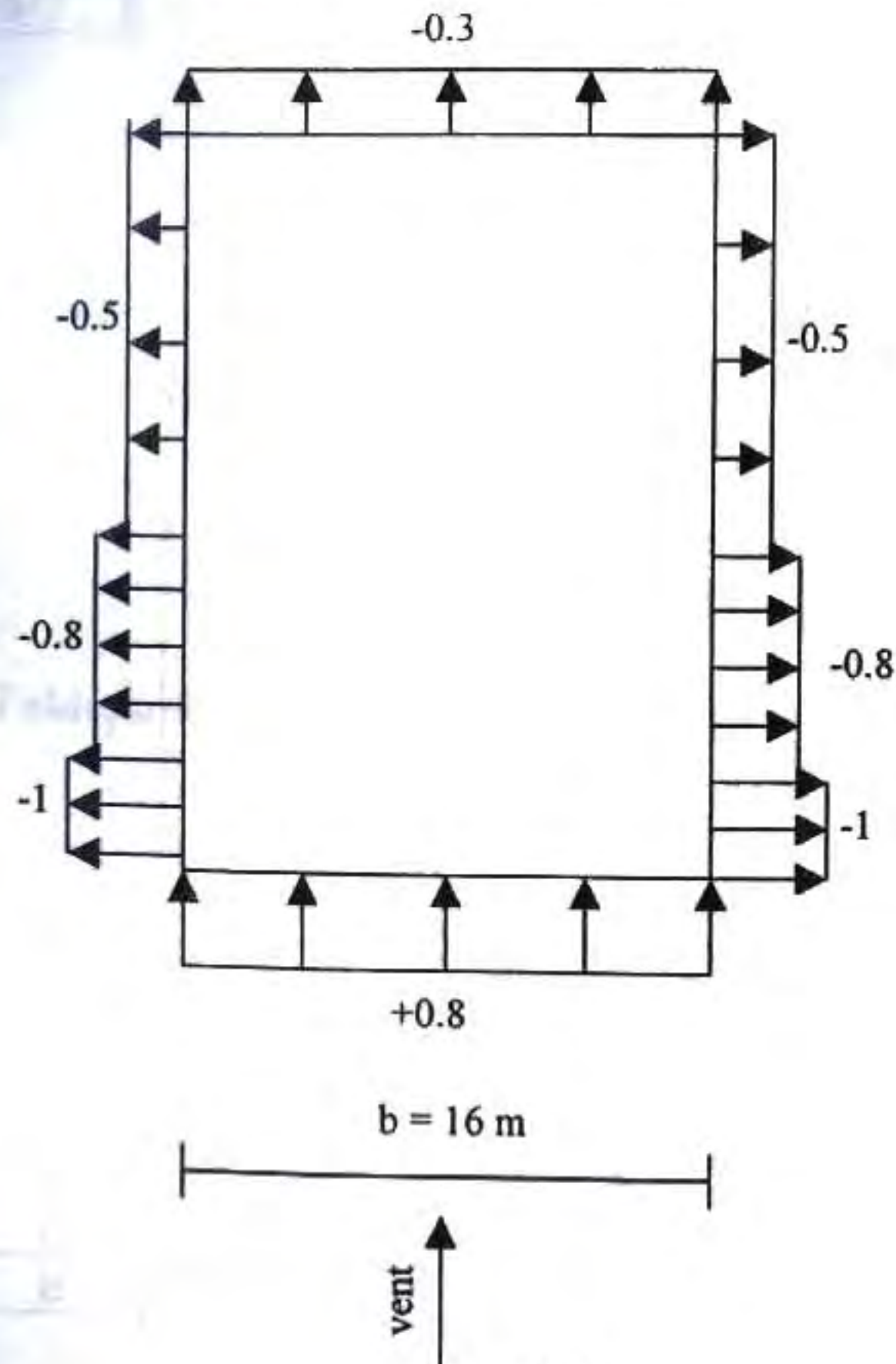
Direction du vent $\theta = 0^\circ$

4.2- Vent perpendiculaire à la petite face :

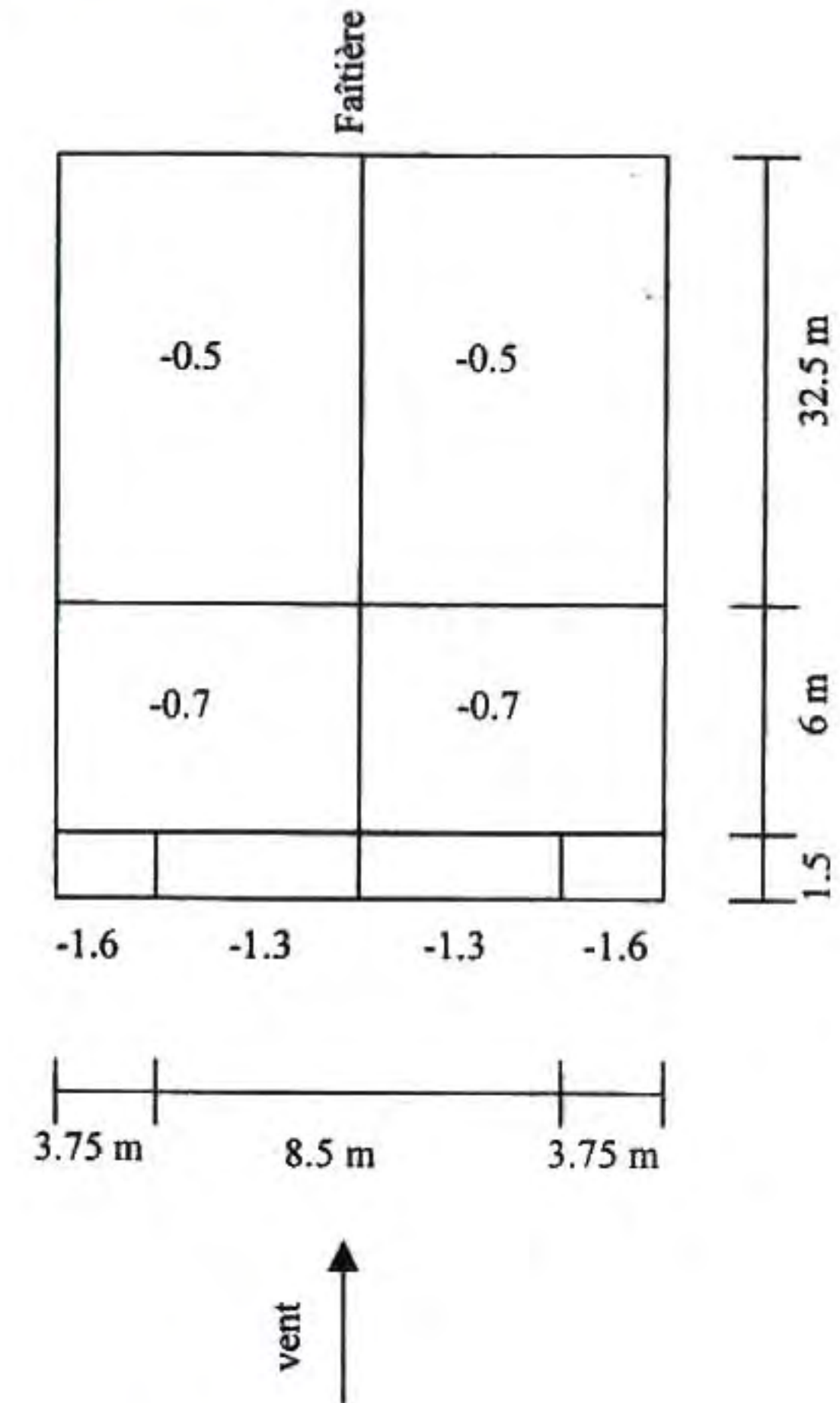
Pour cette direction du vent (voir figure ci-dessous) :

$b = 16m, d = 40m, h = 7.5m$
 $e = \min.(40; 2 \times 7.5) = 15m$
 $e/4 = 3.75m$ et $e/10 = 1.5m$

a- Parois verticales :



b- Versant de toiture :



5- Coefficient de pression intérieure C_i :

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Paroi AB « au vent »

$$\mu_p = \frac{2 \times 2(2.0 \times 1.)}{(4.0 \times 4.0) + 2 \times 2(2.0 \times 1.)} = \frac{8.0}{24.0} = 0.33$$

Valeurs du coefficient de pression intérieure C_i :

Le coefficient de pression intérieure C_i des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donnée en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (voir ANNEXE V).

Pour $\mu_p = 0.33 \Rightarrow C_i = +0.4$

Paroi BC « au vent » :

$$\mu_p = \frac{(4.0 \times 4.0) + 2(2.0 \times 1.0)}{(4.0 \times 4.0) + 2 \times 2(2.0 \times 1.0)} = \frac{20.0}{24.0} = 0.83 \Rightarrow C_i = -0.3$$

Paroi CD « au vent » :

$$\mu_p = \frac{(4.0 \times 4.0) + 2 \times 2(2.0 \times 1.0)}{(4.0 \times 4.0) + 2 \times 2(2.0 \times 1.0)} = \frac{24.0}{24.0} = 1.0 \Rightarrow C_i = -0.5$$

6- Détermination de la pression dynamique du au vent :

La pression du au vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$P_h = q_h \times C_d \times (C_e - C_i)$$

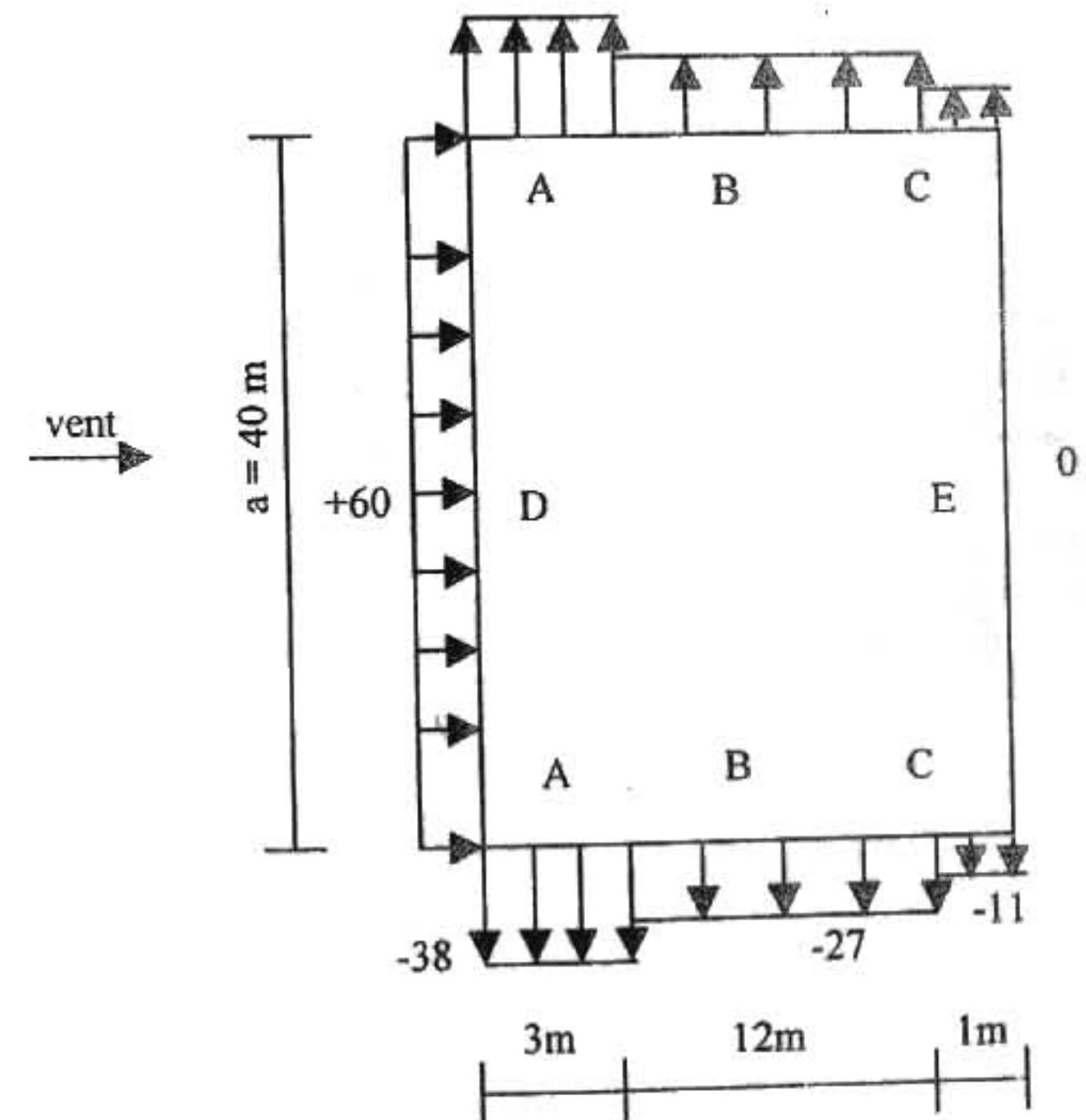
avec :

$$C_d = 0.88 \quad \text{et} \quad q_h = 61.5 \text{ daN/m}^2$$

Tableau 5 : Pression dynamique du vent (grande face au vent)

Grande face « au vent »							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C_e	C_i	P_h (kg/m ²)	Zone	C_e	C_i	P_h (kg/m ²)
D	+0.8	-0.3	+60	F	-1.7	-0.3	-76
A	-1.0	-0.3	-38	G	-1.2	-0.3	-49
B	-0.8	-0.3	-27	H	-0.6	-0.3	-16
C	-0.5	-0.3	-11	I	-0.3	-0.3	0
E	-0.3	-0.3	0	J	-0.3	-0.3	0

a- Paroi vertical :



b- Versants de toitures :

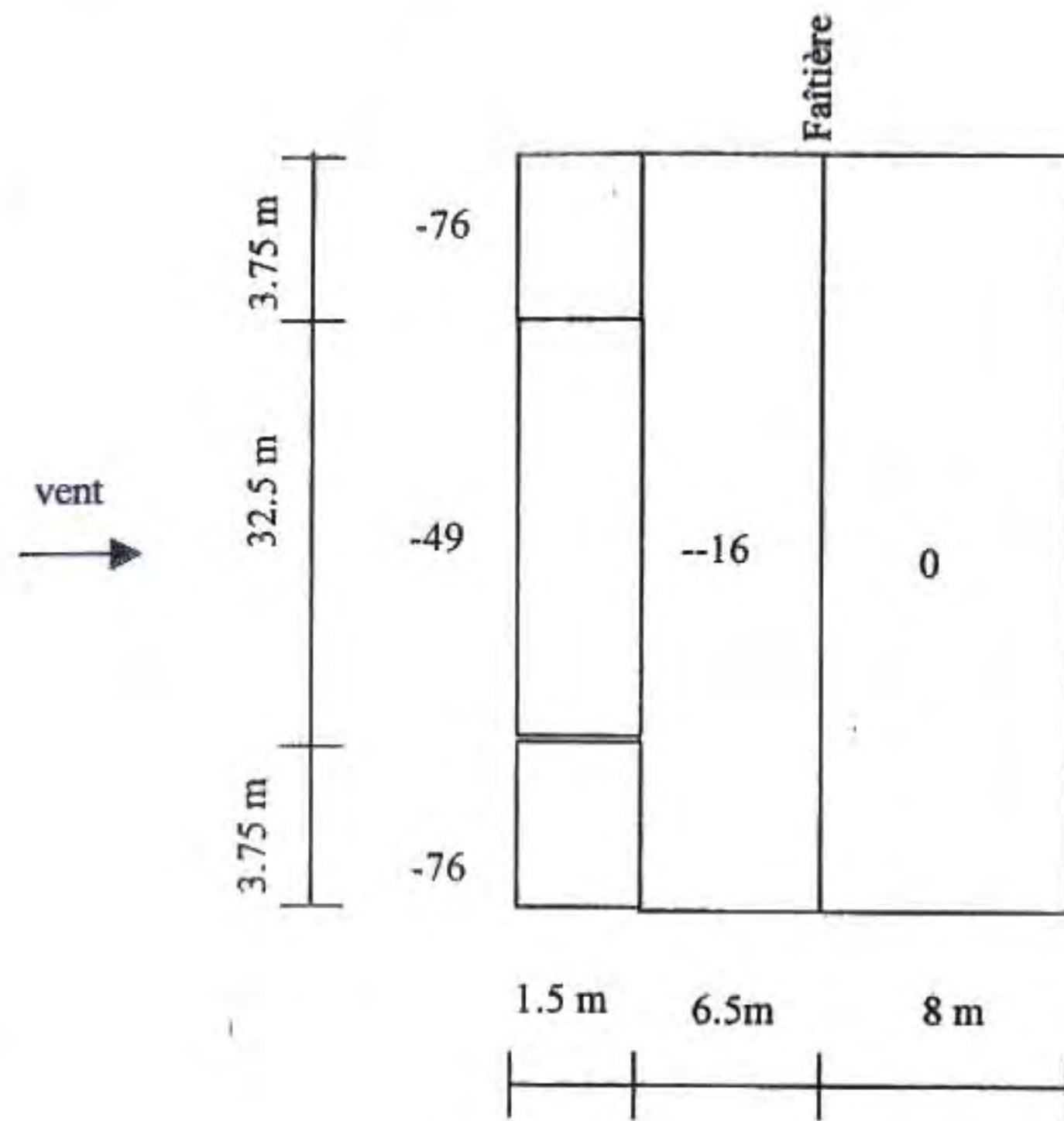
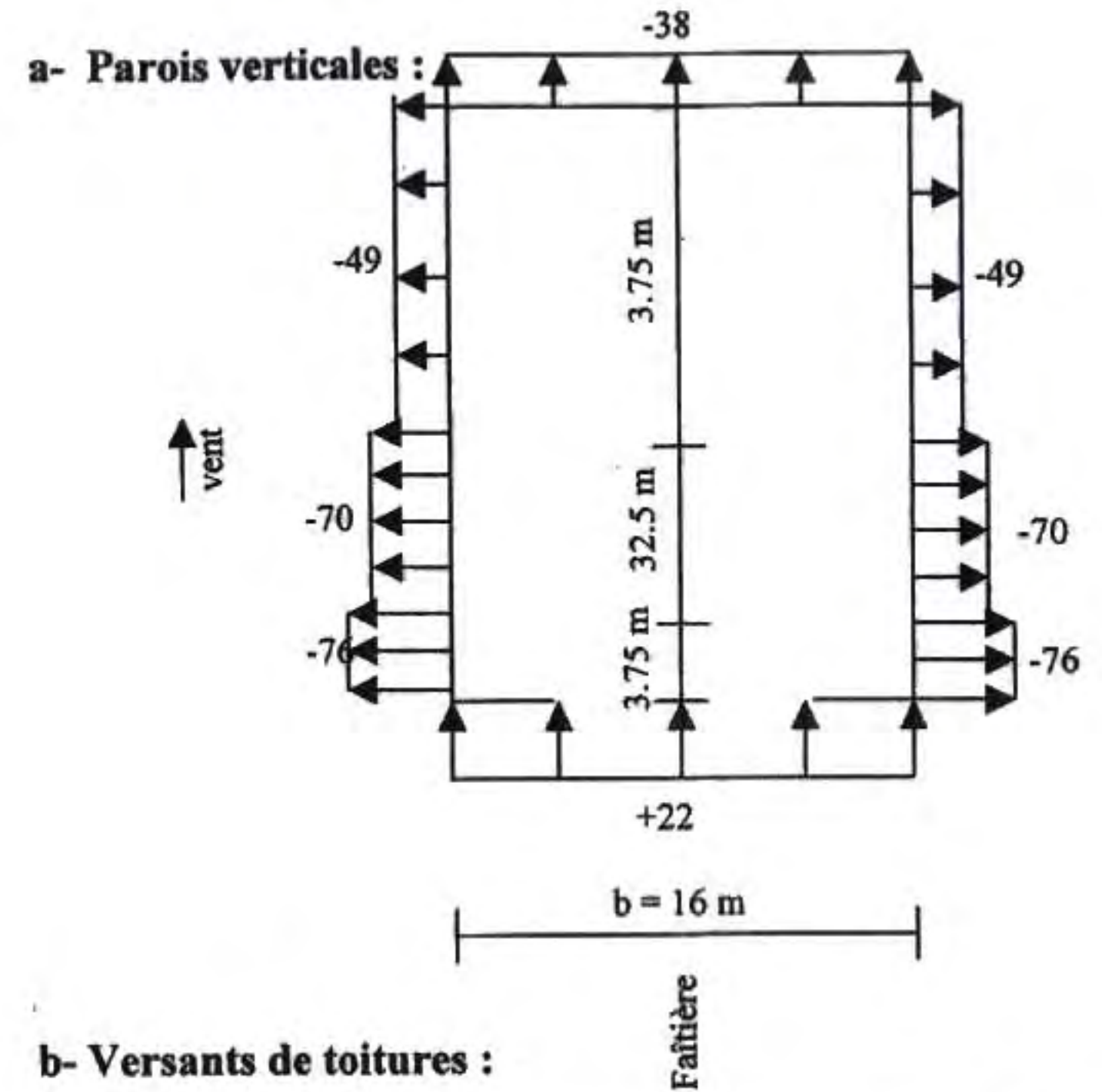


Tableau 6 : Pression dynamique du vent (portail au vent)

Portail « au vent »							
Zone	Parois verticales			Zone	Versants de toitures		
	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)		C_e	C_i	p_h (kg/m ²)
D	+0.8	+0.4	+22	F	-1.6	+0.4	-108
A	-1.0	+0.4	-76	G	-1.3	+0.4	-92
B	-0.8	+0.4	-70	H	-0.7	+0.4	-60
C	-0.5	+0.4	-49	I	-0.5	+0.4	-49
E	-0.3	+0.4	-38				



b- Versants de toitures :

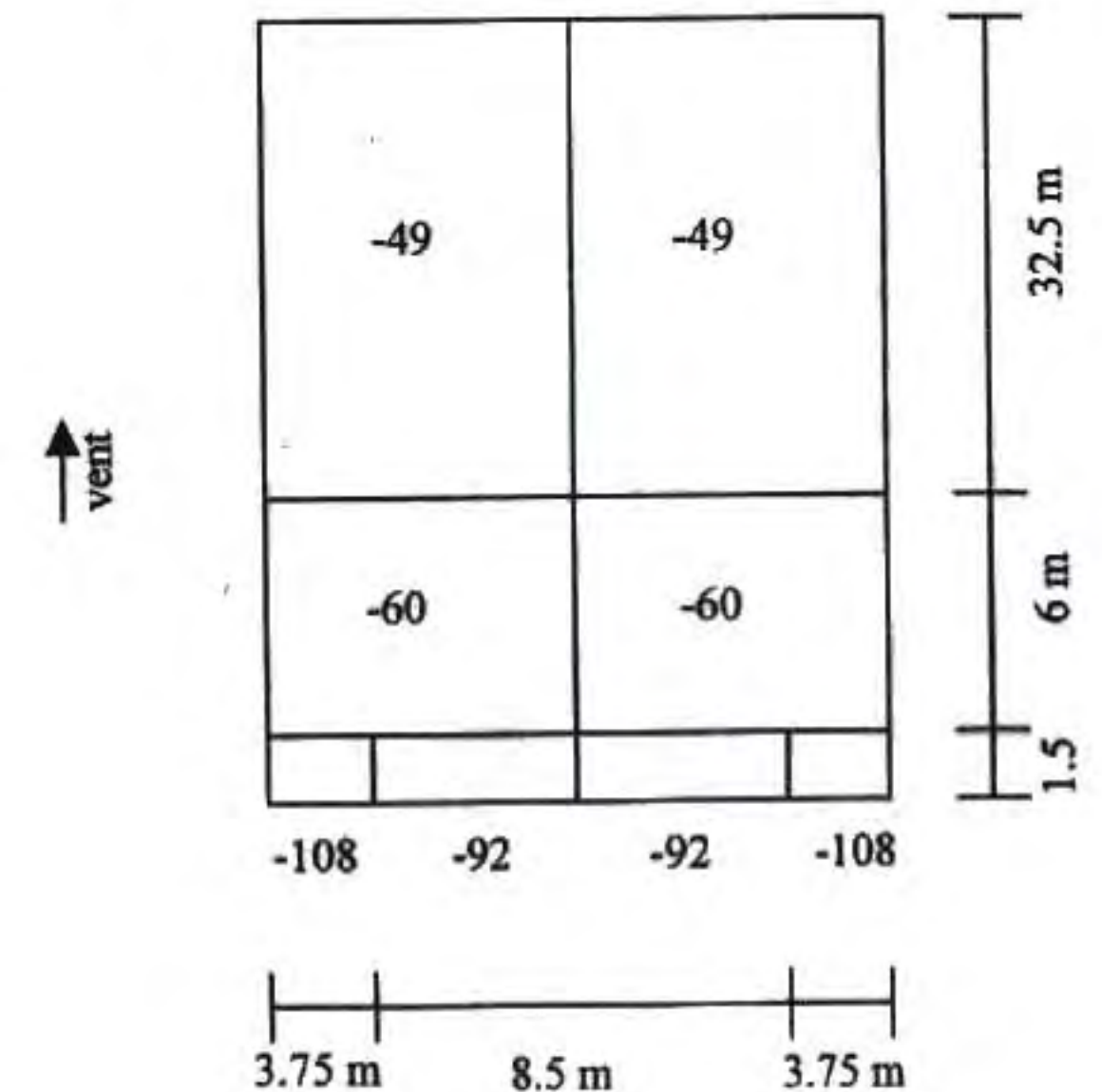
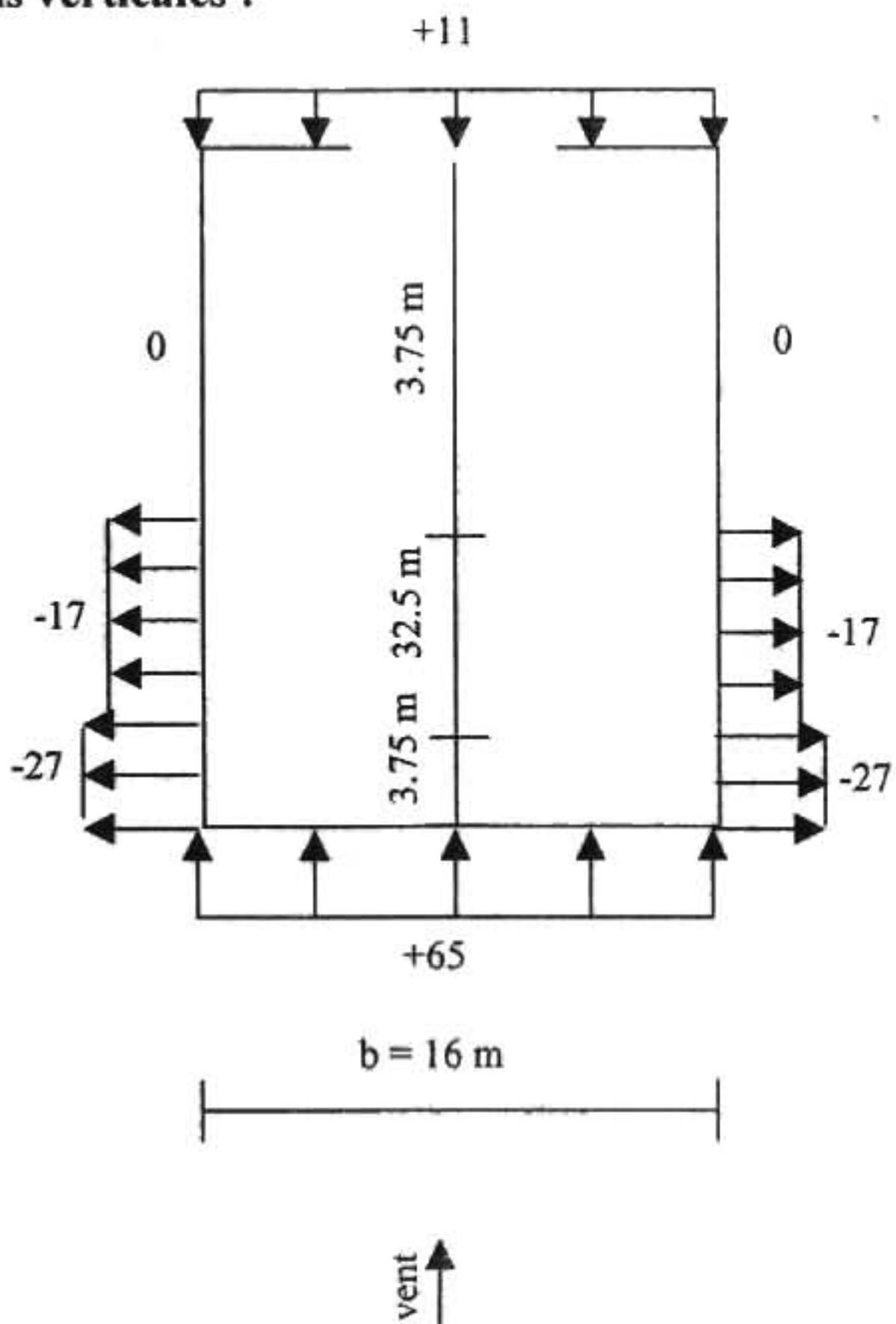


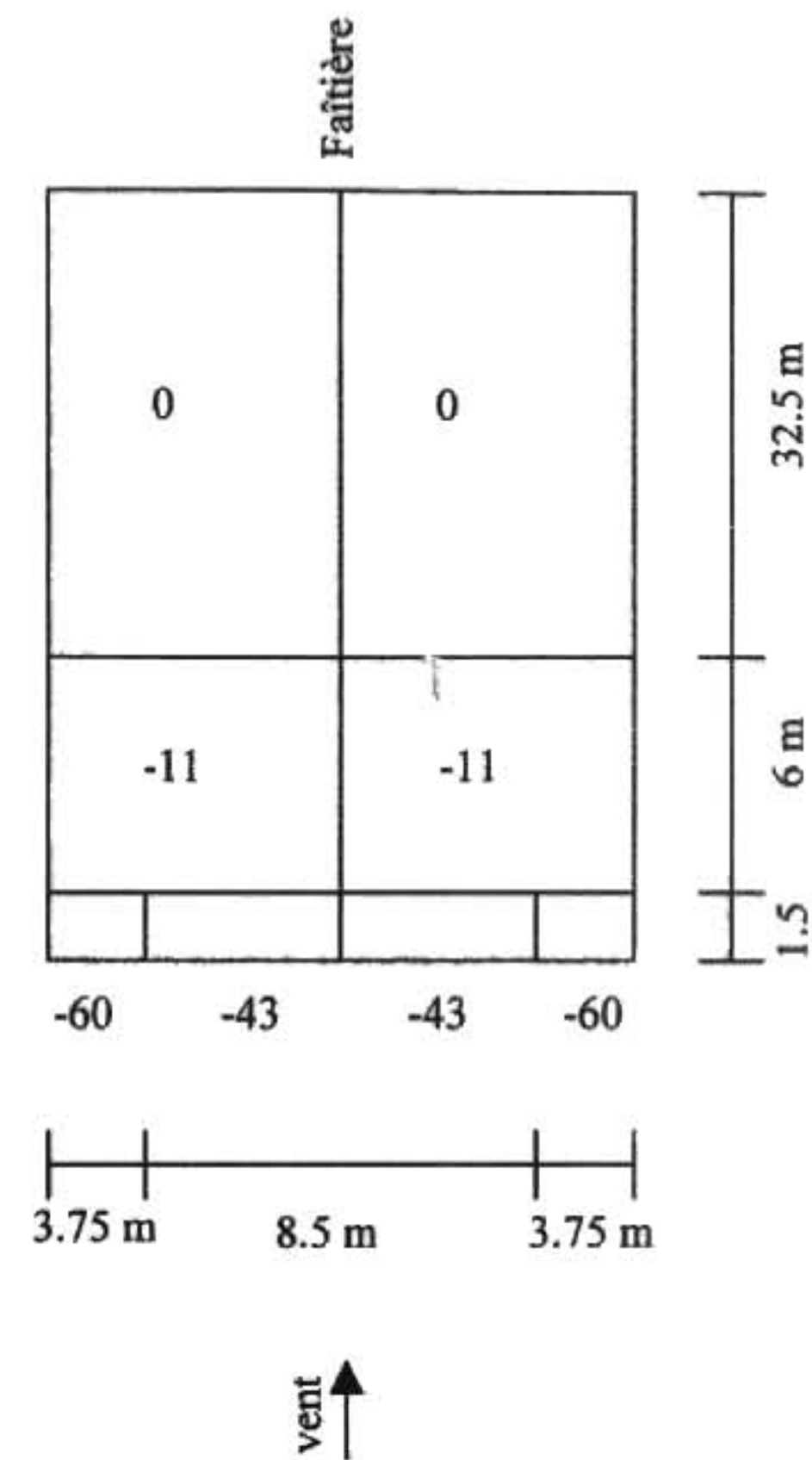
Tableau 7 : pression dynamique du vent (portail sous vent)

Portail «sous vent »							
Parois verticales			Versants de toitures				
Zone	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)	Zone	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)
D	+0.8	-0.5	+65	F	-1.6	-0.5	-60
A	-1.0	-0.5	-27	G	-1.3	-0.5	-43
B	-0.8	-0.5	-17	H	-0.7	-0.5	-11
C	-0.5	-0.5	0	I	-0.5	-0.5	0
E	-0.3	-0.5	+11				

a- Parois verticales :



b- Versants de toitures:



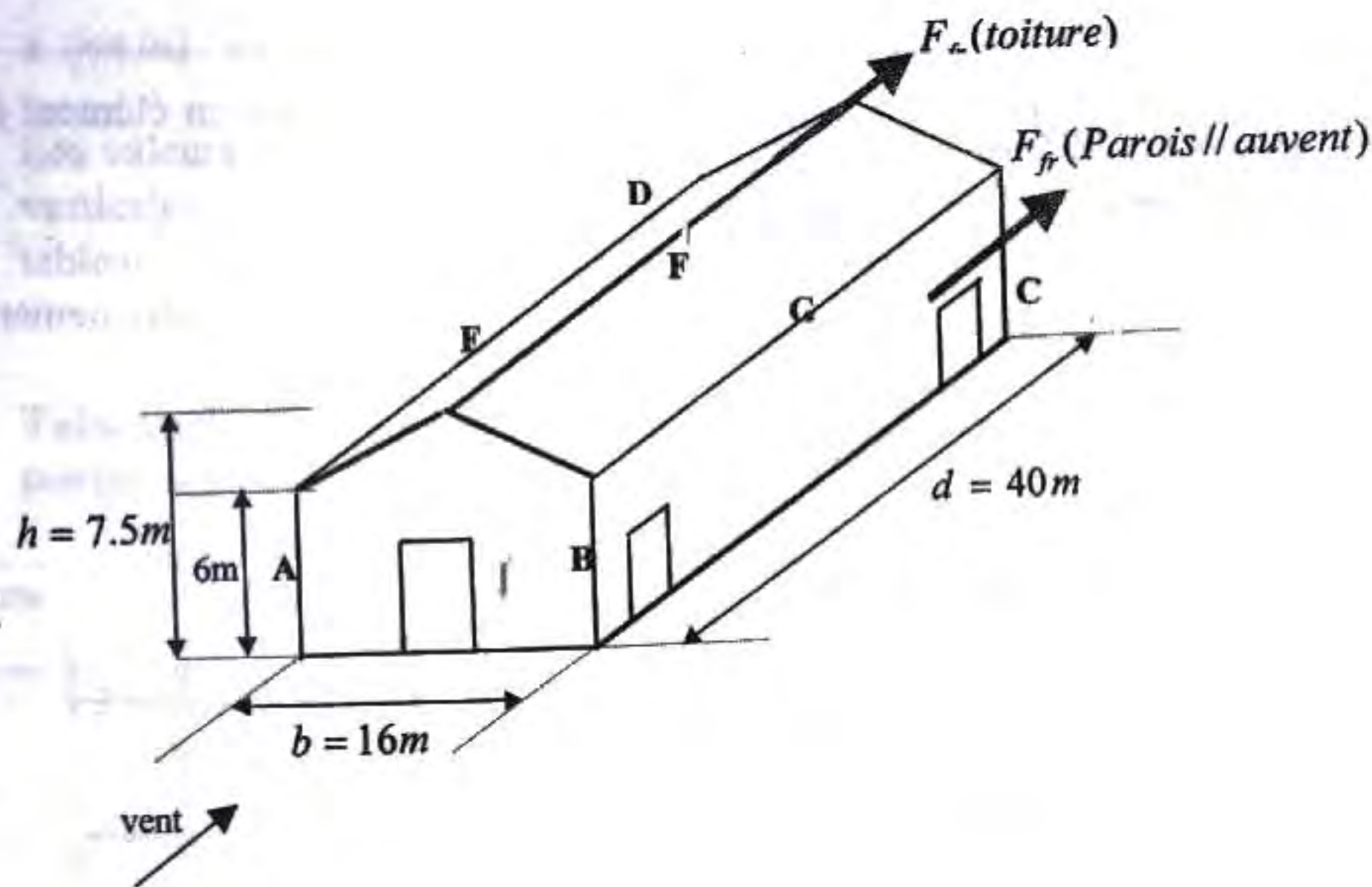
9- Calcul de la force de frottement : (RNV99 - Chapitre 2, § 1.4).

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\frac{d}{b} \geq 3, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

avec :

- d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.
- b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.
- h : hauteur (en m) de la construction.



$$\frac{d}{b} = \frac{40}{16} = 2.5 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{40}{7.5} = 5.33 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (p_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

où :

p_h : (en daN/m^2) est la pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

S_{fr} : (en m^2) est l'aire de l'élément de surface considéré.

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

Tableau 8 : Valeur des coefficients de frottement.

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaire à la direction du vent.

Donc $C_{fr} = 0.04$

La force de frottement sera donc :

Pour la toiture :

$$F_{fr} = 61.5 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 8.14) = 1602 \text{ daN}$$

Parois verticales :

$$F_{fr} = 61.5 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 6.0) = 1181 \text{ daN}$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 1602 + 1181 = 2783 \text{ daN}$

Remarque :

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit : $8.0 / \cos(10.62^\circ) = 8.14 \text{ m}$.

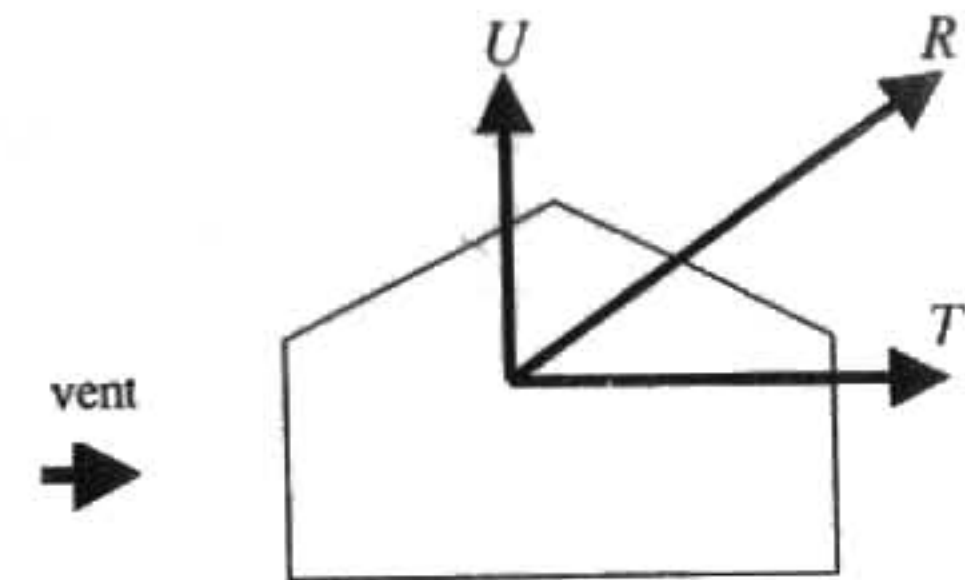
10- Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces (voir figure) :

- Une force globale horizontale T (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement U (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{fr}$$



avec :

q_i (en daN/m^2) : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface i .

s_i (en m^2) : l'aire de l'élément de surface i .

F_{fr} (en daN) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

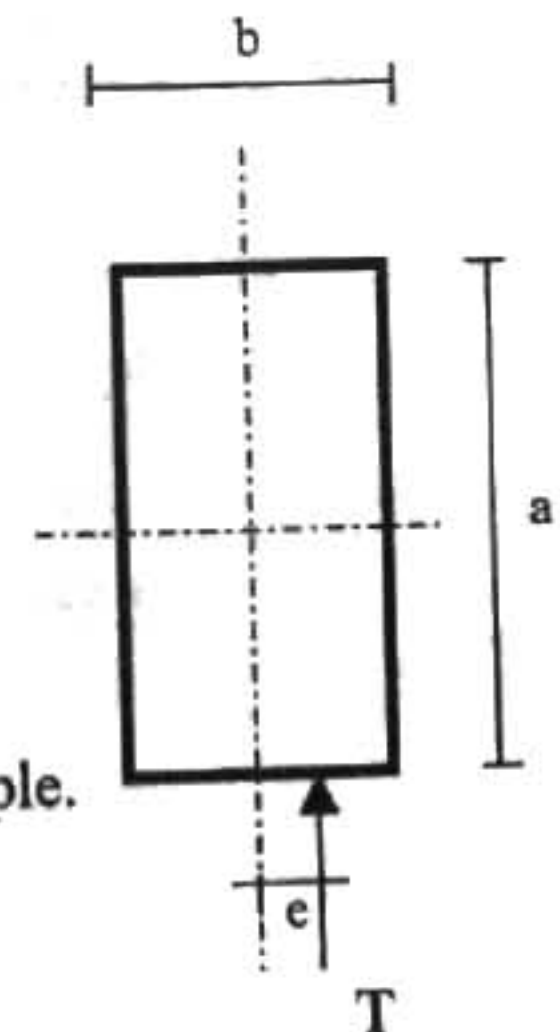
L'excentricité de la force globale horizontale T doit être prise égale à : (RNV99 - Chapitre 2, § 2.2.24)

• vent sur Pignon :

$$e = \pm b/10 = \pm 16/10 = 1.6 \text{ m}$$

où :

b (en m) : dimension à la base du maître couple.



• vent sur Long pan :

$e = \pm a/10 = \pm 40/10 = 4m$

où :

a (en m) : dimension à la base du maître couple.

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

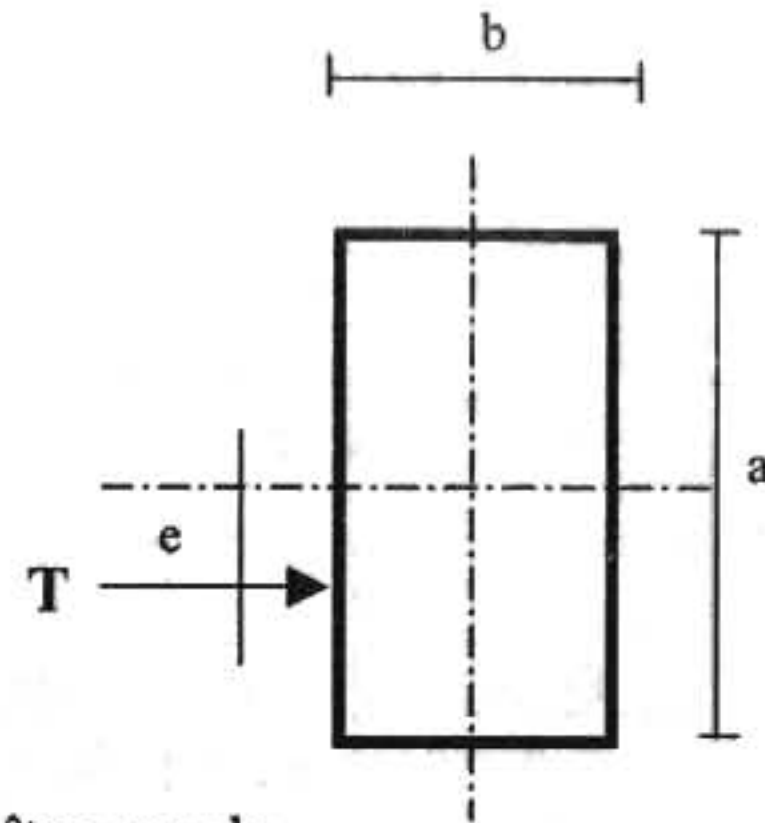


Tableau 9 : Valeurs des forces horizontales et verticales ; portail « au vent ».

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$22 \times 6 \times 16 = 2112$ $22 \times [(16 \times 1.5)/2] = 264$	0
E	$38 \times 6 \times 16 = 3456$ $38 \times [(16 \times 1.5)/2] = 456$	0
F ₁	0	$108 \times 1.5 \times 3.75 \times \cos 11^\circ = 596.4$
F ₂	0	$108 \times 1.5 \times 3.75 \times \cos 11^\circ = 596.4$
G	0	$92 \times 1.5 \times 8.5 \times \cos 11^\circ = 1151.5$
H	0	$60 \times 6 \times 16 \times \cos 11^\circ = 5654.2$
I	0	$49 \times 32.5 \times 16 \times \cos 11^\circ = 25012$
F _{fr}	2783	
	T = 9071	U = +33010

Remarque :

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.

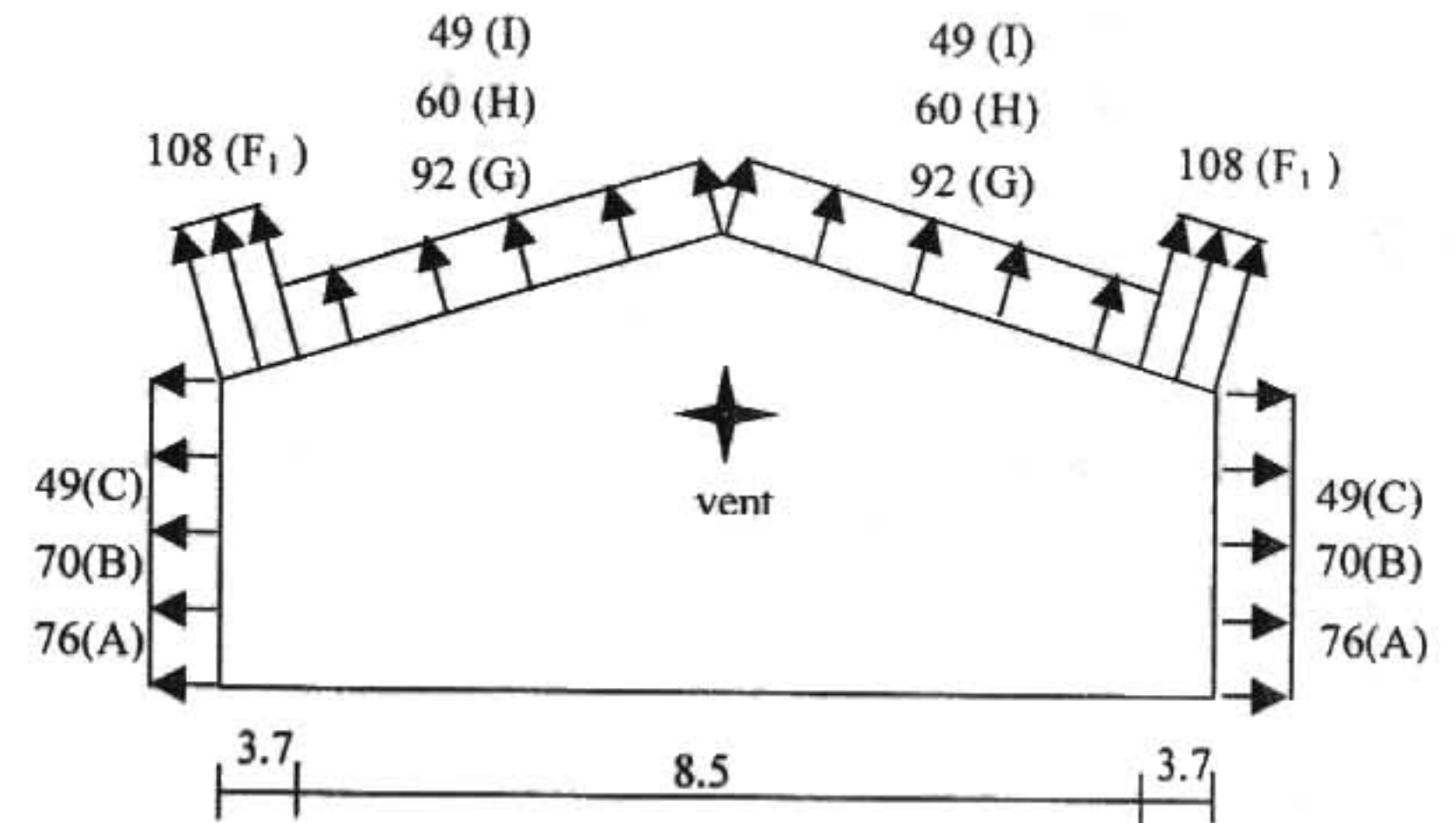
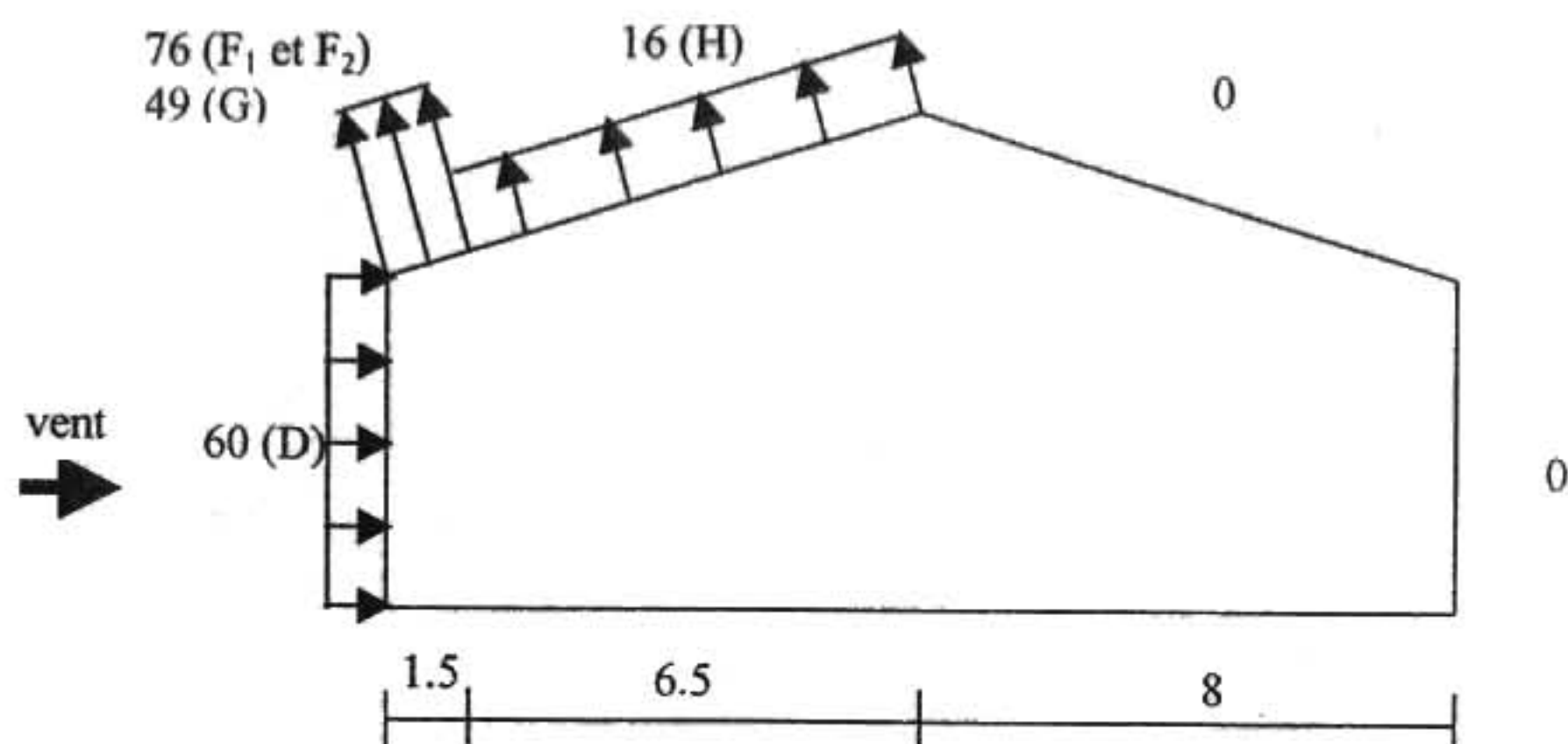


Tableau 10 : Valeurs des forces horizontales et verticales ; Grande face « au vent » :

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$60 \times 6 \times 40 = 14400$	0
E	0	0
F ₁	$76 \times 1.5 \times 3.75 \times \sin 11^\circ = -82$	$76 \times 1.5 \times 3.75 \times \cos 11^\circ = 420$
F ₂	$76 \times 1.5 \times 3.75 \times \sin 11^\circ = -82$	$76 \times 1.5 \times 3.75 \times \cos 11^\circ = 420$
G	$49 \times 1.5 \times 32.5 \times \sin 11^\circ = -456$	$49 \times 1.5 \times 32.5 \times \cos 11^\circ = 2345$
H	$16 \times 6.5 \times 40 \times \sin 11^\circ = -794$	$16 \times 6.5 \times 40 \times \cos 11^\circ = 4084$
I	0	0
	T = +12986	
		U = +10261

**Remarque :**

Il est important de recalculer les actions du vent en considérant la construction comme étant fermée (parfois plus défavorable) étant donnée que les ouvertures sont généralement fermées pendant la nuit.

11- Comparaison des résultats avec ceux obtenus par le règlement NV65 (voir CH.I) :

Tableau 12 : Règlement Algérien (RNV 99) :

Portail « au vent »							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)	Zone	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)
D	+0.8	+0.4	+22	F	-1.6	+0.4	-108
A	-1.0	+0.4	-76	G	-1.3	+0.4	-92
B	-0.8	+0.4	-70	H	-0.7	+0.4	-60
C	-0.5	+0.4	-49	I	-0.5	+0.4	-49
E	-0.3	+0.4	-38				

Tableau 13 : Règlement NV65 (voir CH.I) :

Portail « au vent » ⇔ Paroi AB « au vent »							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)	Zone	C_e	C_i	p_h (kg/m ²)
D(AB)	+0.8	-0.20	+28.1	F (EF)	-0.30	+0.54	-25.8
A (BC et AD)	-0.31	+0.54	-25.8	G (EF)	-0.30	+0.54	-25.8
B (BC et AD)	-0.31	+0.54	-25.8	H (EF)	-0.30	+0.54	-25.8
C (BC et AD)	-0.31	+0.54	-25.8	I (FG)	-0.30	+0.54	-25.8
E (CD)	-0.31	+0.54	-24				

L'action du vent sur une paroi est donnée par la formule suivante : (voir CH.I)

$$P = q_{ref} \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot C_r$$

avec : $k_s = k_m = 1.0$ Site normal non masqué.

$q_{ref} = 37.5 daN / m^2$ valeur de la pression dynamique de référence pour la zone I.

δ : Coefficient de réduction donnée par le diagramme de l'annexe III. En fonction de la plus grande surface offerte au vent afférente à l'élément considéré.

- Pour la grande face : $a = 40m \Rightarrow \delta = 0.75$

$$P_{AB} = 37.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.75 \times [(+0.8) - (-0.20)] = +28.12 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{CD} = 37.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.75 \times [(-0.31) - (+0.54)] = -24.0 \text{ kg/m}^2$$

- Pour la petite face : $b = 16\text{m} \Rightarrow \delta \approx 0.81$

$$P_{BC} = P_{AD} = 37.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.81 \times [(-0.31) - (+0.54)] = -25.8 \text{ kg/m}^2$$

- Les versants de toiture : $b = 16\text{m} \Rightarrow \delta \approx 0.81$

$$P_{EF} = P_{FG} = 37.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.81 \times [(-0.31) - (+0.54)] = -25.8 \text{ kg/m}^2$$

Remarques :

- Les résultats obtenus par le règlement neige et vent algérien (RNV99) sont supérieurs aux résultats obtenus par le règlement NV65. Donc on se met plus en sécurité en utilisant le RNV99.
- Les résultats seront comparables si on utilise la méthode simplifiée du règlement NV65, qui est plus conservative que la méthode exacte.

Action de la neige sur les constructions selon RNV 99

1- Objet et domaine d'application :

Le présent règlement (Règle Neige et vent Algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Au delà de 2000 mètres le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

2- Charge de neige sur le sol :

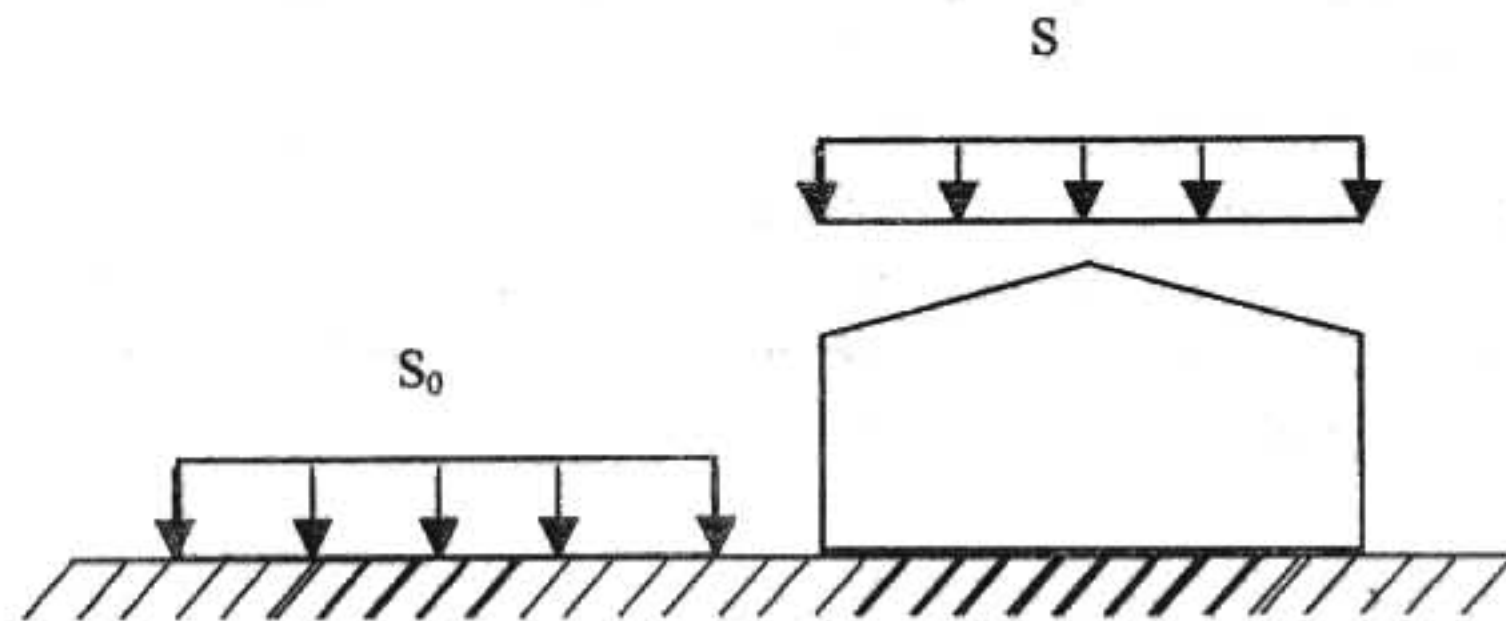
La charge de neige sur le sol S_0 par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_0 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré (RNV99, Art. 4)

- Zone A : $s_0 = 70H + 15$
- Zone B : $s_0 = 40H + 10$
- Zone C : $s_0 = 32.5H$
- Zone D : (pas de neige une charge de 10 kg/m^2 représentant l'ensablement des terrasses).

H en km. et S_0 en kg/m^2

3- Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces

La charge minimale de neige S par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante (RNV99: Art.3.1):



$$S = \mu \cdot S_0$$

où :

S_0 : Charges de neiges sur le sol en kg/m^2

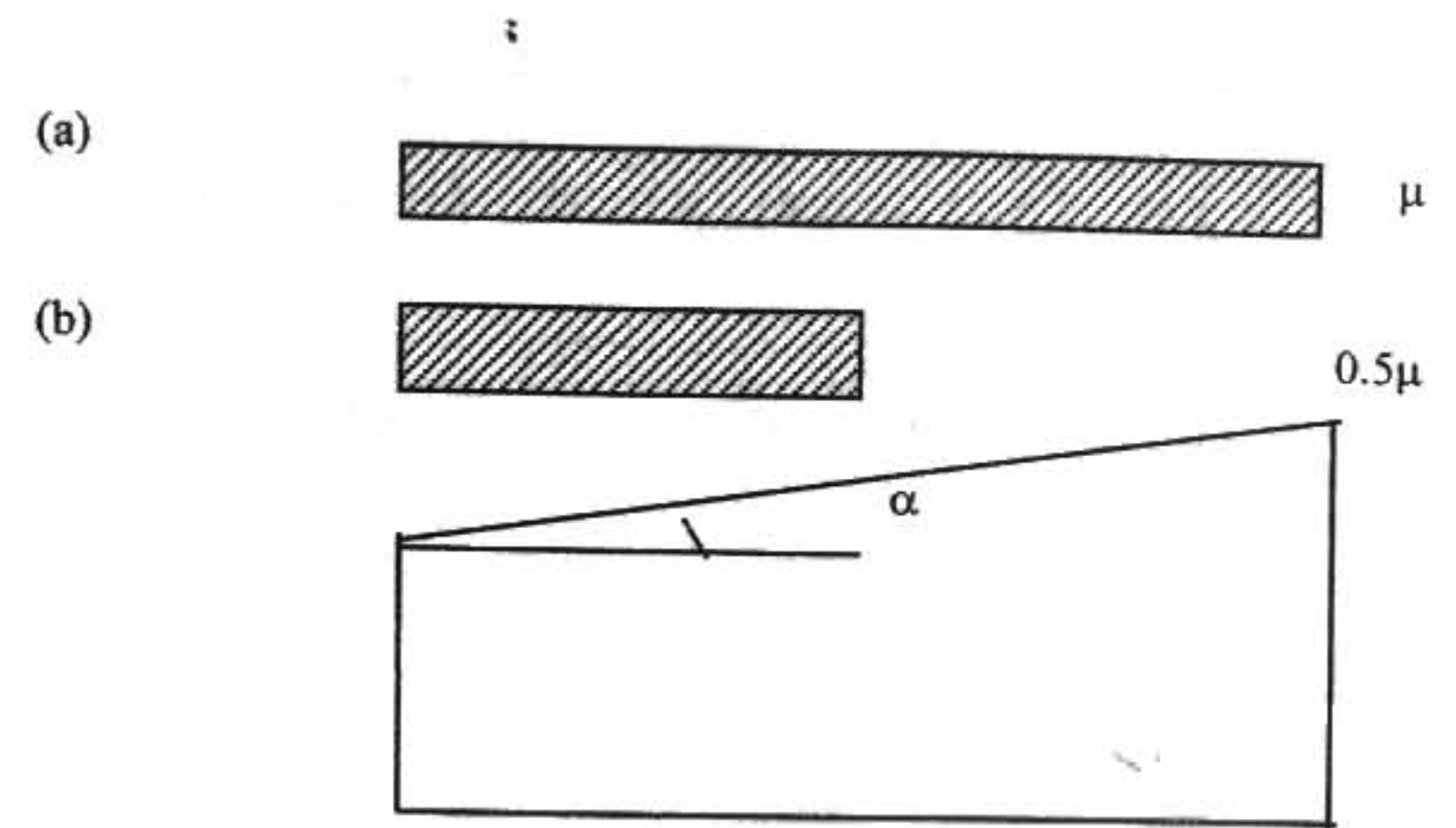
S : Charges de neiges sur le toit en kg/m^2

μ : Coefficient de forme.(déterminé en fonction de la forme de la toiture).

4- Coefficient de forme des toitures μ : (RNVA 99 art.6)

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernent les toitures de formes courantes. pour des formes particulières de toitures, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

4.1- Toiture simple à un versant sans obstacle de retenue :



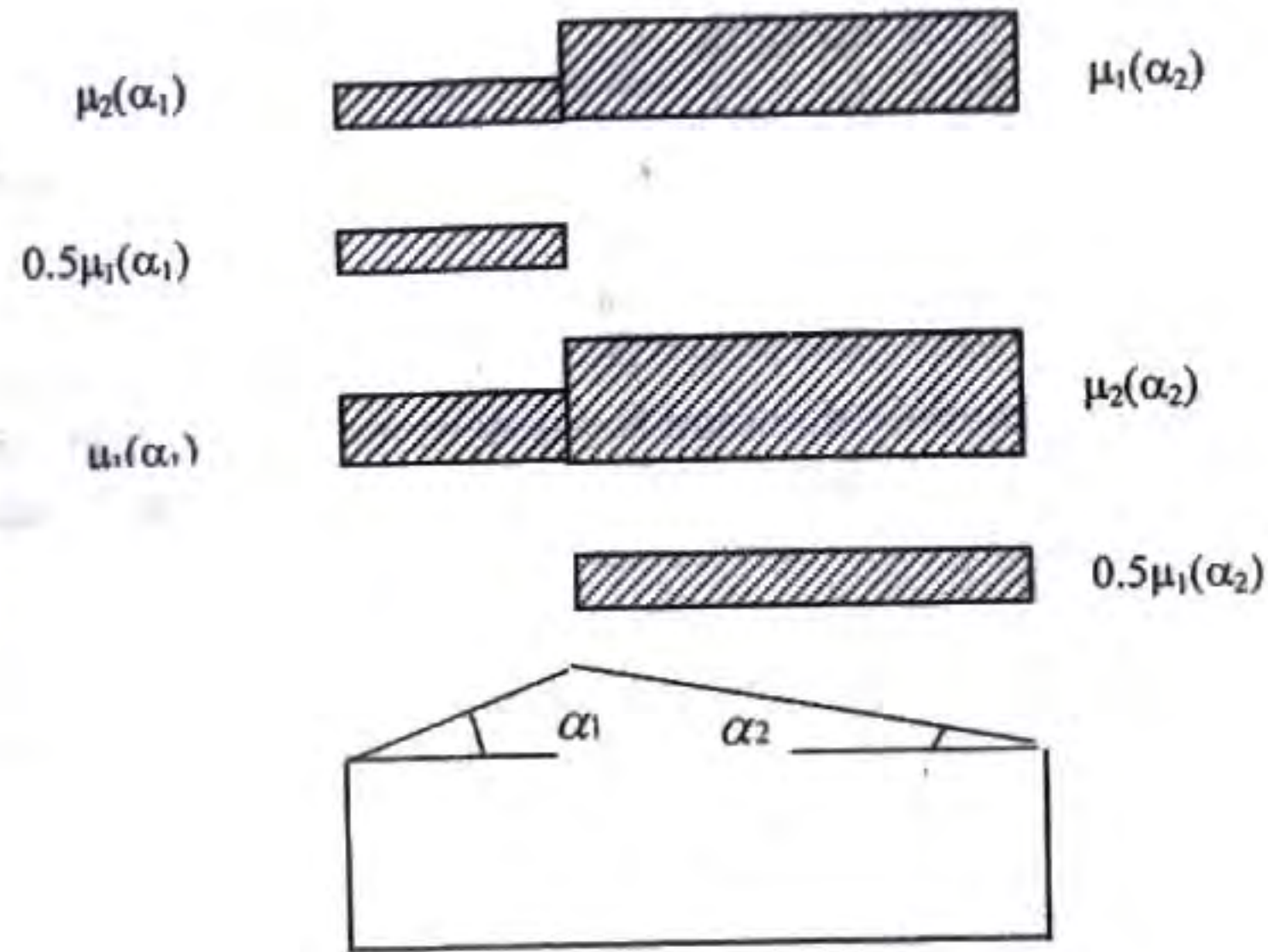
(α) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0

Remarque :

Il convient de considérer les dispositions de charges suivantes :

- Cas de charges uniformément réparties (cas a).
- Cas de charges uniformément réparties, appliquée sur la moitié la plus défavorable de toiture (cas b).

4.2- Toiture simple à deux versants sans obstacles de retenue :



(α) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha-15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0

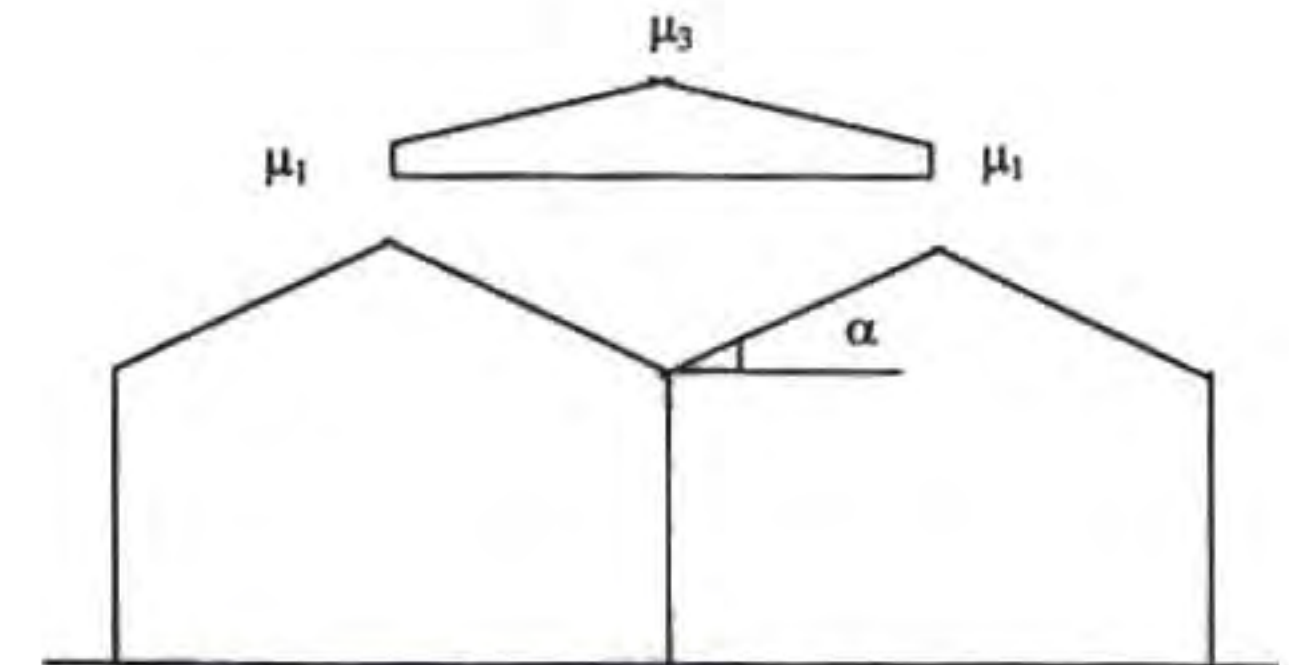
Remarques :

Les dispositions de charges à prendre en compte sont celles produisant les effets les plus défavorables parmi les cas de la figure ci-dessus. Dans le cas où une rive de la toiture se termine par un obstacle, tels que garde corps, barrière à neige, ou tout autre obstacle, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0.8.

4.3- Toitures à versants multiples symétriques (avec pente inférieure à 60°):

Le coefficient de forme à considérer est celui correspondant à la disposition de charges produisant les effets les plus défavorables parmi les cas suivants :

- Cas de toitures à deux versants.
- Cas de la figure suivante, avec les coefficients de forme donnés par le tableau ci-dessous.

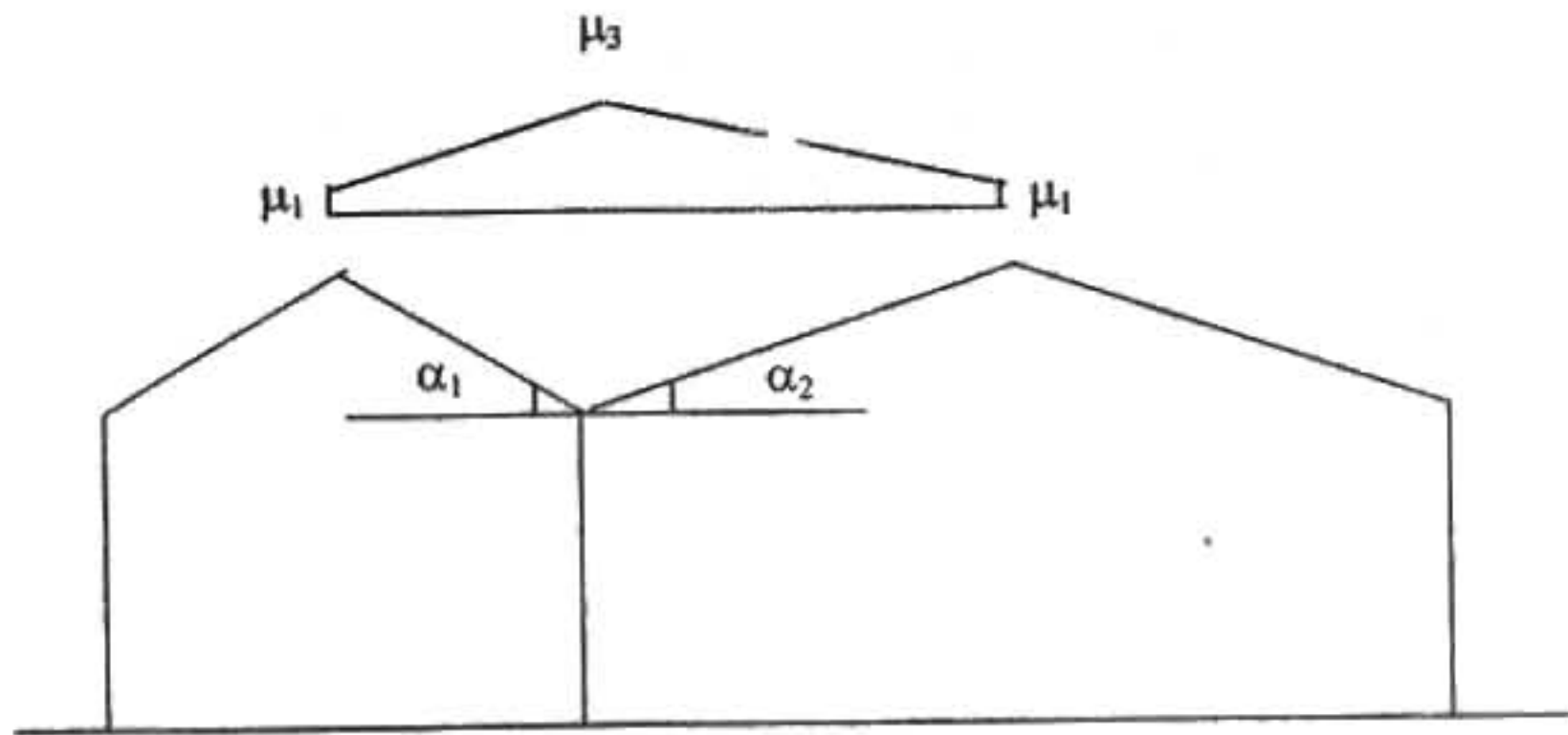


Coefficient de forme des toitures à versants multiples symétriques

(α) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$
Coefficient μ_3	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6

4.4- Toitures à versants multiples dissymétriques:

Les valeurs des coefficients de forme μ_1 et μ_3 sont ceux du tableau ci-dessus correspondant à $\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$



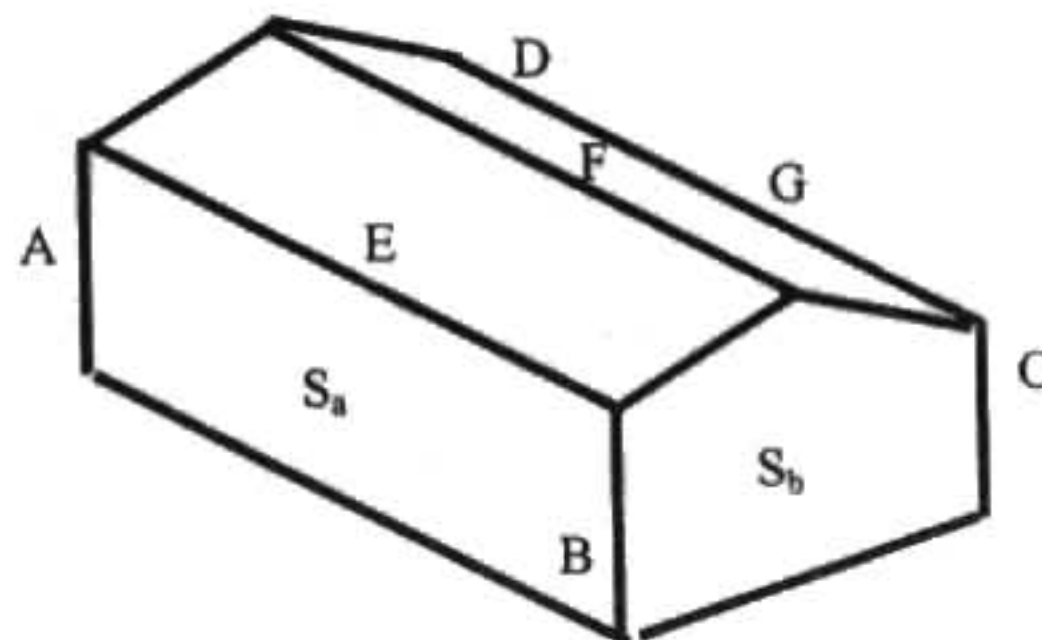
Coefficients de forme des toitures à versants multiples dissymétriques

5- Exemple d'application :

Calcul de l'action de la neige pour la construction de la figure ci-dessous.

Données :

$\alpha \cong 11^\circ$
 Zone A
 Altitude $H = 1000$ m



1- Charge de neige sur le sol :

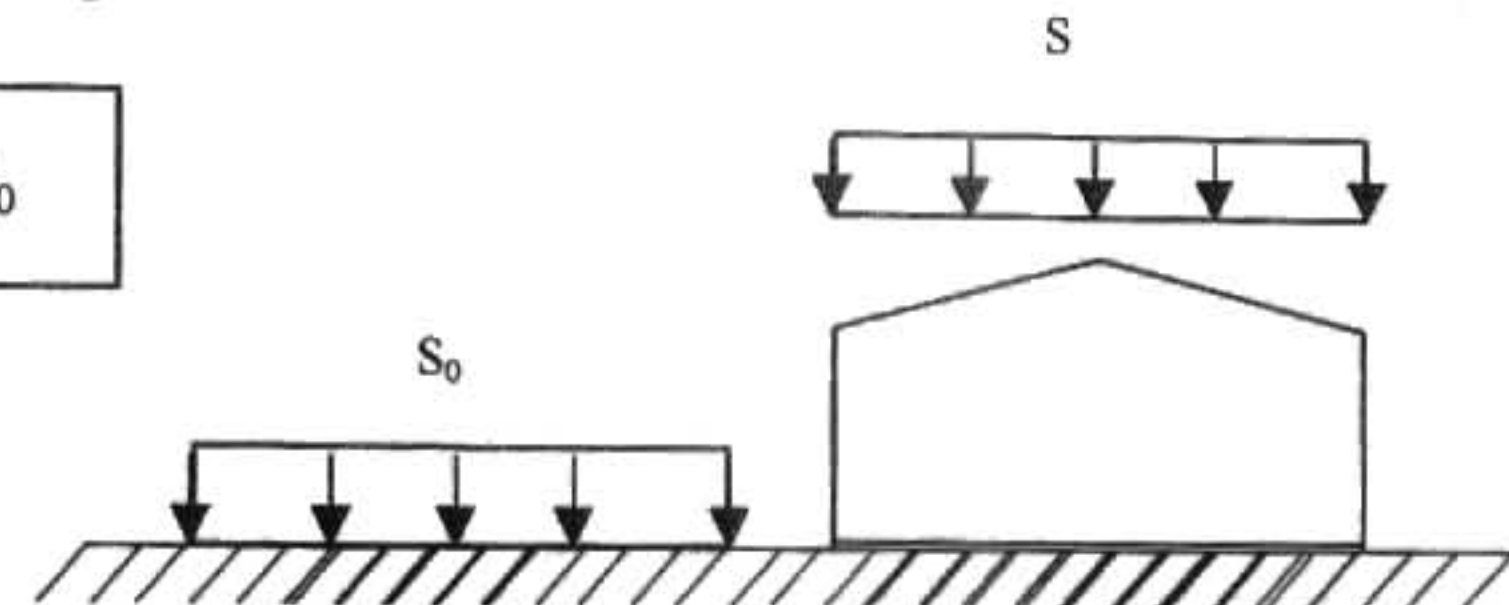
• Zone A : $s_0 = 70H + 15$
 H en km. et S_0 en kg/m^2

$S_0 = 70 \times 1.0 + 15 = 85 \text{ kg/m}^2$

2- Charge de neige sur la toiture :

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

$S = \mu \cdot S_0$



où :

S_0 : Charges de neiges sur le sol en kg/m^2
 S : Charges de neiges sur le toit en kg/m^2
 μ : Coefficient de forme.(déterminé en fonction de la forme de la toiture).

Cas de charge :

Charge de neige répartie sans redistribution par le vent.

Versants symétriques :

$0^\circ < \alpha_1 = \alpha_2 = 11^\circ \leq 15^\circ$

$\mu_1 = \mu_2 = 0.8$

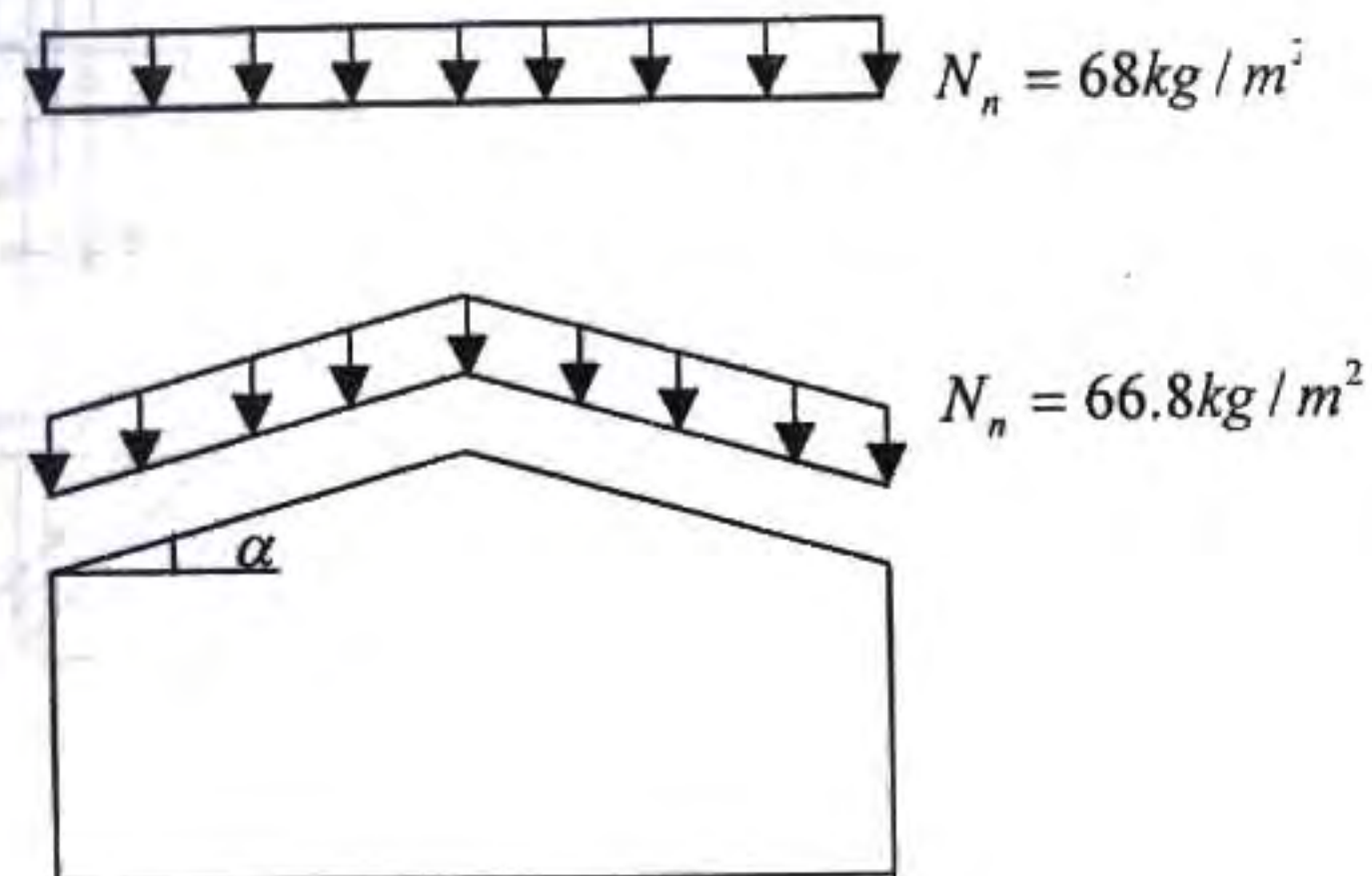
CH. XI : Action de la neige

$$S = \mu \cdot S_0 = 0.8 \times 85 = 68 \text{ kg/m}^2 \quad : \text{ par projection horizontale}$$

$$S = 68 \cos 11^\circ = 66.8 \text{ kg/m}^2 \quad : \text{ suivant rampant}$$

Remarque :

- La charge de neige s en $[\text{kg/m}^2]$ est équivalente à la charge de neige normale N_n : $N_n = s = 68 \text{ kg/m}^2$
- La charge de neige extrême N_e est égale à $5/3$ la charge de neige normale N_n : $N_e = \frac{5}{3} N_n = \frac{5}{3} \times 68 = 113.4 \text{ kg/m}^2$

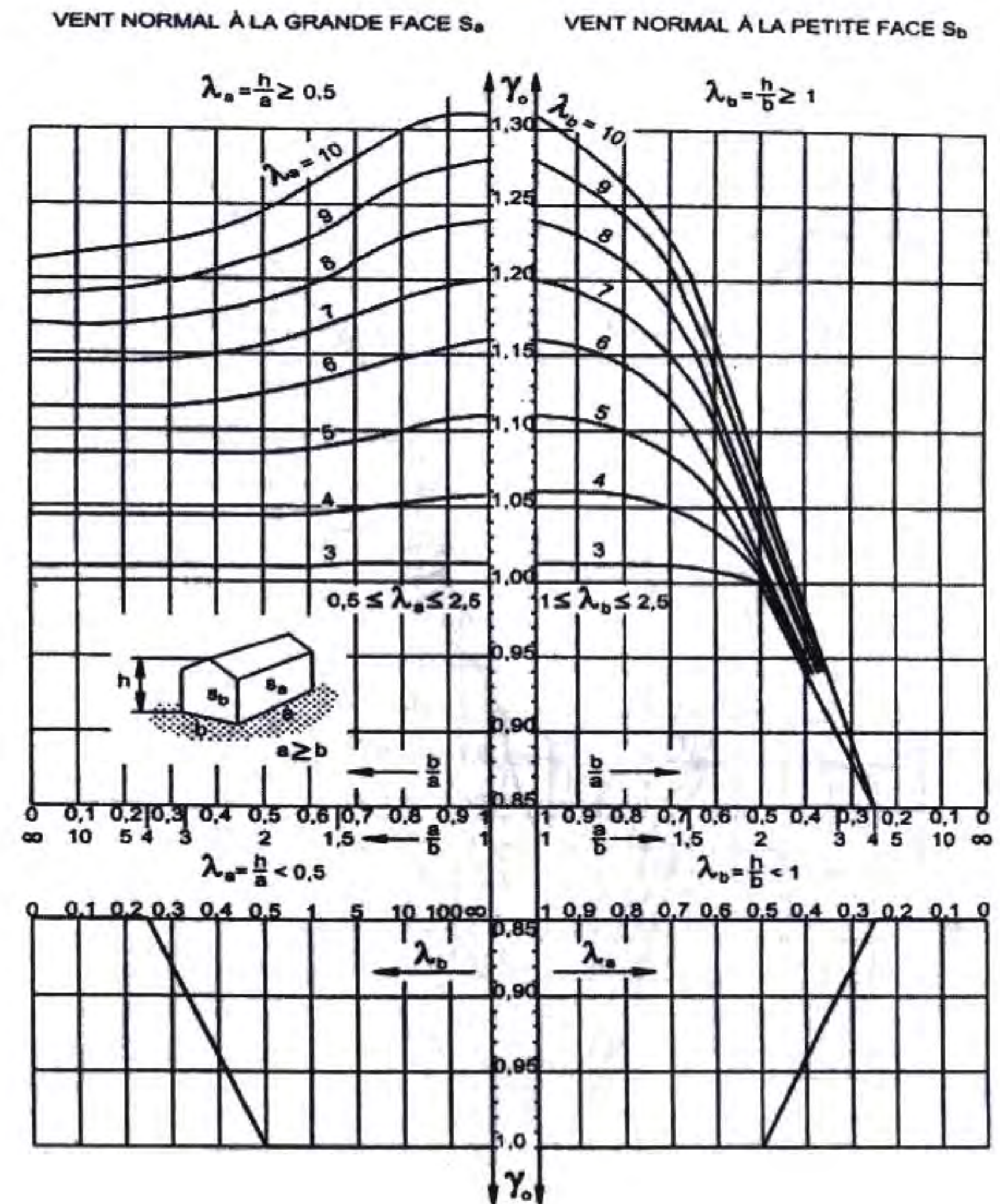


Remarque :

Lorsque la pente du versant est comprise entre Zéro et 15° , Les deux règlements RNV 99 et NV 84 donnent les mêmes résultats (voir chapitre II).

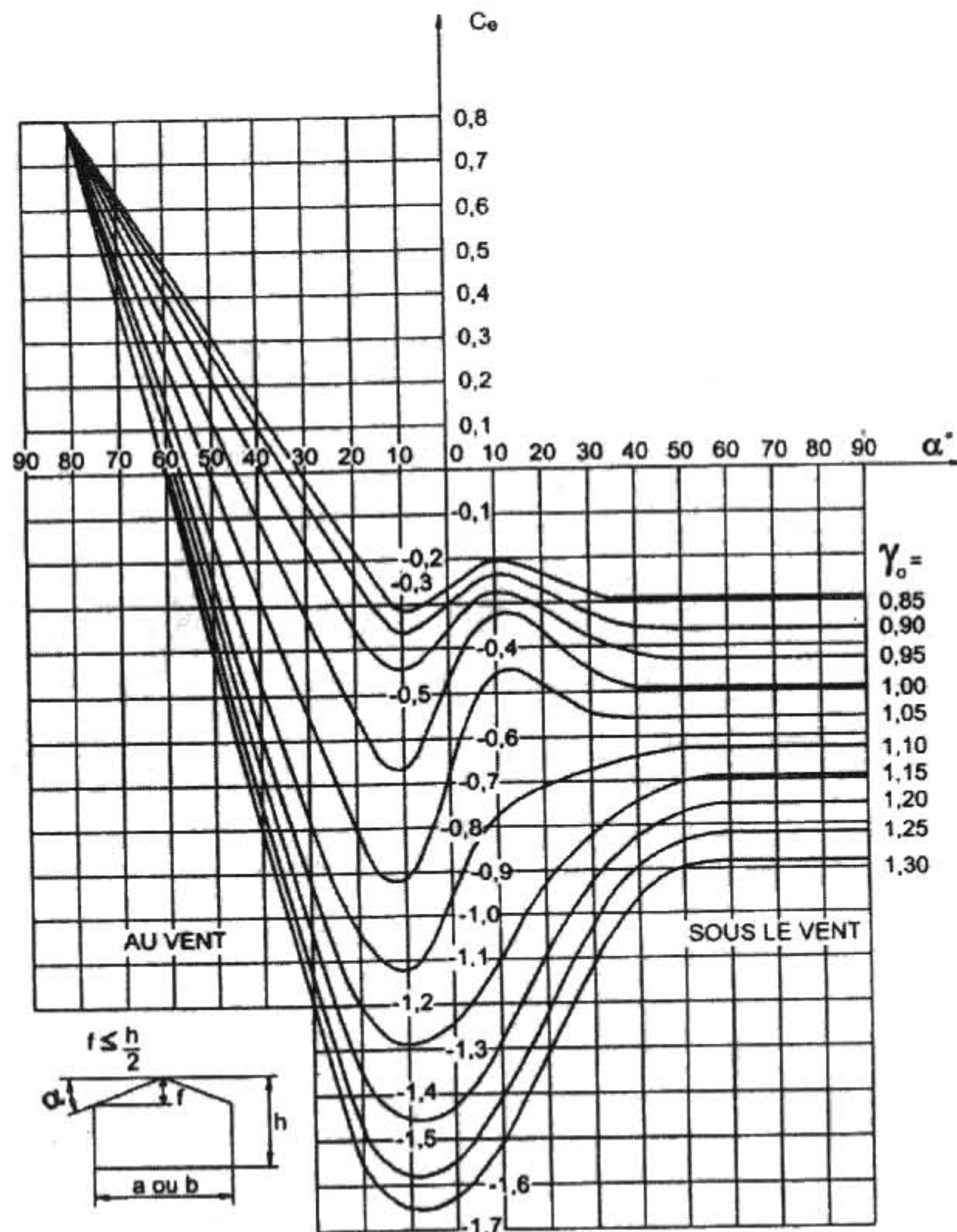
ANNEXE I

Coefficient de dimension γ_0 pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol : (tiré de la figure R.III-5 NV65 P.89)



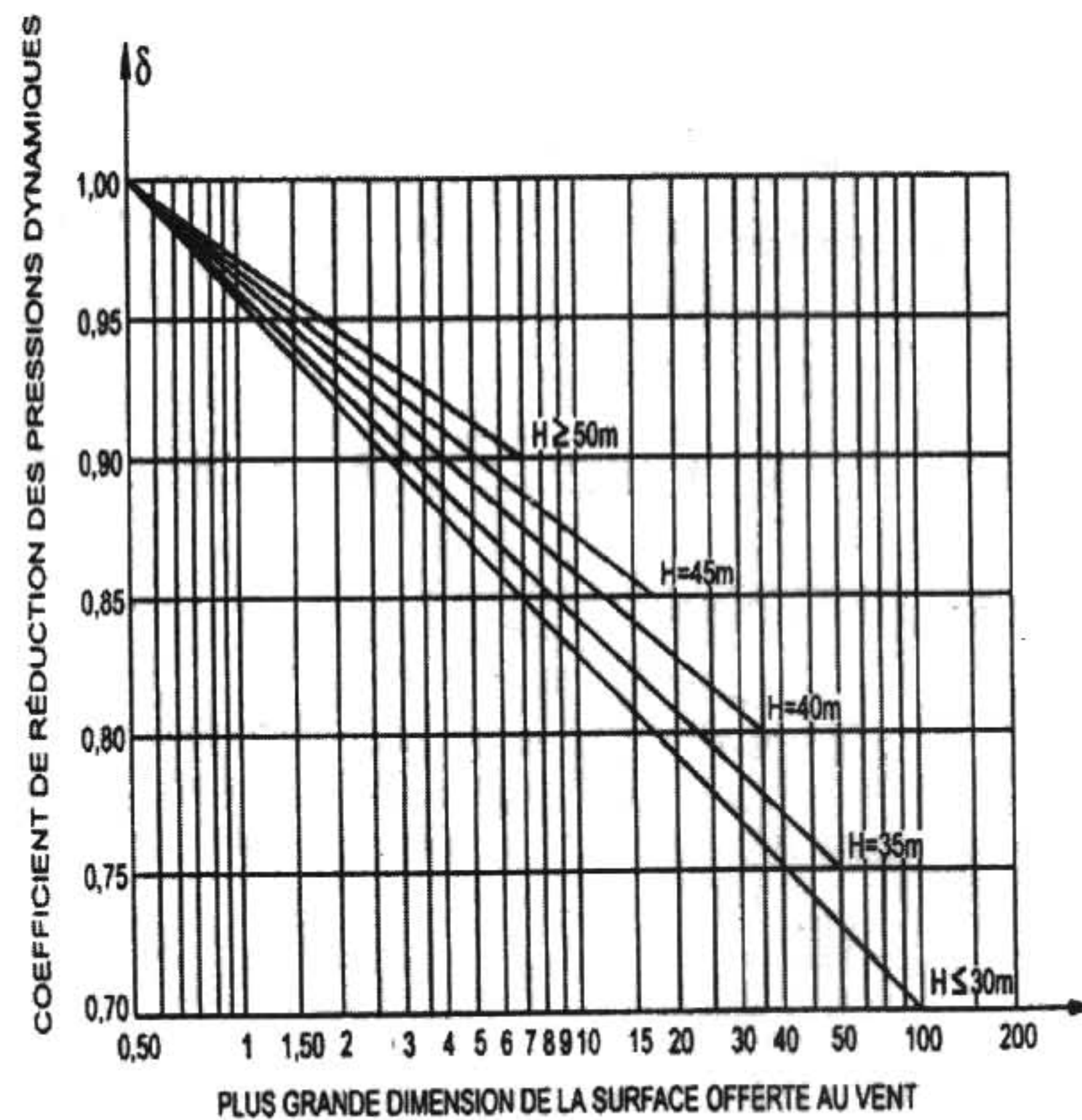
ANNEXE II

Coefficient de pression extérieure C_e pour les toitures à un ou plusieurs versants plans : (tiré de la figure R-III-6. NV65 p.93)



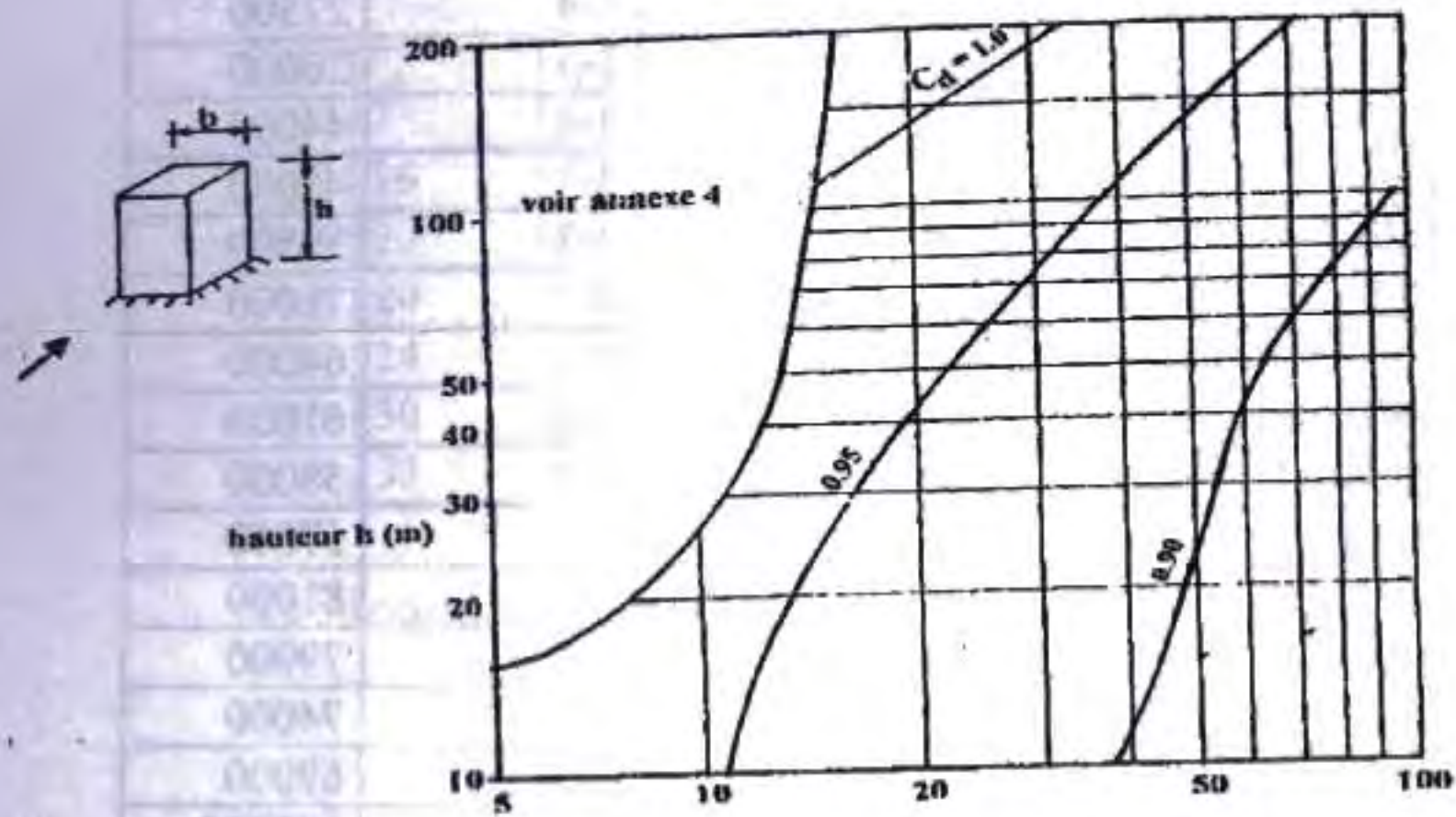
ANNEXE III

Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques pour les grandes surfaces : (tiré de la figure R-III-2. NV65 p.)

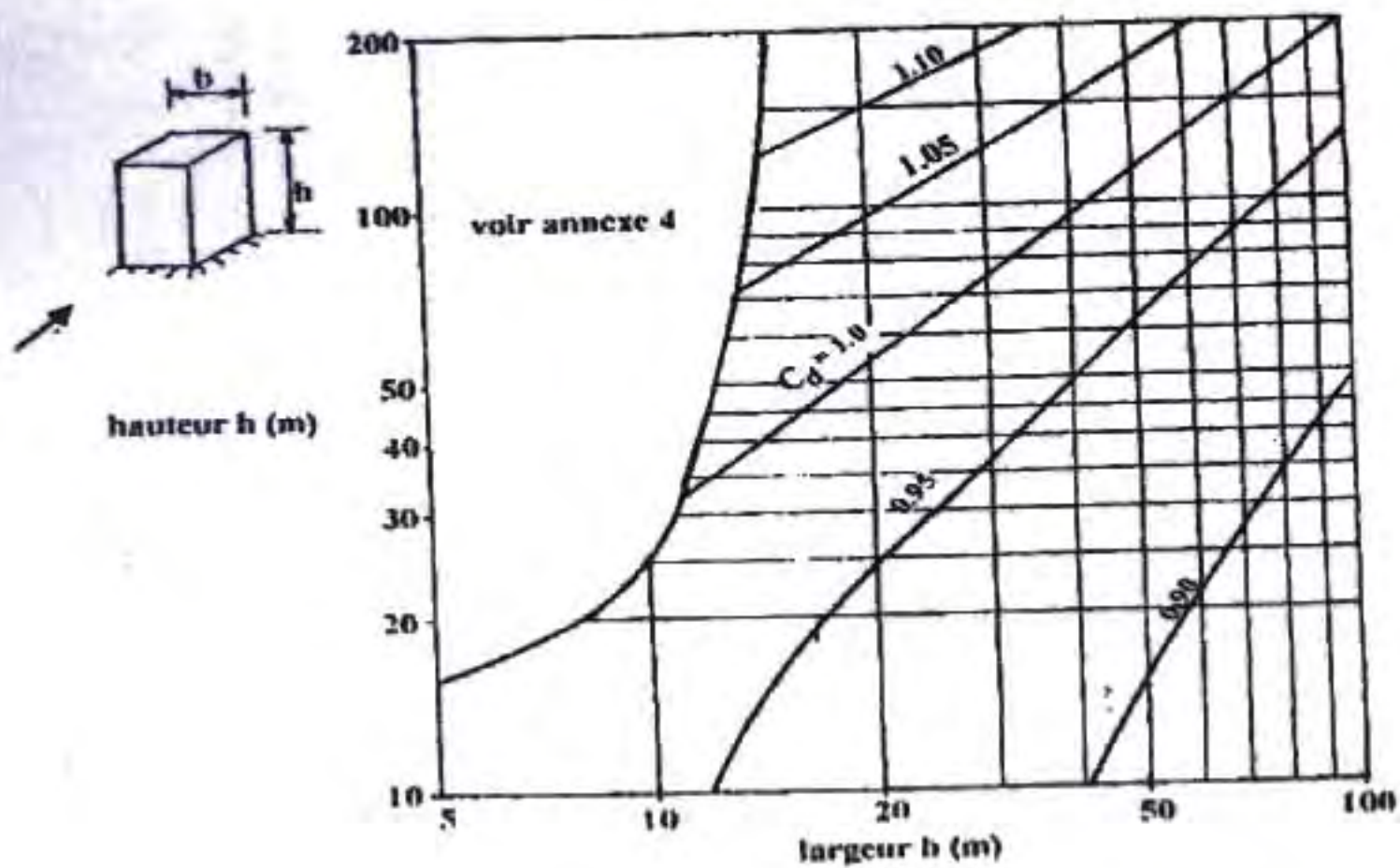


ANNEXE IV

Coefficient dynamique C_d :
 (tiré de la figure 3.1 et 3.2 du règlement Neige et Vent Algérien
 RNV 99 p.51)



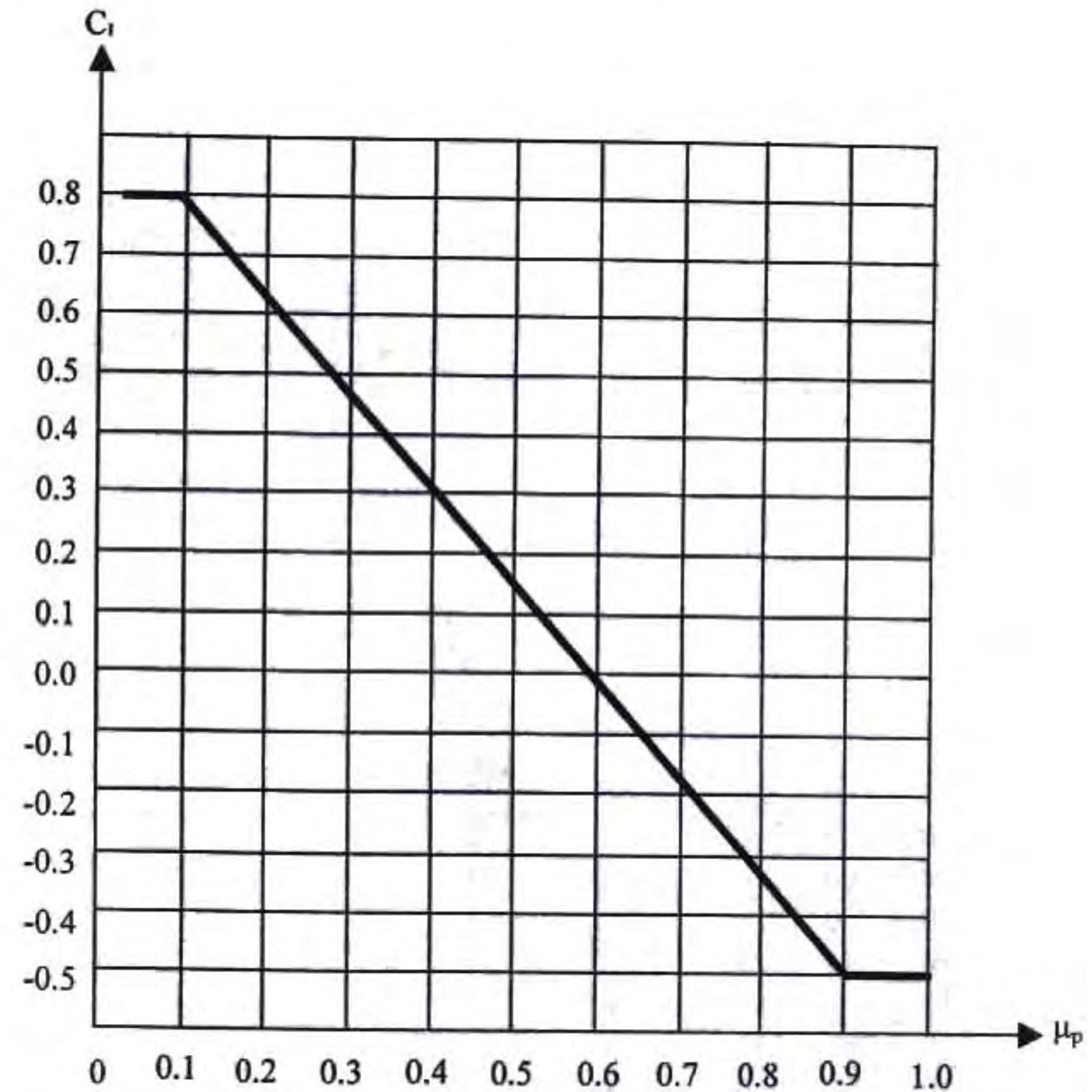
Valeurs de C_d pour les structures en béton armé, béton précontraint ou en maçonnerie porteuse



Valeurs de C_d pour les structures métalliques

ANNEXE V

Coefficient de pression intérieure pour les bâtiments sans cloisons intérieures :
 (tiré de la figure 5.15. du règlement Neige et Vent Algérien RNVA 99 p.78)



ANNEXE VI

Dimensions des plaques d'assises :

(Largeur, longueur, et épaisseur de la platine & épaisseur de gorge du cordon d'âme et du cordon de semelle & l'effort maximum de compression) données pour chaque numéro de profilé utilisé.

Section	b_p	h_p	t	$a_{wc} - a_{fc}$	N_u
IPE 100	110	140	10	3-3	13000
IPE 120	120	180	10	3-3	14900
IPE 140	130	210	10	3-3	14600
IPE 160	140	240	10	3-3	14400
IPE 180	140	260	10	3-4	13900
IPE 200	150	280	10	3-3	13500
IPE 220	150	280	10	3-3	13500
IPE 240	160	320	10	3-3	13000
IPE 270	180	350	12	3-3	17900
IPE 300	200	340	15	3-3	24000
IPE 330	200	380	15	3-3	25000
IPE 360	200	400	15	3-3	26000
IPE 400	220	440	20	4-4	45000
IPE 450	230	500	20	4-4	48000
IPE 500	240	550	20	4-4	48000
HEA 100	140	140	10	3-3	16700
HEA 120	160	160	10	3-3	17000
HEA 140	180	180	12	3-3	22000
HEA 160	220	220	12	3-3	23000
HEA 180	240	240	12	3-3	22000
HEA 200	260	260	15	3-3	32000
HEA 220	280	280	15	3-3	31000
HEA 240	320	320	15	3-3	32000
HEA 260	340	340	20	4-4	56000
HEA 280	380	380	20	4-4	58000
HEA 300	400	400	20	4-4	56000
HEA 320	420	420	20	4-4	54000
HEA 340	380	440	20	4-4	50000
HEA 360	380	450	25	5-5	75000
HEA 400	400	500	25	5-5	72000
HEA 450	400	520	25	5-5	66000

ANNEXE VI (suite)

Dimensions des plaques d'assises :

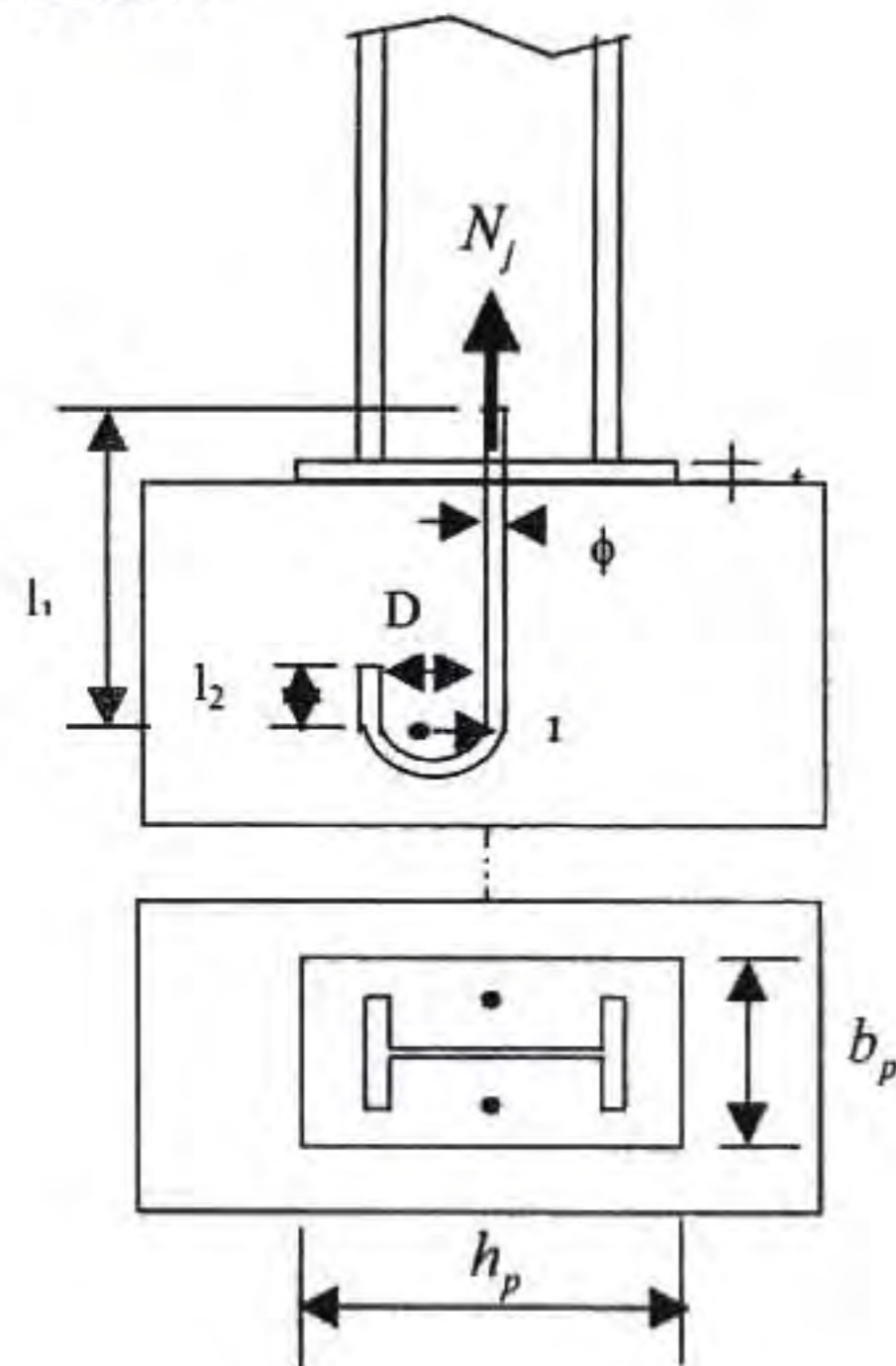
Section	b_p	h_p	t	$a_{wc} - a_{fc}$	N_u
HEB 100	140	140	10	3-3	16600
HEB 120	180	180	12	3-4	27500
HEB 140	200	200	12	3-3	26000
HEB 160	240	240	15	3-4	44000
HEB 180	280	280	15	3-4	45000
HEB 200	300	300	15	3-3	39500
HEB 220	320	320	20	4-5	71000
HEB 240	340	340	20	4-4	64000
HEB 260	360	360	20	4-4	61000
HEB 280	380	380	20	4-4	58000
HEB 300	400	400	20	4-4	57000
HEB 320	400	400	25	5-5	81000
HEB 340	380	440	25	5-5	79000
HEB 360	380	440	25	5-5	74000
HEB 400	380	480	25	5-5	69000
HEB 450	400	550	30	6-6	103000

ANNEXE VII

Valeurs des effort normaux admissibles, N_j^{\max} (daN) par tige d'ancrage et leur diamètres données en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage.

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

BIBLIOGRAPHIE

1. J. Morel , « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles, 1975
2. Règles de Calcul des Constructions en Acier (RCM66), ITBTP, CTICM, édition Eyrolles 1982.
3. Règles de Neige et Vent (RNV65) , ITBTP, CTICM, édition Eyrolles 1986.
4. Ministre de l'Habitat « Règlement neige & vent (RNV 99) », D.T.R.C 2-4.7, CNERIB, 2000.
5. M. Mimoun , FZ Mimoun-Aouadja , « Recueil d'exercices en construction métallique », Ed., OPU. 1992.
6. M. Mimoun , H. Baaziz, FZ Mimoun-Aouadja , « Calcul des structures métalliques », Ed., El Hidaya.
7. Charles G. Salmon and John E. Johnson , « Steel structures, design and behavior ». 2d edition , Harper&Row , Publishers, New York, 1980.
8. Yvon Lescouarc'h , « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier » CTICM, Février 1997.
9. Yvon Lescouarc'h , « Les pieds de poteaux articulés en acier » CTICM, Juin 1982.
10. Manfred A. Hirt , Michel Cristel , « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments .» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL),1995.

Bibliographie

11. Frederick S. Merritt , « Standard Handbook for Civil Engineers », 3d. McGraw-Hill Book Company, New York, 1983.
12. Frederick S. Merritt , « Building Design and Costruction Handbook », 4d. McGraw-Hill Book Company, New York, 1982.
13. Manual of Steel Construction , « Allowable Stress design. » , AISC Third edition , USA 1978.
14. Manual of Steel Construction , « Load and Resistance factor design. » , AISC First edition , USA 1986.
15. T.J. MacGINLEY, « Structural Steelwork Calculations and detailing »,3d. edition ,Billing & Sons Limited, London , 1986.
16. L J Morris , D R Plum , « Structural Steelwork Design to BS 5950), 2d. edition , Addison Wisley Longman Limited , England 1996.

Achévé d'imprimer sur les presses de

**L'OFFICE DES PUBLICATIONS
UNIVERSITAIRES**

1, Place Centrale - Ben-Aknoun - ALGER