

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

Université Ibn Khaldoun de Tiaret
Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil



Polycopié

Calcul des Structures Métalliques
Cours et Exercices

Master en Génie Civil et Travaux Publics

Elaboré par:

Pr. HASSAINE DAOUADJI Tahar

Experts:

Pr. BENSATALLAH Tayeb

Dr. REBAHI Abderezak

Année universitaire: 2025-2026

Présentation

L'objectif de ce polycopié est de faciliter la compréhension des étudiants quant aux différentes étapes du calcul et du dimensionnement d'un projet de construction métallique, de présenter les principes fondamentaux du dimensionnement et les règles de calcul des éléments en Charpente Métallique selon les codes de calcul réglementaire. Il décrit les modes habituels d'utilisation des éléments (tendus, comprimés, fléchis, ...) et expliquer la manière dont sont obtenues les règles données. Il expose et explique les phénomènes d'instabilité élastique.

Ce document présente aux étudiants et aux jeunes ingénieurs un état de l'art aux métiers de la construction en acier. Il inspire aux étudiants le goût de la construction en acier et recense les avantages que procure l'acier pour la construction, en insistant sur ses potentialités et sur les satisfactions qu'il peut apporter à ceux qui voudront bien l'étudier sérieusement

Sommaire

Chapitre 1: Calcul et vérification des poutres métallique en flexion simple	03
I- Résistance en section des poutres en flexion simple	04
II- Stabilité des poutres en flexion simple	07
Déformation des poutres en flexion simple	07
Déversement des poutres en flexion simple	08
Stabilité au voilement des poutres en flexion simple	13
Chapitre 2: Stabilité des poteaux	17
Pièces comprimées "Flambement simple"	17
Pièces soumises à une compression avec flexion dans le plan de flambement	19
Chapitre 3 : Couvertures métalliques: Calcul et vérification	22
Couverture	22
Les Pannes	23
Effet de la torsion	27
Calcul des liernes	29
Chapitre 4 : Les planchers mixtes: Acier - béton	32
Chapitre 5 : Bâtiments Industriels Conception et calcul des pieds de poteaux	44
Calcul des portiques avec traverse à âme pleine	45
Fermes en treillis	49
Conception et calcul des pieds de poteaux	51
Chapitre 6: Ouvrages en charpente métallique: Bâtiment élevés	56
Systèmes statiques	58
Systèmes articulés	58
Systèmes cadres	60
Systèmes à noyau central	62
Structure tube	62
Systèmes de bâtiment suspendus	64
Exercices avec solutions	66
Formulaire des Profilés Métalliques	95
Références bibliographiques	102

Chapitre 1: Calcul et vérification des poutres métallique en flexion simple

I- Résistance en section des poutres en flexion simple

I-1. Règles de base:

- a) **Charge ou surcharge majorée:** c'est la valeur d'une charge ou surcharge prévue au projet multipliée par un coefficient de pondération,
- b) **Effort (normal ou tranchant) pondérée ou moment (fléchissant ou de torsion) pondérée:** c'est effort ou moment engendré dans une section d'un élément par une combinaison de charges et surcharges majorées,
- c) **Contrainte pondérée:** est une contrainte résultant de la présence d'une combinaison de charges et surcharges majorées,
- d) **Contrainte caractéristique (σ_c):** est une contrainte fictive calculée dans chaque cas sur la base des efforts et moments pondérés affectant l'élément considéré,

Vérification de la sécurité: qui conduit aux opération suivantes:

1. Vérifier que la stabilité d'ensemble est assurée sous l'effet des combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges majorées,
2. Vérifier que, pour chaque élément, les valeurs maximales des efforts et moments pondérés restent inférieurs à celles qui entraîneraient théoriquement la ruine de l'élément, ceci conduit en général à:
 - Calculer les contraintes pondérées normales et tangentialles engendrées aux points les plus défavorisés,
 - En déduire les contraintes caractéristiques σ_c .

- Vérifier que les valeurs maximales de ces contraintes caractéristiques ne dépassent pas la valeur σ_e de la limite d'élasticité du métal: $\sigma_c \leq \sigma_e$

I-2. Résistance à un moment de flexion des poutres :

La flexion est la déformation d'un objet qui se traduit par une courbure. Dans le cas d'une poutre, elle tend à rapprocher les deux extrémités de la poutre.

La flexion simple qui se caractérise par une flexion selon un seul des deux axes principaux d'inertie. En respectant l'hypothèse de Navier Bernoulli, "au cours de la déformation, les sections droites (constantes) restent planes (droites) et normales à la ligne moyenne".

Le comportement d'une section fléchie est décrit par la relation:

$$\sigma_f(y) = \frac{M_f \cdot y}{I_{xx}} \quad (I-1)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_f}{I_{xx}} = \frac{M_f}{I_{xx}} = \frac{M_f}{w_x} \quad (I-2)$$

$w_x = \frac{I_{xx}}{h/2}$: module de résistance élastique de la section nette obtenue en déduisant les trous de l'ensemble de la pièce.

La contrainte caractéristique σ_c est égal à la contrainte pondérée de flexion simple, la vérification de sécurité se traduit par: $\sigma_f = \sigma_c \leq \sigma_e$

$$\Rightarrow \sigma_f = \frac{M}{w_x} \leq \sigma_e \quad (I-3)$$

Plasticité en flexion simple:

Soit une section symétrique soumise à la flexion, basant sur la distribution des contraintes est sur l'hypothèse fondamentale de Navier Bernoulli.

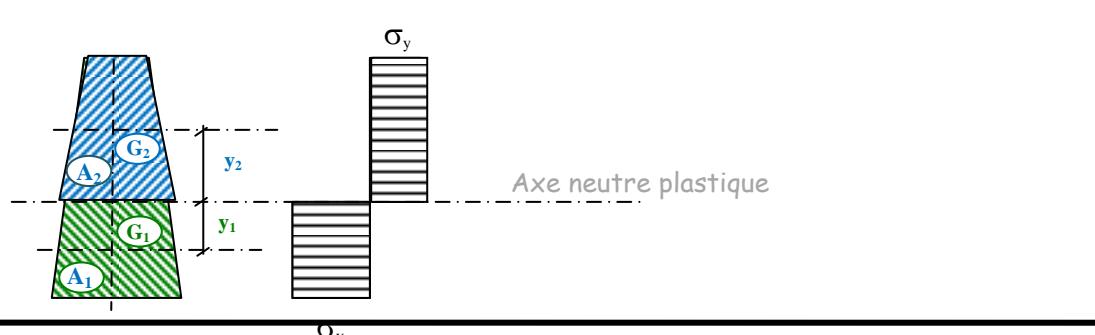


Figure I-1: Distribution des contrainte à l'état

A tous les stages des sollicitations, la force résultante doit être nulle: $\int_A \sigma \cdot dA = 0$.

Connaissons que:

- En flexion élastique l'axe neutre élastique doit passer par le centre de gravité de la section,
- En flexion plastique l'axe neutre plastique doit diviser la section en deux sections égales,

$$\sigma_y \cdot A_1 = \sigma_y \cdot A_2 \Rightarrow A_1 = A_2 = \frac{A}{2} \quad (I-4)$$

$$M_p = \sigma_y \cdot A_1 \cdot y_1 + \sigma_y \cdot A_2 \cdot y_2 \quad (I-5)$$

$$M_p = \sigma_y \cdot \frac{A}{2} (y_1 + y_2) = \sigma_y \cdot w_p \Rightarrow \frac{A}{2} (y_1 + y_2) = w_p \quad (I-6)$$

$$w_p = \frac{A}{2} (y_1 + y_2) : \text{module de section plastique.} \quad (I-7)$$

Nota: Le module de section élastique w_e à deux valeurs symétriques alors que le module de section plastique w_p à une seule valeur.

Le rapport entre le moment plastique M_p et le moment élastique M_e est défini par le coefficient d'adaptation plastique où le facteur de forme:

$$\psi = \frac{M_p}{M_e} = \frac{\sigma_y \cdot w_p}{\sigma_y \cdot w_e} = \frac{w_p}{w_e} \quad (I-8)$$

ψ : est par le coefficient d'adaptation plastique ou le facteur de forme.

Dans le cas des profils à parois pleines prémunis contre tout risque de déversement, on peut diviser par un coefficient ψ d'adaptation plastique, la contrainte pondérée σ_f avant de la comparer à la limite d'élasticité, la condition s'écrit:

$$\frac{\sigma_f}{\psi} \leq \sigma_e \quad (I-9)$$

I-3. Résistance en cisaillement des poutres en flexion:

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme. La contrainte tangentielle " τ " due à un effort tranchant " T " agissant sur une section est donnée par la formule suivante:

$$\tau = \frac{T \cdot S}{e_a \cdot I} \quad (I-10)$$

avec: T : effort tranchant

I : moment d'inertie

e_a : larguer de la section au niveau du point considéré

S : moment statique par rapport à l'axe neutre

Cette relation est valable tant que la contrainte tangentielle " τ " reste inférieure à la contrainte limite élastique " τ_y ". Pour les cas des sections comportant une âme et deux ailes (cas des profils en I où en U), la répartition élastique des contraintes tangentielles est très faible dans les ailes, on peut donc faire l'hypothèse que les ailes ne participent pas à la reprise de l'effort tranchant, qui est alors entièrement repris par l'âme du profilé, dans laquelle une répartition uniforme des contraintes tangentielles τ est admise:

$$\tau = \frac{T}{A_a} \quad (I-11)$$

Cette approximation considère en fait la plastification de l'âme. Dans le cas le plus fréquent des profils comportant deux semelles et une âme de section A_a , à condition que la section de la semelle la plus faible représente au moins 15% de la section totale,

$$\text{on peut admettre: } \tau = \frac{T}{A_a}, \quad (I-12)$$

Cette formule simplifiée est applicable aux profils I où U pour lesquels la condition est toujours satisfaite:

$$\text{- Profil rectangulaire: } \tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{A} \quad (I-13)$$

$$\text{- Tube circulaire mince: } \tau = 2 \cdot \frac{T}{A} \quad (I-14)$$

$$\text{- Section circulaire pleine: } \tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{A} \quad (I-15)$$

La contrainte caractéristique σ_c est égale aux $\frac{100}{65}$ de la contrainte pondérée de cisaillement simple τ , la vérification de sécurité se traduit par:

$$\sigma_c \leq \sigma_e \Rightarrow \sigma_c = \frac{100}{65} \cdot \tau \leq \sigma_e \Rightarrow 1,54 \cdot \tau \leq \sigma_e \quad (I-16)$$

II- Stabilité des poutres en flexion simple

II-1. Déformation des poutres en flexion simple

Les déformations des éléments de l'ossature doivent être suffisamment faibles pour permettre une exploitation normale et éviter les désordres dans les éléments secondaires de la construction.

Bases de calcul:

- Les calculs de déformations sont effectués sur la base des valeurs des modules d'élasticité,
- Dans les calculs de déformations, on fait intervenir la section brute,
- Les calculs de déformations sont effectués sur la base des charges et surcharges prévues au projet, sans application des coefficients de pondération.

Flèches des poutres de section constante:

a. Poutres reposant librement sur deux appuis:

- Moment constant: $f_{cal} = \frac{M \cdot l^2}{8E \cdot I_{xx}}$, (I-17)

- Charge uniformément répartie: $f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384E \cdot I_{xx}}$, (I-18)

- Charge concentrée Q au milieu: $f_{cal} = \frac{Q \cdot l^3}{48E \cdot I_{xx}}$, (I-19)

- Charge concentrée Q située à une distance "c" de l'appui:

$$f_{cal} = \frac{Q \cdot l^2 \cdot c}{48E \cdot I_{xx}} \left(3 - 4 \frac{c^2}{l^2} \right) \quad (I-20)$$

b. Consoles parfaitement encastrées:

- Charge uniformément répartie: $f_{cal} = \frac{q \cdot l^4}{8E \cdot I_{xx}}$, (I-21)

- Charge concentrée à l'extrémité: $f_{cal} = \frac{Q \cdot l^3}{3E \cdot I_{xx}}$, (I-22)

- Charge concentrée Q située à une distance "c" de l'encastrement:

$$f_{cal} = \frac{Q \cdot c^2}{6E \cdot I_{xx}} (3l - c) \quad (I-23)$$

c. Poutres totalement ou partiellement encastrées: $f_{cal} \leq \frac{1,2 \sigma_f}{100000} \frac{l^2}{h}$, (I-24)

Flèches admissibles:

- Eléments de poutres supportant des murs ou des poteaux: $f_{adm} = \frac{l}{500}$, (I-25)

- Eléments de poutres de planchers courants: $f_{adm} = \frac{l}{300}$, (I-26)

- Eléments de poutres de couvertures: $f_{adm} = \frac{l}{200}$, (I-27)

Vérification: la vérification de stabilité se traduit par: $f_{cal} \leq f_{adm}$ (I-28)

II-2. Déversement des poutres en flexion simple

Les pièces fléchies pour lesquelles aucune liaison ne s'oppose à une déformation latérale risquent de se déverser bien que les contraintes de flexion simple sont inférieures à la limite d'élasticité du métal (σ_e). Les règles de calcul s'appliquent aux pièces comportant une section constante doublement symétrique à âme pleine ou en treillis, fléchies dans le plan de l'âme ou du treillis, qui risquent de se déverser, on suppose toujours qu'au droit des appuis la section ne peut pas tourner autour de l'axe longitudinal de la pièce.

Vérification de la stabilité des pièces à âme pleine symétriquement chargées et appuyées :

La méthode consiste à calculer une contrainte de non déversement:

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5,20} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D - 1) \cdot B \cdot C \quad (I-29)$$

- Avec: h : la hauteur de la section;
 l : la longueur de flambement de la membrure comprimée supposée isolée du reste de la pièce,
 σ_d : contrainte de non déversement,
 B, C et D : des coefficients utilisés dans les calculs pour tenir compte :
- Des dimensions de la pièce "D",
 - De la répartition longitudinale des charges "C",
 - Du niveau d'application des charges "B",

Le module d'élasticité longitudinal $E = 21\,000 \text{ daN/mm}^2$

$$\Rightarrow \sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C \quad (\text{I-30})$$

- Si on a: $\sigma_d \geq \sigma_e \Rightarrow$ la vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire. On peut même tenir compte des possibilités d'adaptation plastique

$$\frac{\sigma_d}{\psi} \geq \sigma_e \quad (\text{I-31})$$

- Si on a: $\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ on effectue les opérations suivantes:

$$\text{On détermine un élancement } \lambda_0 \text{ égale à: } \lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} \quad (\text{I-32})$$

On en déduit un coefficient de flambement k_0 , d'après les abaques où d'après

$$\text{la formule suivante: } k_0 = 0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} \quad (\text{I-33})$$

$$\text{avec: } \sigma_k = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_0} \quad (\text{I-34})$$

Puis on détermine un coefficient de déversement k_d donné par:

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} \quad (\text{I-35})$$

$$\text{On vérifie: } k_d \sigma_f \leq \sigma_e \quad (\text{I-36})$$

Coefficients utilisés pour la détermination de k_d : on utilise dans les calculs les coefficients D, C et B:

Coefficient "D" fonction des dimensions de la pièce:

$$D = \sqrt{1 + \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{G \cdot J}{E \cdot I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} \quad (I-37)$$

J: moment d'inertie de torsion et I_y : moment d'inertie suivant l'axe y,

E: module d'élasticité longitudinal $E = 21\,000 \text{ daN / mm}^2$,

G: module d'élasticité transversal $G = 8100 \text{ daN / mm}^2$,

En remplaçant E et G par leurs valeurs, le coefficient D devient égal à:

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} \quad (I-38)$$

Rappel de calcul du moment d'inertie de torsion "J":

On appelle moment d'inertie de torsion d'un profil une grandeur "J" déterminée en fonction des caractéristiques de la section de façon que le moment de torsion M_t et la rotation par unité de longueur $\frac{d\varphi}{dz}$ soient liés par la relation: $M_t = G \cdot J \cdot \frac{d\varphi}{dz}$.

Pour les profils à parois pleines; si on décompose la section en rectangle de largeur "b" et d'épaisseur "e", la valeur du moment d'inertie de torsion est la somme des quantités

$$\frac{b \cdot e^3}{3}$$
 relatives à tous ces rectangles: $J = \sum \frac{b \cdot e^3}{3}$

Pour les laminés qui comportent des congés de raccordement entre âme et ailes, on en tient compte forfaitairement en adoptant les valeurs suivantes:

- pour les sections en forme de I: $J = 1,25 \cdot \sum \frac{b \cdot e^3}{3}$ (I-39)

- pour les sections en forme de U et T: $J = 1,10 \cdot \sum \frac{b \cdot e^3}{3}$ (I-40)

Coefficient "C" fonction de la répartition des charges:

Pièces symétriquement chargées, reposant sur deux appuis de même nature:

Valeurs du coefficient "C" en fonction des conditions aux appuis:

Encastrement par rapport à		Moment constant	Charge concentrée au milieu	Charge uniformément répartie	Deux charges symétriques à distance "e" de l'appui
Axe "y"	Axe "x"				
Sans	Sans	1	1,365	1,132	$1+2,92\left(\frac{e}{l}\right)^3$
	Avec	---	0,938	0,576	$0,1+1,2\frac{e}{l}+1,9\left(\frac{e}{l}\right)^3$
Avec	Sans	1	1,070	0,972	$1+\left(\frac{e}{l}\right)^3\left(\frac{e}{l}-0,93\right)$
	Avec	---	0,633	0,425	$0,181+0,307\frac{e}{l}+\left(\frac{e}{l}-0,474\right)^3$

Lorsque le chargement comporte plusieurs charges ou groupes de charges agissant dans le même sens, auxquels correspondent respectivement des contraintes et coefficients: σ_{f1} et c_1 , σ_{f2} et c_2 , σ_{f3} et c_3 σ_{fn} et c_n , le coefficient "C" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2} + \sigma_{f3} + \dots + \sigma_{fn}}{C} = \frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2} + \frac{\sigma_{f3}}{c_3} + \dots + \frac{\sigma_{fn}}{c_n} \quad (I-41)$$

Pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis (M_e ; M_w):

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{Me}{Mw} + \left(\frac{Me}{Mw}\right)^2 - 0,152 \cdot \left(1 - \frac{Me}{Mw}\right)^2}} \quad (I-42)$$

- $\frac{Me}{Mw} = 1$; moments égaux $\Rightarrow C = 1$
- $\frac{Me}{Mw} = 0$; moments nul à l'autre extrémité $\Rightarrow C = 1,88$
- $\frac{Me}{Mw} = -1$; moments égaux et de sens opposés $\Rightarrow C = 2,77$

Console parfaitement encastrée: la contrainte σ_f est calculée d'après le moment d'encastrément.

- Charge concentrée à l'extrémité: $C = 2,77$
- Charge uniformément répartie: $C = 4,93$
- Charge concentrée à distance "e" de l'encastrément: $C = \frac{l}{e} + 0,19 \frac{l^2}{e^2}$

Coefficient "B" fonction du niveau d'application des charges:

Lorsque les charges transversales situées dans le plan de l'âme ont leur point d'application à une distance " y_a " du centre de gravité de la section, comptée positivement lorsque le point d'application est au dessus du centre de gravité, le coefficient "B" est donné par l'expression suivante:

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{8 \cdot y_a \cdot \beta \cdot C}{\pi^2 \cdot h \cdot D}\right)^2} - 8 \frac{y_a \cdot \beta \cdot C}{\pi^2 \cdot h \cdot D} \quad (I-43)$$

En particulier, en cas d'application des charges au niveau:

- De la membrure supérieure, on a: $B = \sqrt{1 + (0,405 \frac{\beta \cdot C}{D})^2} - 0,405 \frac{\beta \cdot C}{D}$ (I-44)

- De la membrure inférieure, on a: $B = \sqrt{1 + (0,405 \frac{\beta \cdot C}{D})^2} + 0,405 \frac{\beta \cdot C}{D}$ (I-45)

- De la fibre neutre, on a: $B = 1$ (I-46)

Valeurs de " β " pour les pièces symétriquement chargées et appuyées :

Encastrement par rapport à		Moment constant	Charge concentrée au milieu	Charge uniformément répartie	Deux charges symétriques à distance "e" de l'appui
Axe "y"	Axe "x"		1	1	$6\left(\frac{e}{l}\right) - 8\left(\frac{e}{l}\right)^2$
Sans	Sans	0	1	1	$6\left(\frac{e}{l}\right) - 8\left(\frac{e}{l}\right)^2$
	Avec	---	2	3	$5 - 2\frac{e}{l} - 8\left(\frac{e}{l}\right)^2$
Avec	Sans	0	1	0,75	$5\left(\frac{e}{l}\right)^3 (1,2 - \frac{e}{l})$
	Avec	---	2	2,25	$(13 - 11\frac{e}{l})\left(\frac{e}{l}\right)^2$

Lorsque le chargement comporte plusieurs charges ou groupes de charges agissant dans le même sens, auxquels correspondent respectivement des contraintes et coefficients: σ_{f1} et β_1 , σ_{f2} et β_2 , σ_{f3} et β_3 σ_{fn} et β_n , le coefficient " β " applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\beta \cdot (\sigma_{f1} + \sigma_{f2} + \sigma_{f3} + \dots + \sigma_{fn}) = \beta_1 \cdot \sigma_{f1} + \beta_2 \cdot \sigma_{f2} + \beta_3 \cdot \sigma_{f3} + \dots + \beta_n \cdot \sigma_{fn} \quad (I-47)$$

Valeurs de " β " pour les consoles parfaitement encastrées:

- Charge concentrée à l'extrémité: $\beta = 1$
- Charge uniformément répartie: $\beta = 1$
- Charge appliquée à une distance "e" de l'extrémité: $\beta = 6\left(\frac{e}{l}\right) - 8\left(\frac{e}{l}\right)^2$

II-3. Stabilité au voilement des poutres en flexion simple

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux cotés opposée parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement. Il s'agit du phénomène de voilement qui se manifeste par des ondulations. Le voilement se développe plus progressivement, les

grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant pas généralement à la ruine de la pièce. Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple, il est dans ce cas attaché à la diagonale comprimée. Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous l'effet de compression ou de cisaillement. Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées résistent encore à des efforts additionnels, autrement dit le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale des pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme,
- Soit disposer des raidisseurs d'âme (au droit des appuis ou sous les charges concentrées)

Théorie du voilement: La théorie du voilement consiste généralement à utiliser la méthode énergétique de Timochenko:

Pour les semelles: L'attache des semelles ou des cornière membrures sur l'âme est déterminée, en fonction de l'effort de glissement longitudinal. On peut à titre de simplification, adopter comme effort de glissement ($\tau = \frac{T}{ha}$); sachant que "T" est l'effort de tranchant et "h_a" la hauteur de l'âme).

Pour que les règles de calcul soient valables, le rapport de la largeur libre "b_o" à l'épaisseur "e" des semelles comprimées doit satisfaire aux conditions suivantes:

Eléments de semelle ayant un bord libre:

$$b_o \leq 15 \cdot e \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$$



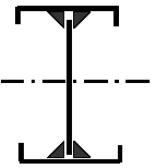
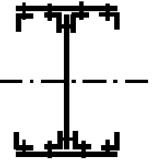
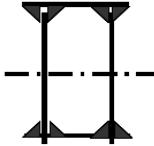
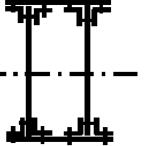
Eléments de semelle ayant un bord raidi: $\frac{bo}{e} \leq (15 + 30 \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}) \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$	 
Eléments de semelle reliant deux âmes: $bo \leq 45.e \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$	 

Figure I-2: Attache des semelles ou des cornière membrures sur l'âme

Pour l'âme: le calcul de la stabilité des âmes au voilement est très complexe, il est basé actuellement sur la considération de contrainte critique qui s'écartent plus ou moins de la ruine expérimentale de la pièce.

- L'emploi d'âmes plus minces nécessite en général l'emploi de raidisseurs (au droit des appuis et au droit des charges concentrées fixes),
- Les profils laminés normalisés (IPE; IPN; HEA ...) sont peu ou pas sensibles au voilement (leurs âmes étant surdimensionnées)

On désigne par:

h_a : hauteur libre de l'âme,

e_a : épaisseur de l'âme ($e_a \geq 0,006 h_a$);

d : distance entre raidisseurs d'âme transversaux (perpendiculaire à l'axe de la poutre);

σ : contrainte normale pondérée sur la fibre la plus comprimée de l'âme;

τ : la valeur moyenne de la contrainte tangentielle pondérée dans une section droite de l'âme ($\tau = \frac{T}{A_a}$)

On peut se dispenser de placer des raidisseurs intermédiaires; si dans toute section de la poutre les valeurs de σ et τ satisfont à:

$$[(\frac{\sigma}{7})^2 + \tau^2] \leq 0,015 \left(\frac{1000 \cdot e_a}{h_a} \right)^4 \quad (I-48)$$

Si cette condition n'est pas satisfaite, il est nécessaire de prévoir des raidisseurs disposés de façon que, dans tout panneau de longueur "d" situé entre deux raidisseurs, les valeurs de σ et τ correspondant à chaque section droite satisfassent à:

$$\left[\left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{1 + \frac{3.h_a^2}{4d^2}} \right)^2 \right] \leq 0,015 \left(\frac{1000.e_a}{h_a} \right)^4 \quad (I-49)$$

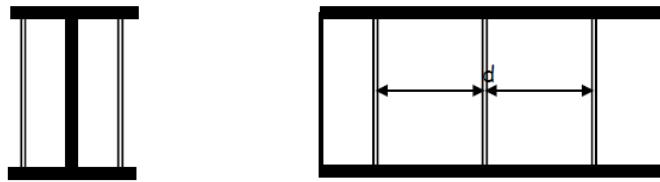


Figure I-3: Disposition des raidisseurs d'âme

Les raidisseurs doivent être vérifiés au flambement hors du plan de la poutre; pour une longueur de flambement égale à la distance entre semelles et une charge "Q" égale à l'effort tranchant diminué de l'effort tranchant que pourrait supporter l'âme s'il n'avait pas de raidisseurs:

$$Q = T - \tau_{\text{limite}} \cdot e_a \cdot h_a \quad (I-50)$$

avec: T: effort tranchant au droit d'une section;

$$\tau_{\text{limite}}^2 = 0,015 \left(\frac{1000.e_a}{h_a} \right)^4 - \left(\frac{\sigma}{7} \right)^2 \quad (I-51)$$

Chapitre 2: Stabilité des poteaux

Stabilité des poteaux:

Pièces soumises à une flexion composées. les structures métalliques sont pour la plupart constituées de barres fléchies, comprimées ou simultanément comprimées et fléchies. Si l'on utilise en général le terme de poutre pour les barres fléchies, on emploi celui de poteau ou colonne pour les barres comprimées et celui de poutre-colonne pour les barres à la fois comprimées et fléchies.

a- Pièces comprimées "Flambement simple"

le but de cette partie est de permettre le dimensionnement des éléments comprimés. Les barres comprimées ne sont pas isolées du reste de la structure; leur comportement est de ce fait influencé par l'ensemble des barres aux quelles elles sont liées, pour tenir compte de ceci; le comportement d'ensemble d'une structure peut être étudié en décomposant ses éléments comprimés en barre, ce principe est largement utilisé pour l'étude de la stabilité d'ensemble des cadres.

Principe de dimensionnement: La résistance ultime des éléments comprimés est très souvent définie non pas par un critère de résistance en section; mais par un critère de stabilité de forme. L'étude de la stabilité d'un système consiste à déterminer la valeur critique pour laquelle le système est en équilibre, la charge critique dépend de la forme de la barre à l'état stable qui est caractérisé par la longueur de flambement L_f .

Définition de la charge critique: La charge critique d'une barre sollicitée en compression axiale est la valeur de la force axiale juste suffisante pour maintenir la barre dans une forme légèrement fléchie sous l'effet de la charge de compression N . On peut faire une analogie entre le flambement d'une barre bi-articulée parfaitement rectiligne et l'équilibre d'une balle parfaitement sphérique sur une surface sans

frottement. La barre étant soumise à une charge axiale de compression N on lui impose un petit déplacement latéral:

- Si $N < N_{critique}$: la barre revient à sa position initiale, on dit qu'elle est en état stable.
- Si $N = N_{critique}$: la barre garde la position déformée après la suppression de la cause du déplacement, et elle a trouvée un nouvel état d'équilibre; on dit qu'elle est en état métastable.
- Si $N > N_{critique}$: la barre se dérobe; si on lui impose un petit déplacement; la déformation s'accentue et devient inacceptable, on dit qu'elle est en état instable.

Caractéristiques de la section:

On désigne par:

- A : l'air de la section brute de la pièce,
- I : le moment d'inertie de la section par rapport à un axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan dans lequel on étudie le flambement.
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: le rayon de giration correspondant de la section.
- v = distance au centre de gravité de la fibre extrême la plus éloignée.
- v' = distance au centre de gravité de la fibre extrême la moins éloignée.

Longueur de flambement -Elancement:

La longueur de flambement L_f d'une pièce articulée aux deux extrémités est égal à la longueur réelle L_0 de la pièce. Pour les autres modes d'attache des extrémités, on examine la déformation possible de la ligne moyenne de la pièce et on prend comme longueur de flambement la plus grande des distances séparant deux points d'articulations ou d'inflexion réels ou fictifs.

- Pièce articulée aux deux extrémités: $L_f = L_0$,
- Pièce articulée à une extrémité et encastrée à l'autre extrémité: $L_f = 0,7 L_0$,
- Pièce encastrée aux deux extrémités: $L_f = 0,5 L_0$,
- Pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre extrémité: $L_f = 2 L_0$,

L'Elancement λ d'une pièce est égal à: $\lambda = \frac{L_f}{i}$ (II-1)

Soit $\lambda_x = \frac{L_f}{i_x}$ et $\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \Rightarrow \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$ (II-2)

Efforts et contraintes:

- $\sigma = \frac{N}{A}$: la contrainte pondérée de compression simple d'une pièce soumise à un effort normal pondéré N de compression simple.

- $N_k = N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_f^2}$: la charge critique d'Euler de la pièce. (II-3)

- $\sigma_k = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{N_{cr}}{A}$: la contrainte critique d'Euler de la pièce. (II-4)

Vérification d'une pièce comprimée à parois pleines:

On vérifie que la contrainte pondérée de compression simple σ satisfait à la condition:

$$k \cdot \sigma \leq \sigma_e \quad (\text{II-5})$$

le coefficient de flambement k donnée par:

$$k = 0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} + \sqrt{(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k})^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} \quad (\text{II-6})$$

On peut utiliser des tableaux donnant la valeur de k en fonction de λ pour des valeurs de σ_e .

b- Pièces soumises à une compression avec flexion dans le plan de flambement.

Principe: la vérification des pièces soumises à une compression en même temps qu'a une flexion dans le plan de flambement consiste à s'assurer que la somme de la contrainte pondérée de compression simple σ multipliée par le coefficient k_1 d'amplification des contraintes de compression, et de la contrainte pondérée maximale de flexion simple σ_f multipliée par le coefficient k_f d'amplification des contraintes de flexion, reste inférieur à limité d'élasticité du métal σ_e .

Coefficients: le coefficient k_f dépend du facteur μ .

- $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$: coefficient d'éloignement de l'état critique dont la valeur ne doit jamais descendre au dessous de 1,3.

Où: σ : contrainte pondérée de compression simple

σ_k : contrainte critique d'Euler.

- $k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$: coefficient d'amplification des contraintes de compression,
- k_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion, dépend:
 - du facteur μ ,
 - du mode de distribution des efforts engendrant la flexion dans les conditions suivantes:

$$1) \text{ Charge à répartition sinusoïdale: } k_f = \frac{\mu}{\mu - 1,3}, \quad (\text{II-7})$$

$$2) \text{ Charge uniformément répartie: } k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3}, \quad (\text{II-8})$$

$$3) \text{ Charge concentrée au milieu: } k_f = \frac{\mu - 0,18}{\mu - 1,3}, \quad (\text{II-9})$$

$$4) \text{ Charge concentrée à une distance "c" de l'extrémité la plus proche de la longueur de flambement: } k_f = \frac{\mu + 0,25 - 1,72(\frac{c}{l})^2}{\mu - 1,3}, \quad (\text{II-10})$$

$$5) \text{ Moment constant ou moment variant linéairement: } k_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3}, \quad (\text{II-11})$$

Superposition des effets de plusieurs charges de même sens: On peut appliquer séparément les coefficients aux contraintes de flexion engendrées au milieu de la longueur de flambement par chacune des charges et additionner les résultats. On peut aussi appliquer à la contrainte globale le coefficient donné par la formule suivante:

$$k_f = \frac{\mu + 0,25 - 1,72 \left[1 - \frac{A_m}{M_{med} \cdot l} \right]^2}{\mu - 1,3} \quad (\text{II-12})$$

avec: A_m : aire du diagramme des moments,

M_{med} : valeur du moment au milieu de la longueur de flambement,

Superposition des effets de plusieurs charges de sens opposées: On applique les coefficients qui précèdent, d'abord à la contrainte maximale de flexion engendrée par toutes les charges agissant dans un sens, puis à la contrainte de flexion au même point engendrée par toutes les charges agissant dans l'autre sens. On adopte comme contrainte totale majorée la différence des résultats ainsi obtenus.

Vérification des pièces à parois pleines:

On désigne par :

- σ_f : la contrainte pondérée maximale de flexion simple sur la fibre extrême la plus éloignée du centre de gravité de la section,
- k_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion.
- V : distance du centre de gravité à la fibre extrême la plus éloignée,
- V' : distance du centre de gravité à la fibre extrême la moins éloignée,

Pièces symétriques ou pièces dissymétriques dans lesquelles la flexion comprime la fibre à distance V :

On vérifie que:
$$k_1\sigma + k_f\sigma_f \leq \sigma_e \quad (II-13)$$

Pièces dissymétriques dans lesquelles la flexion comprime la fibre à distance V' :

Il est nécessaire de vérifier dans tous les cas que la fibre extrême à distance V' résiste à la compression et éventuellement que la fibre à distance V résiste à la traction.

On vérifie que:

$$- \text{ Fibre à distance } V': \quad \sigma + [\sigma(k_1 - 1) + k_f\sigma_f] \frac{V'}{V} \leq \sigma_e \quad (II-14)$$

$$- \text{ Fibre à distance } V: \quad k_1\sigma - k_f\sigma_f \leq \sigma_e \quad (II-15)$$

Chapitre 3 : Couvertures métalliques: Calcul et vérification

Couverture: On appelle couverture l'ensemble de la paroi extérieure assurant l'étanchéité horizontale d'un ouvrage. On distingue trois catégories de couvertures:

- Couverture en bacs simple en acier ou alliage d'aluminium,
- Couverture en bacs acier avec revêtement d'étanchéité,
- Couverture en plaque amiante ciment,

Les principaux points à vérifier sont les suivantes:

- Poids au mètre carré (m^2),
- Pente supérieure à la pente minimale,
- Mise en œuvre étanchéité isolation,
- Fixations, recouvrements et joints d'étanchéité,

Pentes minimales et poids:

- Pente de 1 % à 3% : couverture multicouche plus une protection lourde; $P_{\text{propre}} = 100 \text{ kg/m}^2$,
- Pente de 3 % à 7% : couverture multicouche auto protégé; P_{propre} de 20 à 30 kg/m^2
- Pente supérieure à 7% : couverture bac en acier ; P_{propre} de 8 à 12 kg/m^2
- Pente supérieure à 10% : couverture en amiante ciment ; $P_{\text{propre}} = 17 \text{ kg/m}^2$

Utilisation du bac en acier TN40 en couverture:

Caractéristique: $I = 28 \text{ cm}^4 / \text{ml}$, $I / V = 8.75 \text{ cm}^3 / \text{ml}$,

$$f_{\text{max}} = 1/200 ; \quad \sigma_{\text{max}} = 16 \text{ kg/mm}^2;$$

Entraxe des pannes an mètre en fonction des charges et surcharges:

Charges et Surcharges (kg/m^2)	Portée simple		Continuité	
	Epaisseur 70/100	Epaisseur 100/100	Epaisseur 70/100	Epaisseur 100/100
100	1.97	2.82	2.34	3.34
125	1.83	2.61	2.10	3.00
150	1.72	2.48	1.91	2.73
175	1.64	2.34	1.77	2.53
200	1.57	2.24	1.66	2.37

Les recouvrements transversaux seront de 200 mm au minimum et on pourra mettre en place un complément d'étanchéité dans les sites particulièrement exposés. D'une manière générale, dans les régions du sud, l'utilisation de la TN40 pourrait être acceptée dans le cadre de la garantie d'autant plus que l'étanchéité bitumineuse y fortement éprouvée. En climat méditerranéen, du fait de l'humidité atmosphérique et des variations de températures, le contact entre deux tôles galvanisées (au niveau des recouvrements) risque d'entraîner la formation d'un hydro carbonates de zinc (aspect blanchâtre puis noirâtre) à la surface des tôles. Une protection supplémentaire devra être prévue: charge de zinc ou peintures appropriées à renouveler tous les trois ans, enfin l'utilisation des tôles galvanisées ou plastiques seraient souhaitable surtout pour les atmosphères très sévères et agressives (marines ou industrielles).

Les Pannes:

D'une manière générale les pannes sont fixées suivant la pente des versant.

Décomposition des charges sollicitant les pannes:

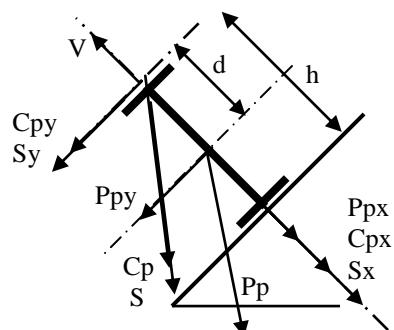


Figure III-1: Répartition des charges en flexion déviée

- **Charge permanente de la panne:** P_p appliquée au centre de gravité de la panne suivant un axe vertical, se décompose en deux efforts:

$$P_{py} = P_p \sin \alpha \quad (III-1)$$

$$P_{px} = P_p \cos \alpha \quad (III-2)$$

- **Charge permanente de la couverture et surcharge de neige:** C_p et S , appliquées au centre de gravité de la couverture dans le prolongement de l'axe d'inertie de la panne et suivant une direction verticale, se décompose suivant les efforts:

$$C_{py} = C_p \sin \alpha \quad (III-3)$$

$$C_{px} = C_p \cos \alpha \quad (\text{III-4})$$

$$S_y = S \sin \alpha \quad (\text{III-5})$$

$$S_x = S \cos \alpha \quad (\text{III-6})$$

- **Charge due au vent:** suivant une direction normale à la couverture (V)

Hypothèse de calcul:

On admet implicitement que la couverture ainsi que la fixation de la panne sur la ferme empêchent la rotation de cette dernière. Ce qui permet de simplifier le calcul en appliquant l'ensemble des efforts au centre d'inertie de la panne.

Cette hypothèse est valable pour les pannes en profils laminés de hauteur 80 mm à 140 mm et pour des portées inférieures ou égales à 6 m, on effectue le calcul de la panne en pondérant les charges et surcharges suivant la réglementation.

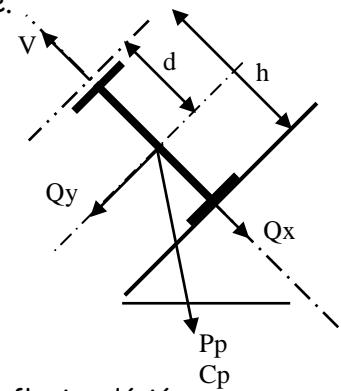


Figure III-2: Chargement équivalent en flexion déviée

Mode de calcul:

1. la déformation ou flèche de la panne doit être inférieure ou égale à 1/ 200 de sa portée sous chargement normal, $f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq \frac{l}{200}$ (III-7)

2. on vérifie que la somme des contraintes pondérées dans les deux directions doit être inférieure ou égale à σ_e : $\Sigma \sigma_{\max} = \sigma_x + \sigma_y \leq \sigma_e$ (III-8)

Panne sur simple appui sans liens intermédiaires:

- vérification des contraintes maximales en élasticité: $\frac{Q_x \cdot I^2}{8w_x} + \frac{Q_y \cdot I^2}{8w_y} \leq \sigma_e$ (III-9)

- flèches maximales : $f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq \frac{l}{200}$, (III-10)

$$f_x = 0,013 \frac{Q_x \cdot I^4}{E \cdot I_x} \leq \frac{l}{200} ; \quad f_y = 0,013 \frac{Q_y \cdot I^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200} \quad (\text{III-11})$$

Panne sur simple appui avec un lien à mi longueur:

- vérification des contraintes maximales en élasticité: $\frac{Q_x \cdot I^2}{8w_x} + \frac{Q_y \cdot I^2}{32w_y} \leq \sigma_e$ (III-12)

- flèches maximales : $f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq \frac{l}{200}$ (III-13)

$$f_x = 0,013 \frac{Q_x l^4}{E.I_x} \leq \frac{l}{200} ; \quad f_y = 0,0052 \frac{\frac{Q_y}{2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E.I_y} \leq \frac{l}{400} \quad (\text{III-14})$$

Panne sur simple appui avec deux liens aux tiers de sa longueur (1/3):

- vérification des contraintes maximales en élasticité à mi longueur:

$$\frac{Q_x l^2}{8w_x} + \frac{0,025 \cdot \frac{Q_y}{3} \cdot \left(\frac{l}{3}\right)^2}{w_y} \leq \sigma_e \quad (\text{III-15})$$

- vérification des contraintes maximales en élasticité au droit d'un lien:

$$\frac{Q_x l^2}{9w_x} + \frac{0,10 \cdot \frac{Q_y}{3} \cdot \left(\frac{l}{3}\right)^2}{w_y} \leq \sigma_e \quad (\text{III-16})$$

- flèches maximales : $f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq \frac{l}{200}$, (III-17)

$$f_x = 0,013 \frac{Q_x l^4}{E.I_x} \leq \frac{l}{200} ; \quad f_y = 0,00675 \frac{\frac{Q_y}{3} \cdot \left(\frac{l}{3}\right)^4}{E.I_y} \leq \frac{l}{600} \quad (\text{III-18})$$

4) Panne sur trois appuis sans liens intermédiaires:

- vérification des contraintes maximales en élasticité: $\frac{Q_x l^2}{8w_x} + \frac{Q_y l^2}{8w_y} \leq \sigma_e$ (III-19)

- flèches maximales : $f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq \frac{l}{200}$, (III-20)

$$f_x = 0,0052 \frac{Q_x l^4}{E.I_x} \leq \frac{l}{200} ; \quad f_y = 0,0052 \frac{Q_y l^4}{E.I_y} \leq \frac{l}{200} \quad (\text{III-21})$$

5) Panne sur trois appuis avec un lien par travée:

- vérification des contraintes maximales en élasticité: $\frac{Q_x l^2}{8w_x} + \frac{Q_y l^2}{28w_y} \leq \sigma_e$ (III-22)

- flèches maximales : $f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq \frac{l}{200}$, (III-23)

$$f_x = 0,0052 \frac{Q_x l^4}{E.I_x} \leq \frac{l}{200} ; \quad f_y = 0,0052 \frac{\frac{Q_y}{2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E.I_y} \leq \frac{l}{400} \quad (\text{III-24})$$

Nota: Pour le dimensionnement

$$\sigma_x + \sigma_y \leq \sigma_e \rightarrow \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} \leq \sigma_e \quad (\text{III-25})$$

$$\Rightarrow \frac{M_x}{w_x} \left(1 + \frac{w_y}{\frac{M_y}{w_x}}\right) \leq \sigma_e \quad (III-26)$$

$$\frac{M_x}{w_x} \left(1 + \frac{M_y}{w_y} \frac{w_x}{M_x}\right) \leq \sigma_e \quad (III-27)$$

posons $\eta = \frac{w_x}{w_y}$ avec pour un profil en IPE $\eta = 6 \dots 9$,

$$\frac{M_x}{w_x} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x}\right) \leq \sigma_e \quad \Rightarrow \quad w_x \geq \frac{M_x (1 + \eta \frac{M_y}{M_x})}{\sigma_e} \quad (III-28)$$

Exemple d'application:

Soit une panne intermédiaire de 5,00m de longueur en acier E24 d'une couverture métallique de pente 7° ; posée à un entraxe de 1,35m, chargée par une couverture en TN40 de 17 kg/m^2 , une surcharge d'exploitation de 50 kg/m^2 et un équipement électrique suspendu de 6 kg/m^2 . On demande de dimensionner la panne intermédiaire ?

Solution:

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = \left(\frac{4}{3}(17+6) + \frac{3}{2}(50)\right)1,35 = 105,66 \times 1,35 = 142,64 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = 7^\circ \Rightarrow q_x = q \cos \alpha = 142,64 \times 0,992 = 141,49 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow M_x = q_x \frac{l^2}{8} = 442,15 \text{ kg.m}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 142,64 \times 0,121 = 17,26 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow M_y = q_y \frac{l^2}{8} = 53,93 \text{ kg.m}$$

$$w_x \geq \frac{M_x (1 + \eta \frac{M_y}{M_x})}{\sigma_e} = \frac{442,15 \times (1 + 7 \frac{53,93}{442,15})}{24} = 34,25 \text{ cm}^3$$

\Rightarrow En adoptant le profil IPE120.

Vérification du profil IPE120 en tenant compte du poids propre:

Condition de résistance:

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P + \frac{4}{3}P_p = \left(\frac{4}{3}(17+6) + \frac{3}{2}(50)\right)1,35 + \frac{4}{3}10,4 = 156,5 \text{ kg/ml}$$

$$q_x = q \cos \alpha = 156,51 \times 0,992 = 155,25 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 156,5 \times 0,121 = 18,93 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} = \frac{q_x l^2}{8w_x} + \frac{q_y l^2}{8w_y} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{155,25 \cdot 5^2 \cdot 10^3}{8 \cdot 53 \cdot 10^3} + \frac{18,93 \cdot 5^2 \cdot 10^3}{8 \cdot 8,65 \cdot 10^3} = 15,99 \text{ kg/mm}^2 \leq 24 \text{ kg/mm}^2$$

Condition de stabilité: (flèche en section centrale)

$$q_{np} = G + P_p + P = (17 + 6)x1,35 + 10,4 + 50x1,35 = 108,95 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow q_{xnp} = q_{np} \cos \alpha = 108,07 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ynp} = q_{np} \sin \alpha = 13,18 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = 0,013 \frac{q_{np} \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 0,013 \frac{108,07 \cdot 10^{-3} \cdot 5000^4}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 318 \cdot 10^4} = 13,148 \text{ mm}$$

$$f_y = 0,013 \frac{q_{np} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = 0,013 \frac{13,18 \cdot 10^{-3} \cdot 5000^4}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 27,7 \cdot 10^4} = 18,4 \text{ mm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 22,61 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

Le profil IPE 120 proposé convient comme panne sur deux appuis sans lien intermédiaire

Effet de la torsion:

En examinant cette figure : on constate que les charges C_{py} et S_y entraînent une torsion du profil de la panne, ayant pour valeurs:

(III-29)

$$M_{t/ml} = (C_{py}/ml + S_y/ml) \cdot d$$

d: distance du point d'application des charges au centre d'inertie du profil,

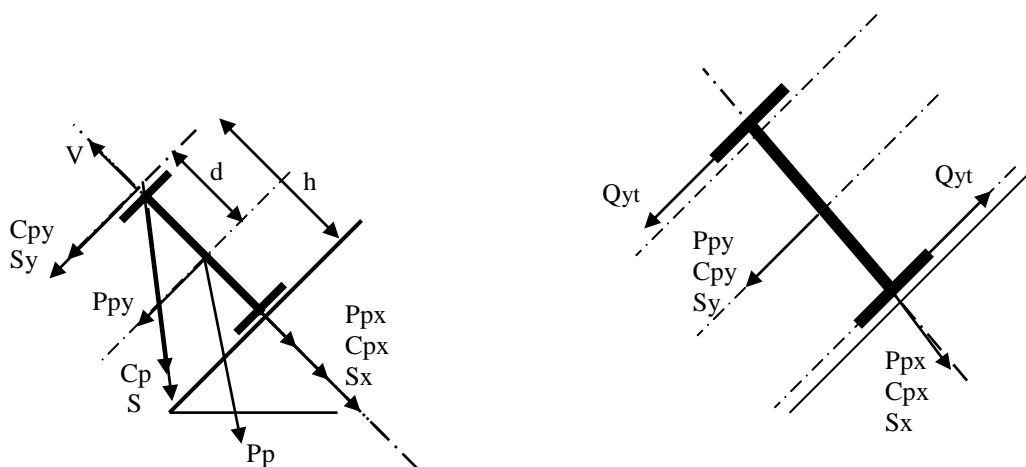


Figure III-3: Schéma de chargement d'une panne en torsion

Par hypothèse de construction les échantignolles de fixation de la panne s'opposent à la rotation en torsion au droit des appuis, on peut admettre que le moment de torsion se répartit en flexion transversale dans les semelles du profil de la panne, à pour valeur, sachant que: **es**: épaisseur des semelles

et **h**: hauteur du profil:

$$Q_{yt/ml} = \frac{M_{t/ml}}{h - es} = \frac{(C_{py} + S_y).d}{h - es} \quad (\text{III-30})$$

De plus les charges C_{py} et S_y s'équilibreront en flexion transversale. On obtiendra donc un équilibre général du chargement de la panner:

On réduit la flexion transversale des ailes Q_{yt} par le produit d'un coefficient η de flexion en travée et sur appui:

η : Coefficient réducteur des moments de flexion (Q_{yt}); qui pour valeur:

Soit : $k = 0,878 \frac{l}{h} \sqrt{\frac{2J}{I_y}}$ (III-31)

avec: **l**: portée de la panner entre appui, **h**: hauteur du profil,

Iy: moment d'inertie du profil de la panner, **J**: inertie de torsion,

$$1. \quad \eta_{entravée} = \frac{8}{k^2} \left(1 - \frac{1}{ch \frac{k}{2}}\right) \quad \text{Diagram: Beam with roller supports and a central clockwise moment.} \quad (\text{III-32})$$

$$2. \quad \eta_{entravée} = \frac{8}{k^2} \left(2 - \frac{(4 - k^2)sh \frac{k}{2} - k.ch \frac{k}{2}}{shk - k.chk}\right) \quad \text{Diagram: Beam with roller supports and a clockwise moment at the left end.} \quad (\text{III-33})$$

$$\eta_{encastrement} = \frac{4}{k^2} \left(2 - \frac{(2 - k^2)shk - k}{shk - k.chk}\right) \quad (\text{III-34})$$

$$3. \quad \eta_{entravée} = \frac{24}{k^2} \left(1 - \frac{k}{2.sh \frac{k}{2}}\right) \quad \text{Diagram: Beam with roller supports and a clockwise moment at the left end.} \quad (\text{III-35})$$

$$\eta_{encastrement} = \frac{12}{k^2} \left(1 - \frac{k}{2.th \frac{k}{2}}\right) \quad (\text{III-36})$$

$$4. \quad \eta_{entravée} = \frac{th \frac{k}{2}}{\frac{k}{2}} \quad \text{Diagram: Beam with roller supports and a clockwise moment at the left end.} \quad (\text{III-37})$$

$$5. \quad \eta_{entravée/encastrement} = \frac{th \frac{k}{4}}{\frac{k}{4}} \quad \text{Diagram: Beam with roller supports and a clockwise moment at the left end.} \quad (\text{III-38})$$

Calcul de la rotation en torsion:

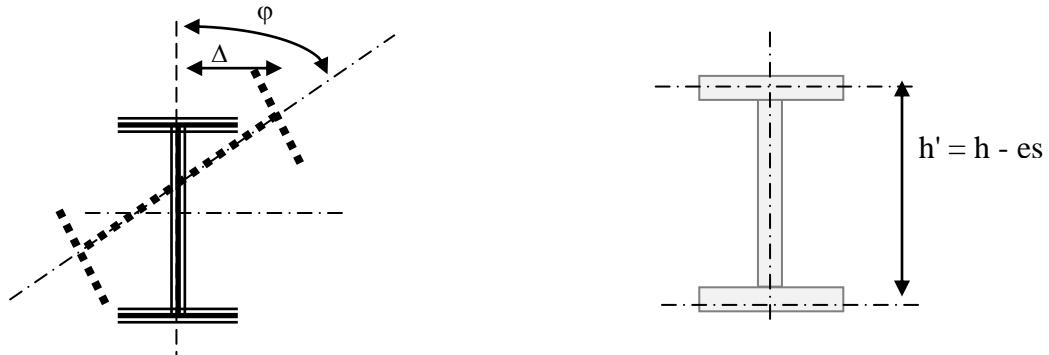


Figure III-4: Effet de la torsion

$$\varphi_{\text{radian}} = \frac{M_t \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot J} \left(1 - \frac{\left(\frac{4}{\delta}\right)^2}{1 + \frac{1}{th \frac{\delta}{4}}} \right) \quad (\text{III-39})$$

$$\text{avec } \delta = \sqrt{\frac{l^2 \cdot G \cdot J}{E \cdot I_w}} \quad \text{et} \quad I_w = \frac{I_y \cdot h'^2}{4} \quad (\text{III-40})$$

$$\text{Déformation suivant l'axe longitudinal des semelles: } \Delta = \frac{h}{2} \cdot \varphi \quad (\text{III-41})$$

Si φ dépasse la valeur de 2 ° : dans ce cas on doit assurer au droit des liens; un blocage en rotation de torsion, en disposant des liens en croix et la distance entre appui devient égale à $l/2$,

Enfin la vérification des contraintes en élasticité sera égale:

$$\frac{Q_x \cdot l^2}{8(\frac{I}{V})_x} + \frac{Q_y \cdot l^2}{32(\frac{I}{V})_y} + \frac{Q_{yt} \cdot l \cdot \eta}{32(\frac{I}{2V})_y} \leq \sigma_e \quad (\text{III-42})$$

Et la vérification des contraintes maximales en tenant compte des coefficients d'adaptation plastique:

$$\frac{Q_x \cdot l^2}{8(\frac{I}{V})_x \cdot \psi_x} + \frac{Q_y \cdot l^2}{32(\frac{I}{V})_y \cdot \psi_y} + \frac{Q_{yt} \cdot l \cdot \eta}{32(\frac{I}{2V})_y \cdot \psi_y} \leq \sigma_e \quad (\text{III-43})$$

Calcul des liernes:

Les liernes agissent comme des appuis dans le plan du versant, dans tous les cas d'hypothèses de calcul des pannes, elles doivent donc reprendre les réactions d'appui:

$$F_n = p \cdot l \cdot \sin\beta \cdot r^* (n-1)$$

(III-44)

Avec: p : charges résultante pondérée /ml

l : distance entre deux appuis consécutifs des fermes,

β : angle de p avec la normale au versant,

r^* : coefficient fonction du nombre d'appuis et nombre de cours de liernes,

n : nombre de pannes par versant,

Nombre d'appui	Nombre de cours de liernes		
	1	2	3
2	0.625	0.386	0.285
3	0.570	0.379	0.284
4	0.568	0.377	0.283

En plus les liernes doivent s'opposer à la rotation de la pente, elles doivent donc résister au couple de torsion produit par le chargement de la pente. Les liernes doivent donc être capable de résister aux sollicitations résultant des actions simultanées de F_n et M_l .

Soit A_{rl} la section résistante d'une lierne, les contraintes dans les liernes:

$$\sigma = \frac{F_n}{A_{rl}} + \frac{M_l}{(\frac{I}{V})_{lierne}} \quad (\text{III-45})$$

Différentes dispositions des liernes: les liernes doivent être bloquées au droit des fixations

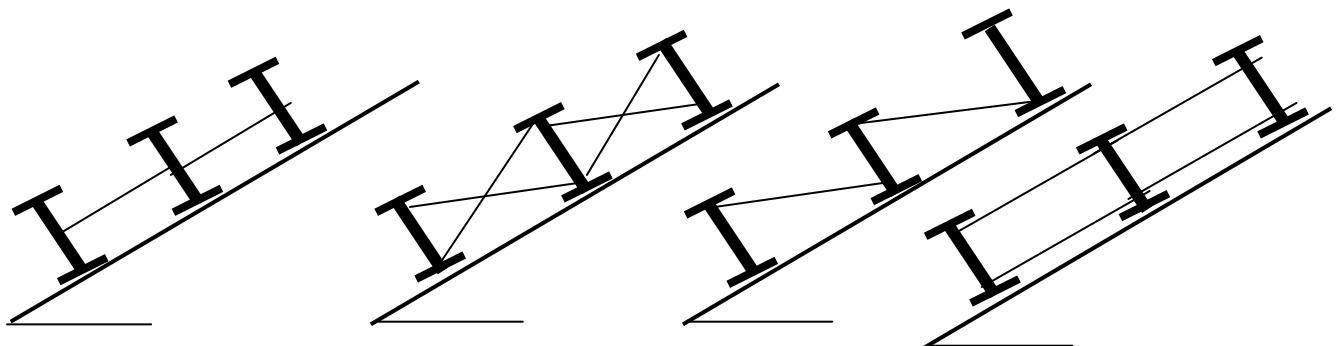


Figure III-5: Différentes dispositions des liernes

En ce qui concerne les liernes de flexion; il faut également vérifier que la déformation du lierne n'entraîne pas la rotation de la pente.

Calcul des bretelles:

Les bretelles sont obligatoires dans tous les cas de:

- Versants non symétriques,
- Chargement des versants non symétrique,
- Grand versant,
- Couverture fragile,

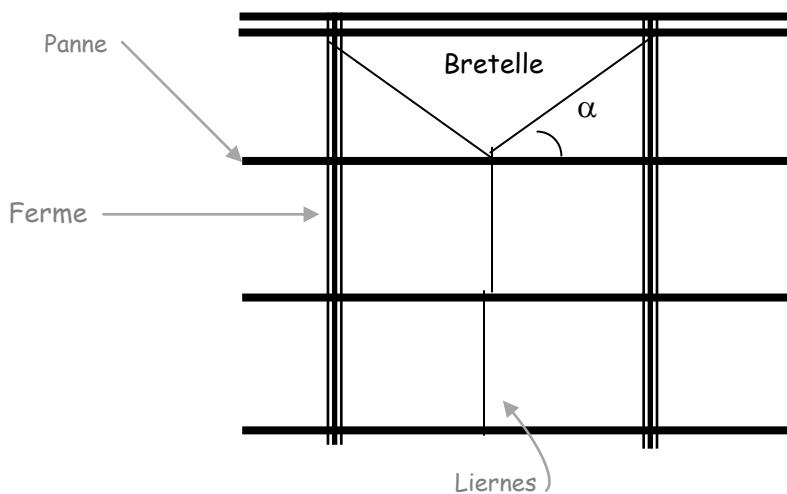


Figure III-6: Schéma d'une bretelle

Les bretelles assurent la reprise de l'effort F_n au droit des appuis:

$$F_{Bretelle} = \frac{F_n}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (III-46)$$

Chapitre 4 : Les planchers mixtes: Acier - béton

Introduction:

De façon générale, une construction mixte est obtenue en associant deux matériaux de nature et de propriétés différentes pour tirer le meilleur parti possible de cette combinaison. Il existe de nombreux types de constructions mixtes. Seules sont considérées dans cet article les constructions mixtes acier-béton. En général, on est en présence d'une dalle béton et d'une poutre en acier. L'idée est de faire participer la dalle et de diminuer le coût du plancher puisque le béton a de bonnes performances en compression et l'acier en traction et au cisaillement.

Avantages de la structure mixte acier-béton: Dans la construction mixte, l'adhérence entre l'acier et le béton n'existe pas naturellement. Pour pouvoir tirer le meilleur parti de l'association des deux matériaux, il est indispensable que ceux-ci travaillent solidiairement. Cette solidarisation est obtenue au moyen d'organes de liaison, appelés connecteurs soudés ou cloués sur la poutre métallique et dont le rôle est d'empêcher, ou du moins de limiter à des valeurs très faibles, les glissements relatifs dans le plan de jonction.

Classification des planchers: Selon les éléments qui les constituent, les planchers peuvent être classés en différentes catégories:

- Les planchers constitués de bacs aciers destinés à assurer le coffrage du béton armé au moment de sa coulée (plancher à poutrelles métallique et dalle en béton armé non participante)
- Les planchers collaborant dans lesquels la dalle et le bac en acier participent ensemble à la résistance.
- Les planchers préfabriqués en usine en élément standardisés, qui peuvent aller jusqu'à 7m ils intègre un profil spécifique, un isolant acoustique et thermique, un treillis soudé et une dalle en béton.

- Les planchers secs sont constituée de profils à nervures trapézoïdales, qui revêtus en partie supérieure d'un platelage de panneaux de bois vissé sur les sommets de nervures, forment un plancher sec non isolé.

On va s'intéressera dans ce chapitre aux planchers collaborant, ce type de plancher rendent solidaires la dalle béton et les bacs en aciers qui participent ensemble à la résistance. Ce dernier type de plancher est le plus répandue dans les constructions de plancher des bâtiments à structure métallique dont les dimensions et les portées sont relativement importantes. Il s'adapte parfaitement à différentes typologies de bâtiments :

- Bâtiments industriels.
- Bâtiments administratifs et bureaux.
- Bâtiments publics de grande superficie.
- Grandes surfaces et entrepôts.
- Centres commerciaux et centres de loisirs.
- Complexes sportifs....

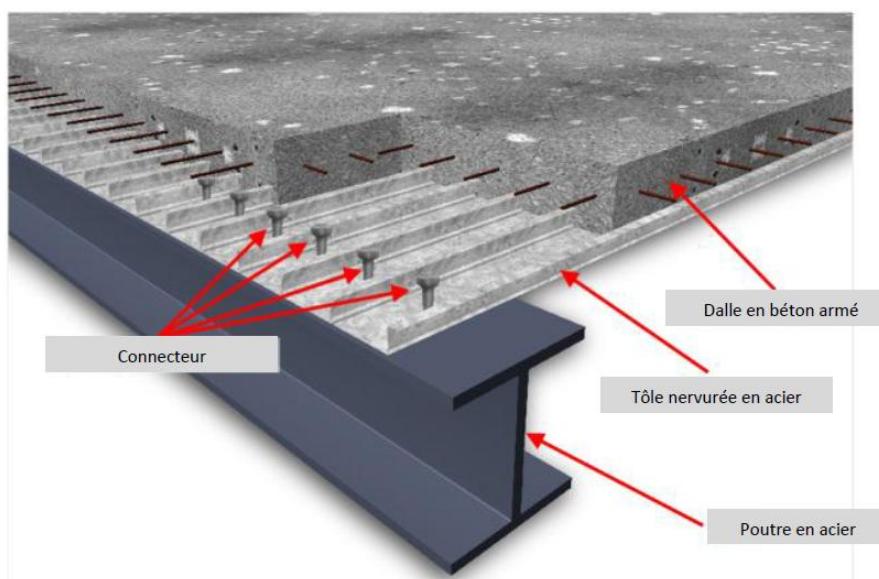


Figure IV-1: Composition d'un plancher mixte

Les charpentes de planchers doivent être étudiées en vue des charges qu'elles auront à supporter. Les charpentes métalliques de planchers se composent:

- De solives en poutrelles,

- De tôles nervurée TN40,
- De poutres supportant les solives,
- Des connecteurs,
- De la dalle de compression en béton armé, cette dalle reçoit directement les charges et les transmet par flexion locale aux poutres : elle est dimensionnée pour équilibrer cette flexion locale.

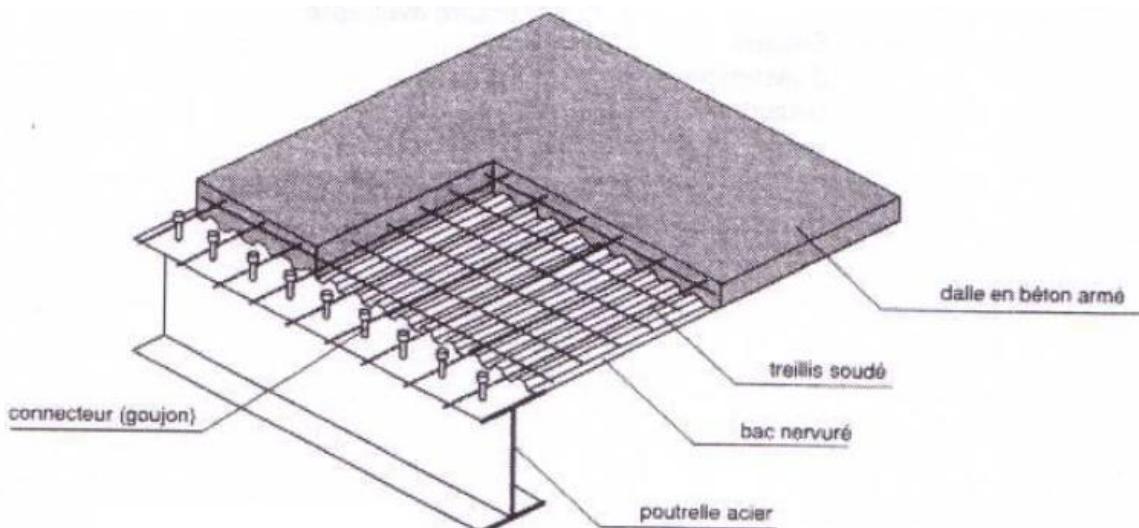


Figure IV-2: Elément Composants un plancher mixte acier-béton

La méthode de calcul suppose:

- Qu'il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle en béton et des poutres métalliques,
- Que le béton est protégé contre les intempéries,
- Que les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue,

Les avantages d'un plancher collaborant

- Éléments préfabriqués légers ;
- Moins de transport ;
- Volume de béton nécessaire moins élevé ;
- Rapidité d'exécution accrue ;
- Hauteur de plancher réduite, donc gain d'espace ;
- Absence de coffrage en bois ;

- Conception flexible.
- Les tôles en aciers ne sont pas considérées comme un coffrage perdu, car ce genre de coffrage permet, en outre, une rapidité et une simplicité de montage, sécurité des ouvriers et réception de tout type de faux plafonds. Le travail sur chantier limité et respect des tolérances (mesures exactes).
- Les planchers collaborant sont utilisés en étages courants et terrasses. Pour les bâtiments industriels et les parkings, ne sont admises que les charges roulantes de faible intensité.
- Les profilés ne peuvent être utilisés sur locaux humides ou à atmosphères agressives, que lorsque la sous face est visitable, leur utilisation dans les vides sanitaires est donc déconseillée faute de possibilité d'entretien.

Notations:

Dimensions linéaires:

h_a : hauteur de la poutre en acier,
 h_b : hauteur du béton situé au dessus de la poutre en acier,
 h_t : hauteur totale de la section,
 h_0 : hauteur de la dalle en béton où épaisseur sans nervure,
 b : largeur de la dalle collaborant,
 d_0 : distance des centres de gravité de la poutre en acier et la dalle en béton,
 h : distance du centre de gravité G_a de la poutre en acier à la fibre supérieur de la dalle en béton,
 x : distance de l'axe neutre à la fibre supérieur de la dalle,
 l : portée de la poutre,

Caractéristiques de la section:

A : aire de la section de la poutre en acier,
 B : aire de la section du béton seul,
 B_0 : aire de la section totale rendue homogène,

S: moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section rendue homogène située d'un coté de la ligne de contact acier - béton,

I_a : moment d'inertie de la poutre en acier par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par son centre de gravité G_a ,

I_b : moment d'inertie de la section du béton seul par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par son centre de gravité

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par son centre de gravité .

I_i : moment d'inertie de la section totale rendue homogène par rapport à l'axe neutre.

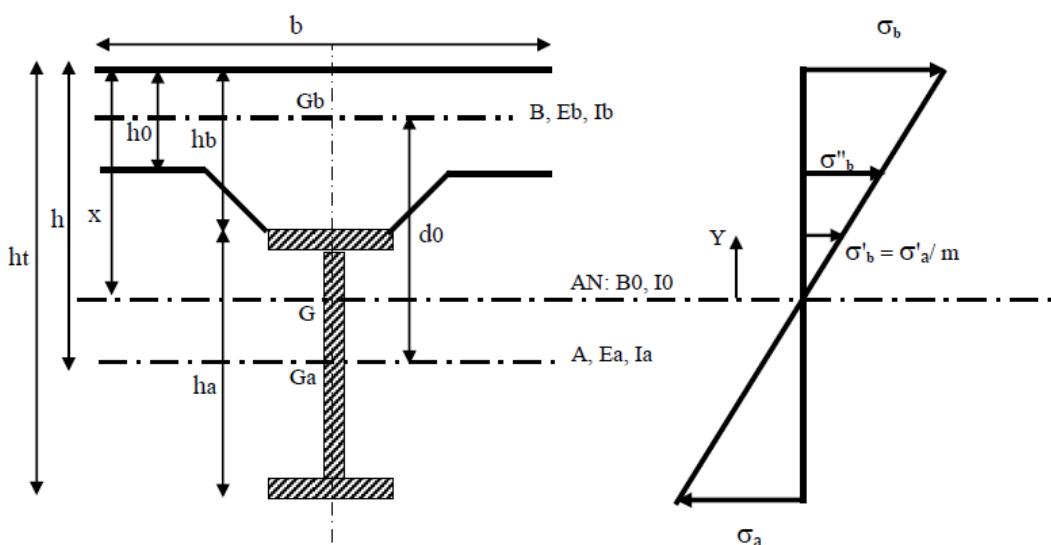


Figure IV-3: Coupe transversal d'un plancher mixte acier-béton: section 1

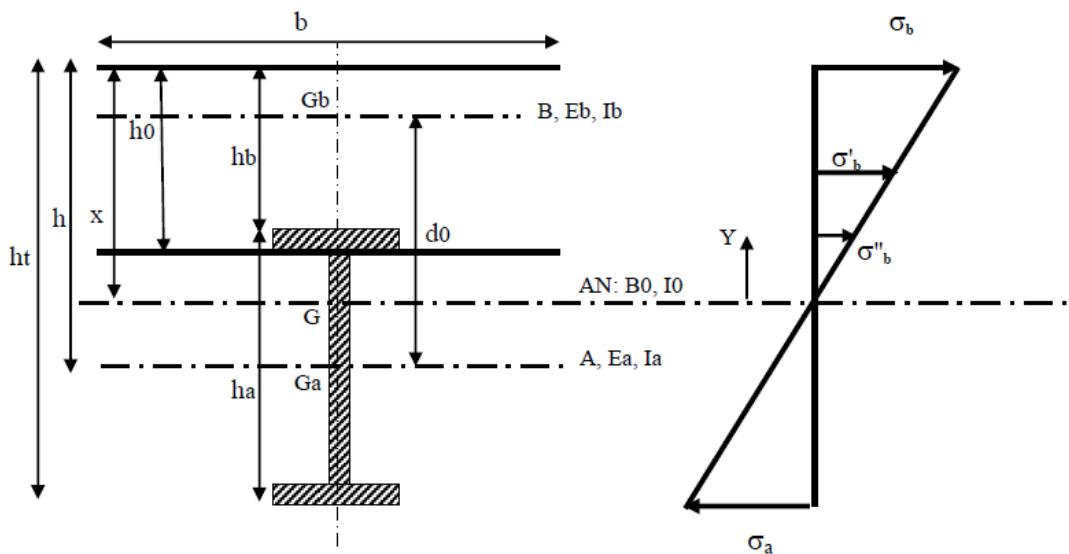


Figure IV-4: Coupe transversal d'un plancher mixte acier-béton: section 2

Efforts et coefficient:

M: moment fléchissant,

T: effort tranchant,

S: effort tangent par unité de longueur, au contact acier - béton,

E_a : module d'élasticité de l'acier,

E_b : module d'élasticité du béton,

$m = E_a / E_b$: coefficient d'équivalence,

ρ : coefficient de retrait,

Contraintes:

σ_b : contrainte dans la fibre supérieure de la dalle en béton,

σ'_b : contrainte dans le béton au contact de l'acier,

σ''_b : contrainte dans la fibre inférieure de la dalle en béton,

σ_a : contrainte dans la fibre inférieure de la poutre en acier,

σ'_a : contrainte dans la fibre supérieure de la poutre en acier,

Pour la conception de la dalle en béton, en tant qu'organe de répartition des charges entre les poutres d'un plancher, on se reportera au règlement en vigueur du béton armé.

Relation entre différentes grandeurs:

$$h = d_o + h_o/2 \quad (\text{IV-1a})$$

$$B = b \cdot h_o \quad (\text{IV-1b})$$

$$B_o = B + m \cdot A \quad (\text{IV-1c})$$

$$I = (b \cdot h_o^3) / 12 \quad (\text{IV-1d})$$

On compare la valeur de: $(B / m \cdot A)$ à $2(h - h_o) / h_o$

Deux cas peuvent se présenter, qui déterminent la position de l'axe neutre de la poutre composite:

1^e cas: si on a : $(B / m \cdot A) \leq 2(h - h_o) / h_o \Rightarrow$ l'axe neutre passe au dessous de la dalle en béton;

$$\text{On obtient: } \begin{cases} x = \frac{h_o}{2} + d_o \cdot \frac{m \cdot A}{B_o} & (\text{IV-2a}) \\ S' = d_o \cdot \frac{m \cdot A \cdot B}{B_o} & (\text{IV-2b}) \\ I_o = I_b + m \cdot I_a + S' \cdot d_o & (\text{IV-2c}) \end{cases}$$

Et si la poutre composite est soumise à un moment positif M , les contraintes normales sont données par:

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_o} & (\text{IV-3a}) \\ \sigma_a = \frac{m \cdot M (x - h_b)}{I_o} & (\text{IV-3b}) \\ \sigma_a = -\frac{m \cdot M (h_t - x)}{I_o} & (\text{IV-3c}) \\ S = \frac{T \cdot S'}{I_o} & (\text{IV-3d}) \end{cases}$$

2^{eme} cas: si on a : $(B / m \cdot A) > 2(h - h_o) / h_o \Rightarrow$ l'axe neutre passe au dans la dalle en béton;

On obtient:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2b.h}{m.A}}} \\ S' = \frac{b.h^2}{1 + \frac{b.h}{m.A} + \sqrt{1 + 2 \frac{b.h}{m.A}}} \\ I_t = \frac{b.x^3}{3} + m.Ia + m.A.(h - x)^2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(IV-4a)} \\ \text{(IV-4b)} \\ \text{(IV-4c)} \end{array}$$

Dans ce cas, si la poutre composite est soumise à un moment positif M , les contraintes normales sont données par:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_t} \\ \sigma_a' = \frac{m \cdot M (x - h_b)}{I_t} \\ \sigma_a = - \frac{m \cdot M (ht - x)}{I_t} \\ S = \frac{T \cdot S'}{I_t} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(IV-5a)} \\ \text{(IV-5b)} \\ \text{(IV-5c)} \\ \text{(IV-5d)} \end{array}$$

Dans toutes les vérifications des contraintes, les valeurs devront être compatibles avec les limites permises par les règlements en vigueur.

Effets à prendre en compte dans les calculs:

Pour les calculs et vérification de stabilité, on doit prendre en compte:

- Les efforts permanents provoqués par les différentes parties du poids propre dans leur ordre d'intervention,
- Les effets dus au complément de poids mort tel que revêtement du sol; cloisons, plafonds;...
- Les effets d'influence du retrait et des variations de température,
- Les effets dus au mode de construction,
- Les efforts provoqués par les surcharges variables tel que surcharges d'exploitation et surcharges climatiques,

Dans tout calcul de justification; il convient de considérer le processus de montage qui a une grande influence sur la répartition des contraintes; en examinant séparément les principaux stades de mise en œuvres qui sont:

- **1^{er} stade:** répartition des contraintes dans la poutre métallique travaillant seule, avant la participation du béton à la résistance,
- **2^{ème} stade:** répartition des contraintes dans l'ensemble de la poutre composite, avec participation du béton à la résistance sous le poids propre et sous les surcharges,

Action d'un moment fléchissant: La détermination des contraintes sous l'effet d'un moment fléchissant se fait en supposant que le béton est entièrement fissuré et ne participe pas à la résistance:

- Si l'axe neutre se trouve au dessous de la dalle ($x \geq h_o$), on base les calculs sur le moment d'inertie I_o de la section totale rendue homogène,
- Si l'axe neutre se trouve dans la dalle ($x < h_o$), on base les calculs sur le moment d'inertie I_l de la section réduite rendue homogène,

Action d'un effort tranchant: Un effort tranchant T provoqué par unité de longueur un effort tangent S donné par:

$$\text{si } x \geq h_o \Rightarrow S = \frac{T \cdot S'}{I_o} \text{ et si } x < h_o \Rightarrow S = \frac{T \cdot S'}{I_l} \quad (\text{IV-6})$$

On prendra pour T la valeur maximale de l'effort tranchant provoqué dans la section considérée par tous les efforts appliqués à la poutre composite.

Calcul des déformations: Les déformations peuvent être calculées par les formules habituelles de la résistance des matériaux sur la base en ce qui concerne la poutre composite.

Calcul des contraintes de retrait: L'effet du retrait peut être considéré comme la superposition sur toute la longueur de la poutre:

- D'une traction (B, E_b, ρ), appliquée au béton seul,
- D'une compression (B, E_b, ρ), appliquée à la poutre composite,
- D'un moment fléchissant (S', E_b, ρ), appliquée à la poutre composite,

Les valeurs des contraintes de retrait pour une poutre composite sur simple appui en négligeant les armatures de la dalle sont:

$$\sigma_b = \rho \cdot E_b \left[\frac{S'}{I_o} \left(h + \frac{I_b + m \cdot I_a}{m \cdot A \cdot d_o} \right) - 1 \right] \quad (\text{IV-7a})$$

$$\sigma'_a = \rho \cdot E_a \cdot \frac{S'}{I_o} \left(h - h_b + \frac{I_b + m \cdot I_a}{m \cdot A \cdot d_o} \right) \quad (\text{IV-7b})$$

$$\sigma_a = -\rho \cdot E_a \cdot \frac{S'}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + m \cdot I_a}{m \cdot A \cdot d_o} \right) \quad (\text{IV-7c})$$

La déformation d'une poutre mixte provoquée par le retrait, reposant librement sur deux appuis de porté l :

$$f = \frac{\rho \cdot S' \cdot I^2}{8 \cdot I_o} \quad , \text{ chacune de ses extrémités à une pente de : } \frac{\rho \cdot S' \cdot I}{2 \cdot I_o} \quad (\text{IV-8})$$

Influence des variations de températures: Les valeurs des contraintes sous l'effet de température pour une poutre composite sur simple appui en négligeant les armatures de la dalle sont:

$$\sigma_b = (\theta_a - \theta_b) \cdot 10^{-5} \cdot E_b \left[\frac{S'}{I_o} \left(h + \frac{I_b + m \cdot I_a}{m \cdot A \cdot d_o} \right) - 1 \right] \quad (\text{IV-9a})$$

$$\sigma'_a = (\theta_a - \theta_b) \cdot 10^{-5} \cdot E_a \cdot \frac{S'}{I_o} \left(h - h_b + \frac{I_b + m \cdot I_a}{m \cdot A \cdot d_o} \right) \quad (\text{IV-9b})$$

$$\sigma_a = -(\theta_a - \theta_b) \cdot 10^{-5} \cdot E_a \cdot \frac{S'}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + m \cdot I_a}{m \cdot A \cdot d_o} \right) \quad (\text{IV-9c})$$

Sachant que: θ_a : augmentation de température de l'acier,

θ_b : augmentation de température du béton,

Calcul des connecteurs:

Pour les plancher mixte, il faut prévoir des dispositifs de liaison (Connecteur ou Goujons) à l'interface Acier/Béton, ces derniers sont fixés sur la longueur de la poutre. Ils permettent de faire la liaison acier/béton. Dans le cas de connecteurs cloués, ils sont directement fixés à travers le bac. La mise en place est simple et rapide. Dans le cas de connecteurs soudés, ils sont soudés aux poutres en usine et les bacs doivent être pré percés pour être posés. Les goujons des poutres évitent le soulèvement de la dalle et ses ancrages évitent son glissement.

Les connecteurs doivent assurer une solidarité efficace que possible entre la poutre métallique et le béton armé. Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle, mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Connecteurs souples en profilés: Tous ces connecteurs offrent la même résistance dans les deux sens; ils assurent un ancrage efficace de la dalle.

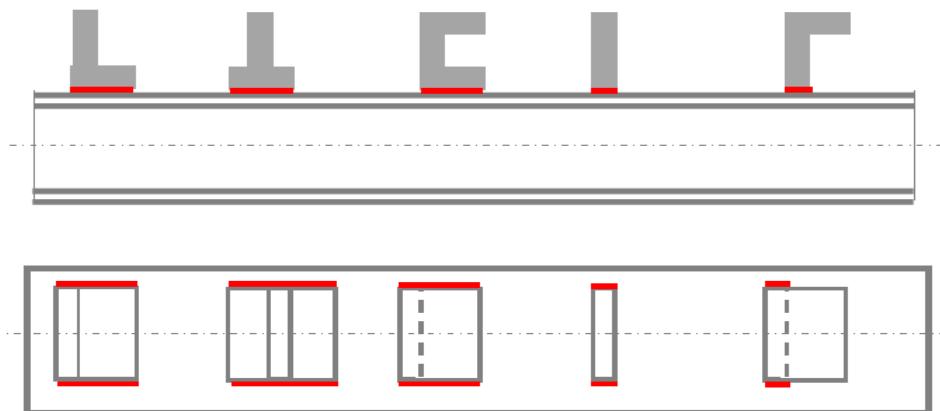


Figure IV-5: représentation des connecteurs dans un plancher mixte acier-béton:

Avec: b_c : largeur du connecteur, h_t : hauteur du connecteur, e_c : épaisseur de l'âme du connecteur et S_c : épaisseur de la semelle soudée à la poutre métallique,

La résistance admissible Q en kg est donnée par:

$$Q = 40 \cdot (S_c + 2\sqrt{e_c}) \cdot \sqrt{b_o \cdot \sigma_{28}} \quad (\text{IV-10})$$

$$\begin{cases} 0,30\text{cm} \leq e_c \leq 1,30\text{cm} \\ S_c \leq 2,40\text{cm} \\ h_c \geq 9\sqrt{e_c} \end{cases} \quad \begin{array}{l} (\text{IV-11a}) \\ (\text{IV-11b}) \\ (\text{IV-11c}) \end{array}$$

On vérifie la soudure des connecteurs, en vérifiant l'effort de cisaillement capable et le moment de renversement provoqué par une force égal à $Q_{\text{connecteur}}$.

Connecteurs en forme de goujon: ils sont constitués par des goujons cylindriques de diamètre "d" terminés par une tête de hauteur "t" et de diamètre "D"; la hauteur totale étant "h".

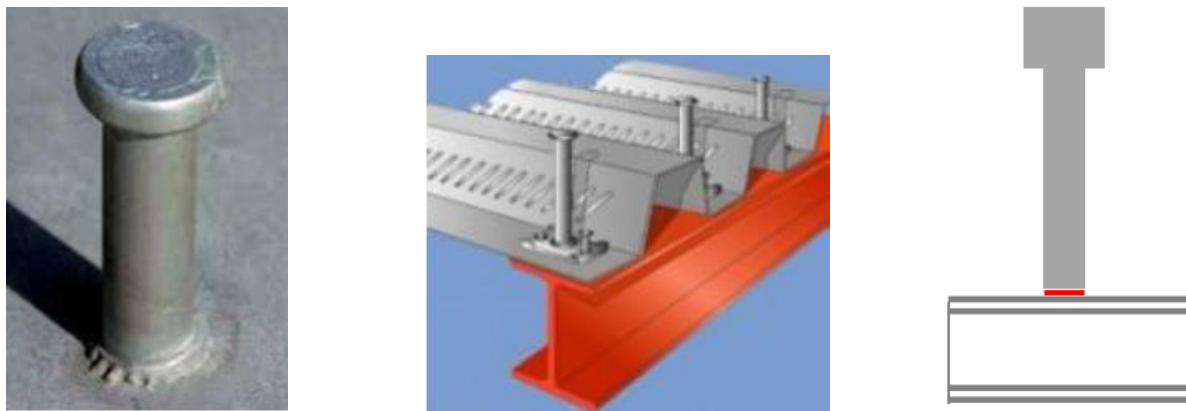


Figure IV-6: Connecteurs en forme de goujon d'un plancher mixte acier-béton:

La résistance admissible Q : $Q = 42.d.\sqrt{D.\sigma_{28}}$ (IV-12)

$$\begin{cases} 1,00\text{cm} \leq d \leq 3,20\text{cm} \\ h \leq 4.d \\ 0,60.d \leq t \leq d \\ 1,2.d \leq D \leq 1,4.d \end{cases} \quad \begin{array}{l} (\text{IV-13a}) \\ (\text{IV-13b}) \\ (\text{IV-13c}) \\ (\text{IV-13d}) \end{array}$$

Chapitre 5 : Bâtiments Industriels

Conception et calcul des pieds de poteaux

1- Introduction:

Le titre général de cette partie fait référence aux Halles, on entend par halle en général une structure basse le plus souvent sans étage englobant un espace libre important. Une halle est destinée à protéger un espace contre les effets des agents atmosphériques qui peuvent être:

- des précipitations sous formes de pluie ou de neige,
- le vent,
- des excès de températures,
- l'humidité,
- des poussières,
- une atmosphère corrosive,

L'espace ainsi protégé peut être utilisé à des fins diverses; telles que:

- exécution d'un travail (atelier),
- stockage des marchandises ou des matériaux,
- sport (piscine, salles omnisport, ...),
- expositions, congrès,
- vente (cas des magasins de grande surface).

Composants principaux d'une halle: nous distinguons entre les éléments de la structure porteuse de la halle et les éléments secondaires:

- a. Structure porteuse: la structure porteuse ou ossature, d'une halle doit transmettre au sol, par l'intermédiaire des fondations, les charges qui la sollicitent et qui sont:
 - le poids propre de la structure porteuse et des éléments secondaires

- les surcharges liées à l'exploitation ou l'utilisation de la halle (stockage, manutention, ...)
 - les surcharges climatiques.
- b. les principaux éléments structurels d'une halle sont:
- Poteaux
 - Cadres
 - Fermes
 - Pannes
 - contreventements.

Système statiques de la structure: Toute structure, qu'elle soit composée de barre en treillis ou de poutre porteuses, démontre un comportement tridimensionnel; il est cependant rare de tenir compte de ce comportement lors du calcul statique. En effet, bien que l'ordinateur nous permet actuellement d'étudier des modèles de calcul de plus en plus compliqués, cette démarche n'est en général pas justifiable, ni nécessaire, dans les cas habituels. Des modèles de calcul simplifiés sont alors suffisants.

La simplification la plus importante, que nous ferons implicitement consiste à discuter les différentes directions porteuse et à étudier indépendamment les unes des autres. Ce procédé est acceptable lorsque les systèmes porteurs sont bien distincts, que ce soit pour les poutres en traverse ou les poutres (fermes) en treillis.

2- Calcul des portiques avec traverse à âme pleine:

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments sont composés de fermes ou de traverses, qui supportent les pannes et de poteaux, qui supportent les fermes. Leur conception technologique est variable en fonction de la portée et du schéma statique retenu pour la structure.

Les portiques à âme pleine peuvent être constitués:

- Soit de profils à inertie constante, généralement des poutres en IPE,
- Soit comporter des renfort au niveau des moments maximaux: jarret aux appuis sur poteaux et clés de faîte en milieu de travée,

- Soit de profils à inertie variable reconstitués soudés PRS.

Les profils à inertie constante, avec renfort dans les zones les plus sollicitées sont les plus couramment utilisés. Cependant, pour les grandes portées, les PRS à inertie variable sont préférable.

Schémas statiques: Les principaux schémas statiques peuvent être regroupés en deux catégories:

- Pieds de poteaux articulés,
- Pieds de poteaux encastrés,

Pieds de poteaux articulés,

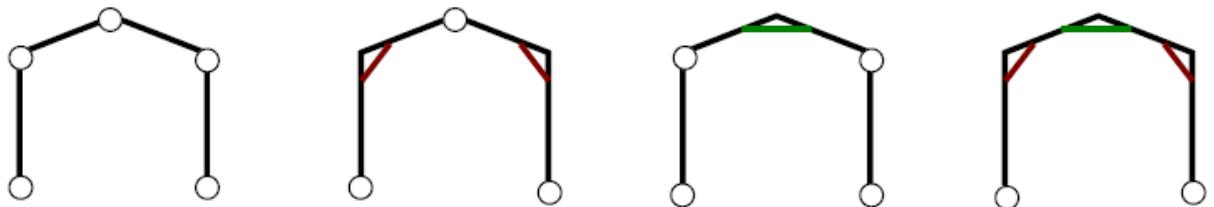


Figure V-1: Portique à pied de poteau articulé

Pieds de poteaux encastrés,

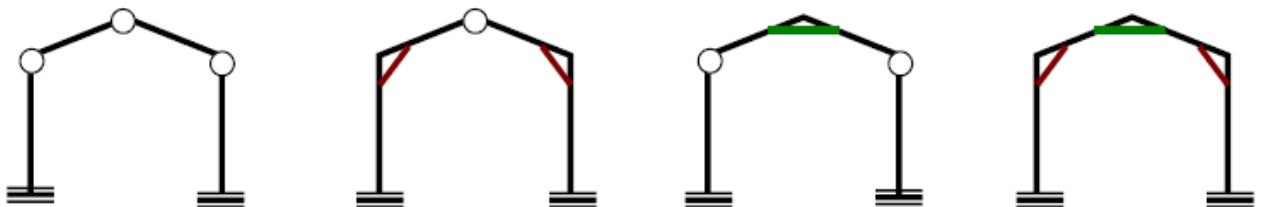


Figure V-2: Portique à pied de poteau encastré

Plus les structures ont un degré d'hyperstaticité élevé, plus elles sont stables, rigides et indéformable.

Calcul des sollicitations: La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires engendrées par les diverses actions:

- Charges permanentes,
- Surcharges d'exploitations,

- Surcharges climatiques de neige et de vent,
- Surcharges climatiques de vent sur longpan; sur pignon et vent de soulèvement,

Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons d'actions les plus défavorables pour déterminer les sections des profils des pièces.

Approximations de calculs:

1. efforts du vent sur les versants:

Les sollicitations engendrées par les efforts du vent sur les versants sont très faibles en comparaison des sollicitations dues au vent sur les façades, elles sont donc négligées dans les calculs,

2. efforts du vent au soulèvement:

Les efforts dus vent intérieur agissent perpendiculairement aux versants de la toiture, par simplification on admet que ces efforts sont dirigés verticalement,

3. effort transmis par les pannes:

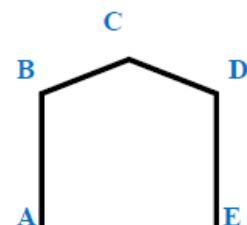
Les efforts transmis par les pannes aux traverses, sont des efforts ponctuels, qui sont convertis en charges uniformément réparties,

Dimensionnement de la traverse en résistance à la flexion:

A partir des formules de la résistance des matériaux, on calcule les moments résultants correspondants aux combinaisons d'actions les plus défavorables et on déduit les inerties minimales des profils utilisés en traverses.

Il s'agit de déterminer:

- les combinaisons d'actions les plus défavorables des charges permanentes et des surcharges (exploitation et climatiques),
- les réactions d'appuis: H_A, V_A et H_E, V_E
- les moments maximaux: M_B, M_C et M_D



Vérification de la flèche de la traverse :

Le calcul de la flèche est réalisé au faîte de la traverse, en point C , sous l'action combinée des charges verticales non pondérées.

Vérification de la traverse au déversement :

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser sous moment positif car elle est immobilisée latéralement (bloquer) par les pannes). En revanche la semelle inférieure peut déverser sous moment négatif dû au vent (soulèvement de la toiture). Donc, il faut s'assurer de la stabilité de la traverse au déversement sous moments négatifs.

Dimensionnement des poteaux au flambement: Les poteaux des portiques sont sollicités:

- à la flexion sous moment M_B et à la compression simple sous moment N_t dans le plan des portiques,
- à la compression simple N dans le plan des long-pans,

Il y a lieu de vérifier les poteaux, dans le premier cas au flambement - flexion et dans le deuxième cas au flambement simple.

Dimensionnement des renforts de traverse:

- Jarret: La section retenue pour les traverses est généralement déterminée par le moment au faîte M_c , cette section est insuffisante pour reprendre le moment M_B à l'appui ($M_B > M_c$). Il convient donc de renforcer la traverse au niveau de l'encastrement avec les poteaux au moyen de jarret.
- Clés de faîte: Les clés de faîte sont donc adoptées lorsqu'un profil de traverse s'avère insuffisant pour reprendre le moment M_c . Plutôt que d'adopter le profil immédiatement supérieur, il est plus économique de conserver le profil initialement envisagé et de le renforcer localement dans la zone médiane par adjonction d'une clé de faîte qui apportera le complément d'inertie nécessaire.

Vérification des déplacements en tête de poteaux:

Comme il est nécessaire de vérifier les conditions de flèche pour les traverses, il est aussi nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux, afin de prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

Les déplacements en tête des poteaux sont à vérifier sous deux cas de charges possibles non pondérées : $G + \text{Neige}$ et $G + \text{Vent}$



Figure V-3: Déplacement en tête des poteaux

$$\text{Il convient donc de vérifier: } \frac{\Delta}{h} \leq \frac{1}{300}$$

3- Fermes en treillis:

Caractéristique des fermes:

On désigne par ferme une construction en treillis qui travaille généralement à la flexion. A la différence d'une poutre, la ferme est constituée d'un certain nombre de barres droites isolées qui réunies par des nœuds (qui sont en principe des articulations), forment un système géométriquement indéformables, chargé uniquement dans ses nœuds. Les efforts de la ferme ne subissent que des efforts axiaux (traction ou compression).

Les applications des fermes sont très souvent variées, on les classe suivant différents critères:

- les fermes des ponts,
- les fermes de toiture,
- les fermes des grues,
- les appuis des lignes de transport d'énergie électrique.

Types des fermes de toiture:

Les fermes de toiture servent à supporter les constructions de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celles-ci. Le rôle fondamental de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries, dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur des poteaux en acier ou en béton armé.

Les fermes ont des treillis de formes variées:

- a. Fermes à membrures parallèles où Poutre à treillis,
- b. Ferme à simple versant,
- c. Ferme trapézoïdale,
- d. Ferme triangulées,

Les éléments constitutifs d'une ferme sont généralement des cornières jumelées pour éviter toute dissymétrie.

Détermination des efforts dans les barres:

Les fermes sont calculées pour résister aux charges concentrées aux nœuds, qui sont:

- Charge permanente,
- Surcharges d'exploitation et climatiques,

Pour calculer une ferme, on admet que les barres sont articulées aux nœuds. Dans ce contexte le calcul consiste à déterminer:

- Les réactions d'appui,
- Les efforts dans les barres,

On procède au calcul des efforts dans les barres du treillis par l'une des trois méthodes; à savoir:

1. Méthodes d'isolement des nœuds,
2. Méthode des sections "Ritter",
3. Méthode graphique de Grémona.

Après avoir calculer les efforts dans les barres, on peut déterminer facilement leur section, en vérifier tout simplement les sections vis à vis de la traction ou la compression.

Méthodes d'isolement des nœuds:

Ayant à la base l'équilibre d'un point matériel, après qu'on trouve les forces de liaison (les réactions), on prend chaque nœud séparément et on le considère comme un point matériel soumis à l'action des forces concourantes, pour chaque nœud; on peut écrire deux équations d'équilibre statique $\sum f_x = 0$ et $\sum f_y = 0$.

Le calcul se fait de la façon suivante:

- Au début, on calcul les réactions d'appuis,
- Il est nécessaire de commencer avec le nœud ayant seulement deux inconnues, et on va continuer avec les nœuds qui restent avec deux inconnues chaque fois,
- La méthode de résolution est très simple mais elle demande une attention particulière car une erreur faite quelque part se perturbera jusqu'à la fin les calculs.

Méthode des sections "Ritter".

Cette méthode consiste à pratiquer une coupure ne rencontrant que trois barres et séparant l'ouvrage en deux parties; pour trouver l'effort dans une de ces barres, on écrit l'équation d'équilibre de la rotation de l'une des parties, autour du point d'intersection des deux autres barres.

4- Conception et calcul des pieds de poteaux

Calcul des platines et des ancrages en pied de poteaux:

Platines appuis des poteaux:

Pression sur les massifs de fondation: La pression exercée sur le matériau de fondation (le béton) par l'arrête la plus chargée de la plaque d'assise ne doit pas dépasser la contrainte admissible de ce matériau. Si on prend le béton comme matériau de fondation, on peut se baser sur les valeurs admissibles suivantes:

Dosage en ciment (kg/m^3)	250	300	350	400
Pression admissible (kg/cm^2)	45	57	67.5	75

Plaque d'assise:

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes au contour des poteaux, telles que les lignes 1-1 et 2-2.

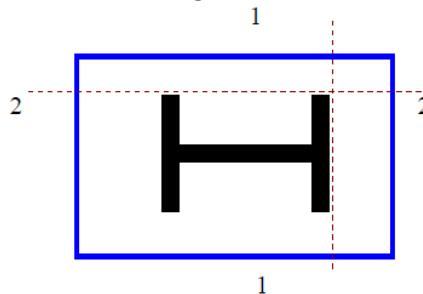


Figure V-4: Plaque d'assise en pied de poteau

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors calculer comme des poutres en console, 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 des fondations entre cette section et le bord libre de la platine.

Etapes de calcul :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation,
- Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage,
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.

Pied de poteau articulé :

- Surface de la platine: elle est déterminée par la condition: $\sigma = \frac{N}{a.b} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (V-1)

- Epaisseur de la platine: l'effort à droite de la ligne 1-1 est: $F = \sigma.b.u$ (V-2)

Le moment correspond a pour valeur: $M = F \frac{u}{2} = \sigma.b.\frac{u^2}{2}$ (V-3)

le moment élastique de la platine est: $M_e = w_e \cdot \sigma_e$ (V-4)

$$\text{avec: } w_e = \frac{b \cdot t^2}{6} \quad (V-5)$$

il faut donc vérifier que:

$$M \leq M_e \Rightarrow \sigma \cdot b \cdot \frac{u^2}{2} \leq \frac{b \cdot t^2}{6} \sigma_e \quad (V-6)$$

$$\Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{\sigma_e}} \quad (V-7)$$

si t est fixé, le problème sera de vérifier la contrainte de flexion σ au droit de la ligne de pliage:

$$\sigma \leq \frac{\sigma_e}{3} \left(\frac{t}{u} \right)^2 \quad (V-8)$$

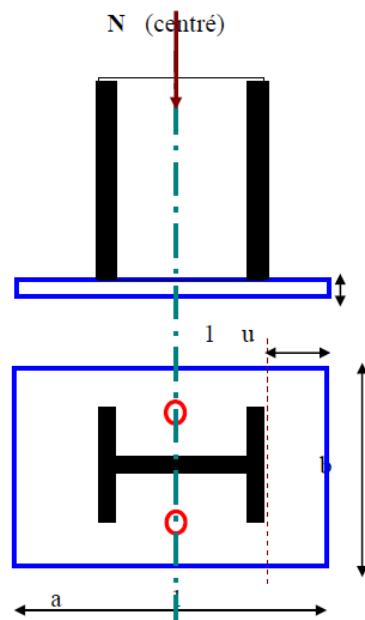


Figure V-5: Pied de poteau articulé

Pied de poteau encastré :

Dans ce cas le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de $e = \frac{M}{N}$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort N sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort N est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire:

- Effort de compression sollicitant les boulons de gauche: $T = A \cdot \sigma_a$
- Effort de compression sollicitant le béton sous la platine: $C = 0.5 \cdot (b \cdot h' \cdot \sigma_b)$
- Si n est le coefficient d'équivalence acier béton ($n = E_a / E_b$)

$$\Rightarrow E_a = n \cdot E_b \quad \text{et} \quad \sigma_a = n \cdot \sigma_b \frac{h - h'}{h'} \quad (V-9)$$

Ecrivons l'équilibre des forces: $N + T = C$ et celui des moments:

$$C(h - \frac{h'}{3}) = N \cdot l = (C - T)l \quad (V-10)$$

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, en faisant $n = 15$

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0 \quad (V-11)$$

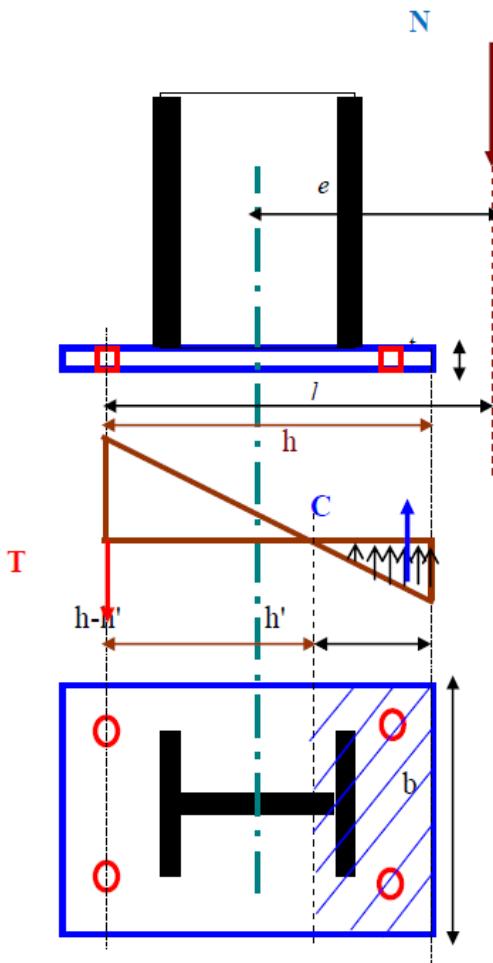


Figure V-6: Pied de poteau encastré

La résolution permet d'obtenir h' ; et par la suite de vérifier σ_a et σ_b :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{h - \frac{h'}{3}} \leq \sigma_e \quad \sigma_b = \frac{2.N.l}{b.h'(h - \frac{h'}{3})} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (V-12)$$

Les ancrages: La section des boulons d'ancrage est déterminée suivant la relation pour

$$\text{les efforts de traction: } 1.25 \frac{N}{A} \leq \sigma_e \quad (V-13)$$

Les efforts transversaux doivent être transmis au massif de fondation directement par la plaque d'assise. En cas d'ancrage des boulons dans le béton armé, on doit vérifier la résistance de la liaison acier - béton. ; Soit ϕ le diamètre du boulon.

On peut déterminer l'effort normal de traction N admissible par scellement:

1. Cas d'une tige lisse de diamètre ϕ comportant une partie droite de longueur l_1 prolongée par un croche à 180° de rayon r puis par une nouvelle partie droite de longueur l_2 ; satisfaisante à $l_1 \geq r \geq l_2$:

$$N = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \quad (\text{V-14})$$

g_c : représente le dosage en ciment du béton [kg/m^3]

$$r = 3\phi; \quad l_2 = 2\phi; \quad l_1 = 20\phi \quad (\text{V-15})$$

2. Cas d'une tige droite de diamètre ϕ et de longueur l terminée par une plaque d'ancrage circulaire de rayon r et d'épaisseur suffisante:

$$\text{- } L \leq d_1: \Rightarrow N = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi \cdot l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} + \frac{2g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) \quad (\text{V-16})$$

$$\text{- } L > d_1: \Rightarrow N = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi \cdot l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} + \frac{2g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{d_1}\right) \quad (\text{V-17})$$

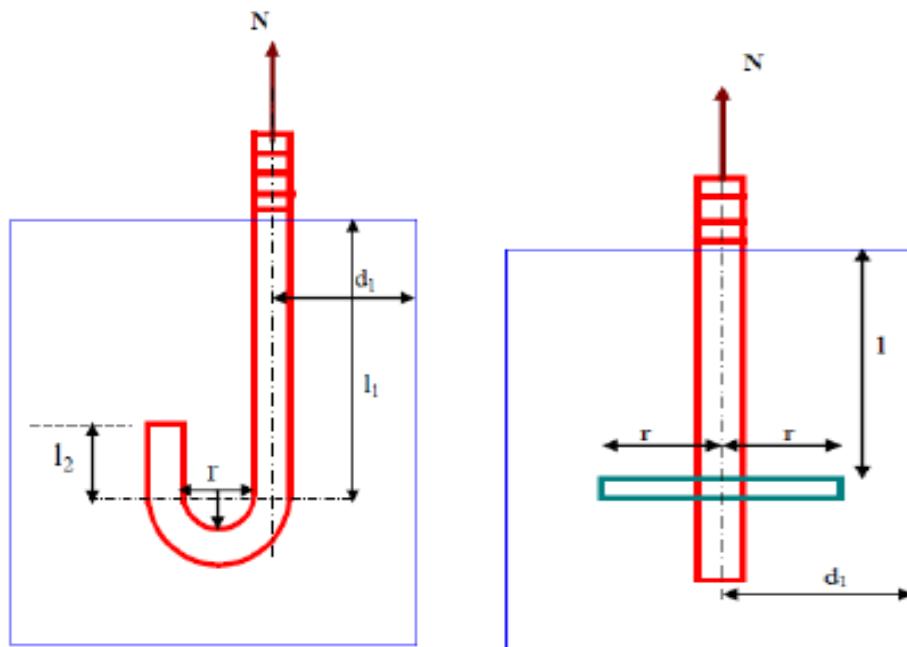


Figure V-7: Tiges d'ancrage en pied de poteau

Chapitre 6: Ouvrages en charpente métallique: Bâtiment élevés

1) Introduction:

La distinction entre les bâtiments et les bâtiments élevés, mis à part leurs formes, réside principalement dans le genre de sollicitations de la structure porteuse. En effet, plus le bâtiment est élevée, plus les efforts horizontaux prennent de l'importance du point de vue des sollicitations dynamiques de la structure, il est donc essentiel de tenir compte des actions dynamiques du vent et des séismes dans les constructions élevées.

Une caractéristique des bâtiments à ossature métallique est la séparation des fonctions: l'ossature métallique constitue la structure porteuse et les cloisons non porteuses telles que les façades ou les parois intérieures compartimentent la surface utile.

Désignation des éléments structuraux: la structure porteuse se compose de trois éléments qui transmettent les charges des planchers aux fondations:

- Colonne : éléments verticaux sollicités principalement par le poids propre des planchers et leurs charges,
- Les filets ou sommiers : poutres principales appuyées sur les colonnes ou les murs et sollicitées par les solives,
- Les solives: poutrelles appuyées sur les filets et sollicitées par le poids propre de la dalle et les charges,
- Les poutres bandeaux: sont des solives ou des poutres de façade,

A fin de transmettre les efforts horizontaux aux fondations et d'assurer la stabilité de l'ouvrage tant en service qu'au stade de montage, il est indispensable de contreventer la structure.

Problèmes particuliers aux bâtiments élevés: L'ingénieur constructeur doit tenir compte lors de la conception de ce genre de construction:

- Lors du dimensionnement de la structure porteuse, il est nécessaire de tenir compte des actions dynamiques du vent et des séismes,
- Il faut limiter les flèches horizontales du bâtiment afin d'éviter toute incompatibilité des éléments non structuraux avec les éléments structuraux,
- Les mouvements des bâtiments provoqués par le vent doivent rester dans le domaine du confort pour les occupants,
- Les phénomènes de dilatation ou dus aux différences de température doivent être considérés lorsqu'ils ont une influence sur la structure porteuse,
- Le déplacement vertical des personnes nécessite une étude particulière du système d'ascenseurs,
- Il faut tenir compte les charges des installations techniques,
- La protection des personnes en cas d'incendie doit être prise en considération,

2) Charges:

Les charges à prendre en considération sont:

1. poids propre des divers éléments de l'ouvrage ainsi que les autres charges permanentes seront déterminées sur la dimension réelle et des conditions de charge,
2. les surcharges d'exploitations,
3. le vent, la prise en compte des efforts horizontaux est essentielle pour le dimensionnement de la structure porteuse des bâtiments, un autre point dont l'importance peut être considérables dans le cas des bâtiments élevés est l'influence des constructions environnantes sur celle étudiée. Par exemple lorsque deux constructions de grande hauteur se trouvent à proximité l'une de l'autre, les tourbillons provoqués par la première créent une agitation importante autour de la deuxième (l'étude de ce phénomène particulier nécessite des essais sur modèle réduit),
4. les séismes qui se manifestent par des vibrations du sol, ces vibrations imposent des mouvements horizontaux et verticaux aux fondations des ouvrages; les

constructions du fait de leur masse s'opposent à ces mouvements par des forces d'inertie proportionnelles à l'accélération de ces mouvements; l'apparition de ces forces d'inertie provoque des efforts dans la structure.

3) Systèmes statiques:

Un système statique doit être stable tant en service qu'au montage. Il faut porter une attention particulière à la transmission des charges horizontales qui sont du même ordre de grandeur que les charges verticales dans bâtiments élevés, il est souvent nécessaire de prévoir des contreventements capables de transmettre les charges horizontales provenant des actions du vent et des séismes aux fondations et d'assurer la stabilité de l'ensemble du bâtiment.

Systèmes articulés: dans ces systèmes, la liaison entre les colonnes et les filets est une articulation, la structure est donc soit statiquement instable soit très déformable.

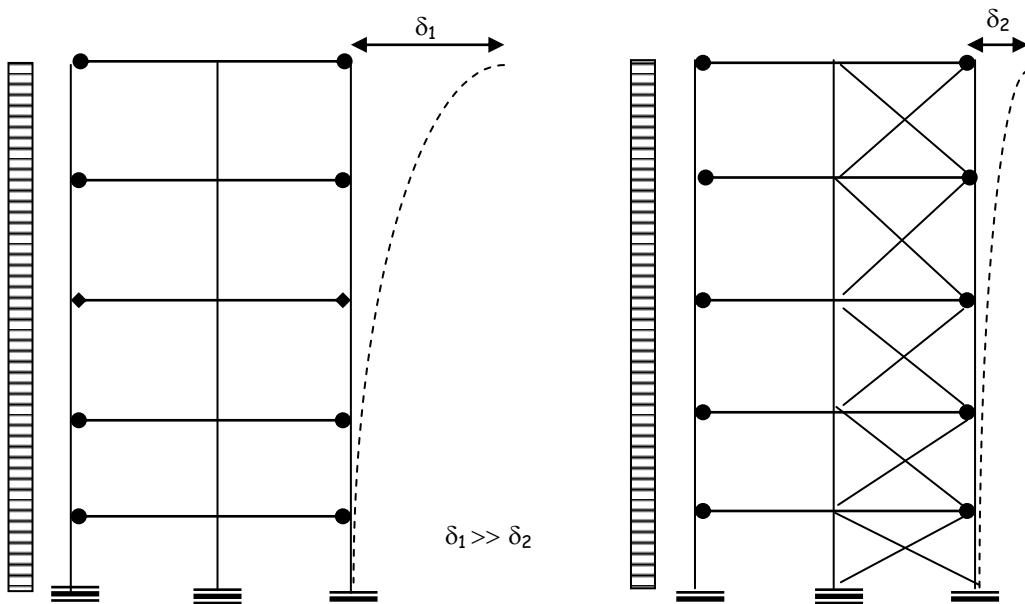


Figure VI-1: Systèmes articulés

Donc des contreventements verticaux sont absolument nécessaires, deux variantes sont possibles pour la réalisation d'une structure basée sur ce système statique:

- Les colonnes sont continues et les filets sont articulés,

- Les filets sont continus et les colonnes sont interrompues à chaque niveau,

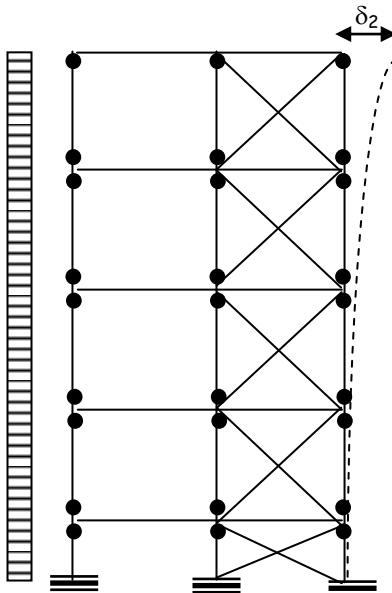


Figure VI-2: Systèmes articulés :
Poutres continus

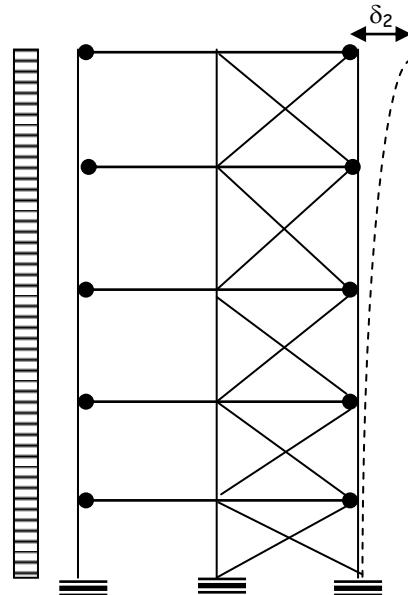


Figure VI-3: Systèmes articulés :
Poteaux continus

Parmi les avantages des systèmes articulés et contreventés; nous citons:

- Les nœuds sont de conception et de réalisation simple,
- Le montage de l'ossature métallique sur le chantier est rapide,
- Les colonnes sont sollicitées essentiellement par des charges centrées et les moments qui proviennent de l'excentricité des points d'appuis des filets sur les colonnes sont faibles,
- La longueur de flambement est inférieur ou égale à la hauteur d'étage car les contreventements empêchent le déplacement des nœuds ceci est donc avantageux pour le dimensionnement des colonnes à la stabilité.

Reprise des efforts horizontaux:

Lorsque le bâtiment est terminé, les dalles des planchers jouent le rôle de contreventements horizontaux et transmettent les efforts du vent et des séismes aux contreventements verticaux, ceux-ci reprennent ces efforts et les amènent aux fondations, donc pour les systèmes statiques articulés les contreventements verticaux sont indispensables. Il n'est pas nécessaire de contreventer tous les cadres les dalles

les solidarisent entre eux, le nombre de contreventement verticaux que l'on prévoit pour stabiliser un bâtiment dépend essentiellement de l'ouvrage.

Systèmes cadres:

a) **cadres non contreventés:** le bâtiment est constitué d'une série de cadres plans formés de colonnes et de filets liés rigidement aux cadres, nous avons une structure auto stable du type cadre spatial où les liaisons sont rigides dans toutes les directions, un tel système ne nécessite en principe pas de contreventement (tous les nœuds transmettent un moment dans les trois directions).

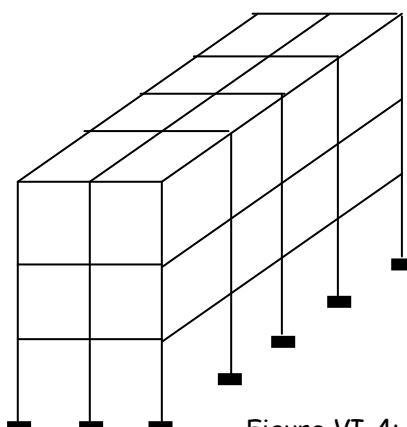


Figure VI-4: Cadre Spatial : Système autostable

Par contre un bâtiment formé de cadres transversaux stables, liés longitudinalement par des solives articulées, doit être contreventé dans le sens longitudinal.

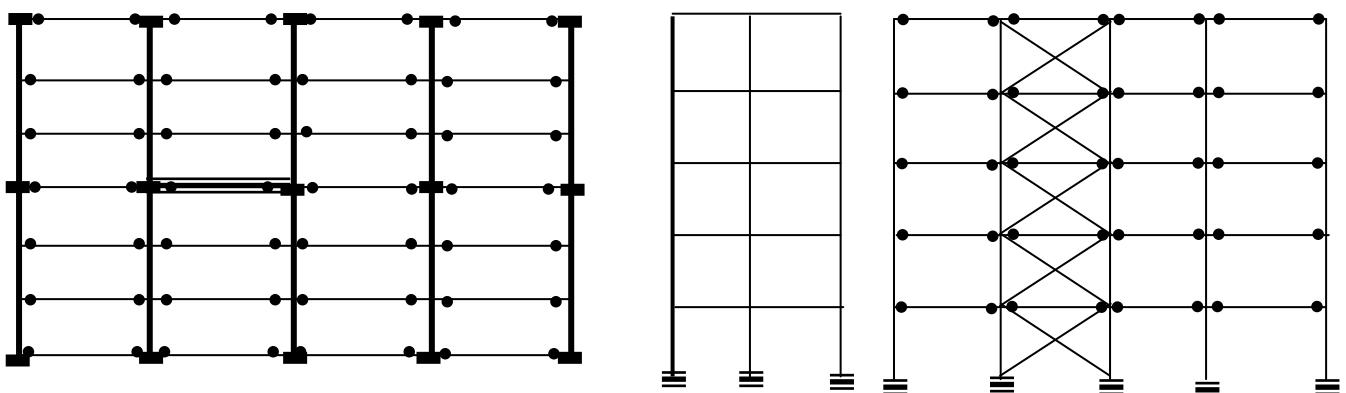


Figure VI-5: Cadres transversaux stables liés longitudinalement par des solives articulées,

Parmi les avantages des cadres plans et d'un cadre spatial:

- Une grande hyperstaticité du système statique transversal ce qui permet une redistribution des efforts, un gain sur les dimensions des filets et une plus grande sécurité en cas d'incendie,
- Un calcul plastique qui permet de tenir compte de la redistribution des moments et d'augmenter encore l'économie de la structure porteuse,

b) cadres contreventés: Dans le cas de bâtiments élevés dont la structure porteuse est formée de cadres transversaux stables, le dimensionnement des cadres à la déformation horizontale nécessite souvent un surdimensionnement des colonnes et des filets par rapport au critère de résistance, il est donc économique de contreventer certains ou tous les cadres transversaux.

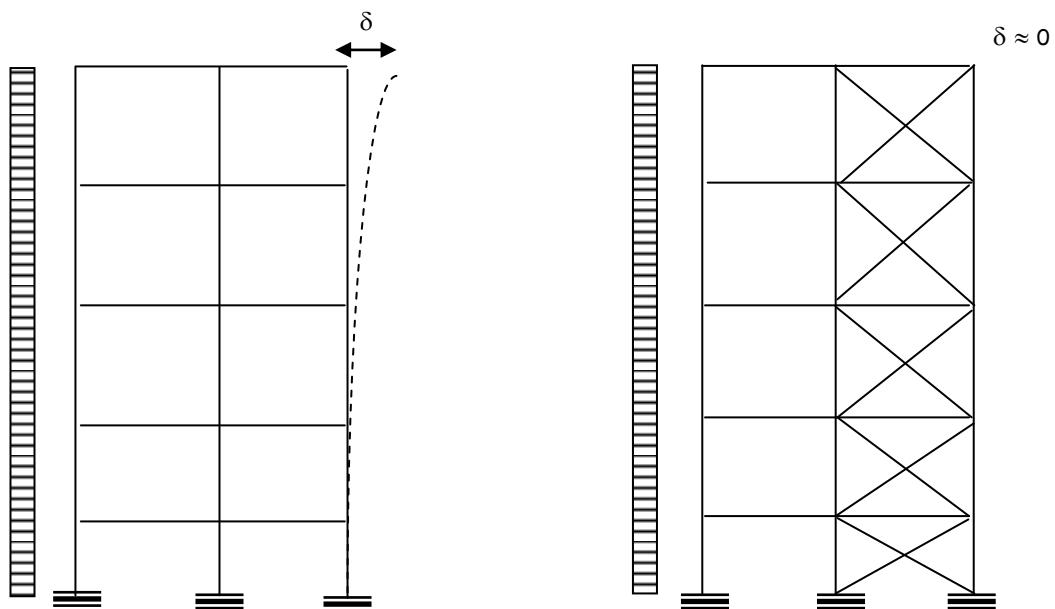


Figure VI-6: Système cadres contreventés

Les charges verticales, comme pour le système articulé, sont reprises par les solives, filets et colonnes; les charges horizontales sont transmises par les contreventements aux fondations. Dans le cas de cadre à nœuds rigides, il existe une transmission des moments de flexion depuis les filets aux colonnes qui sont donc sollicités aussi bien en compression qu'en flexion.

Systèmes à noyau central:

Dans certains immeubles, pour des raisons architecturales (esthétique) ou fonctionnelles (liberté d'arrangement des murs ou cloisons intérieures), on concentre les contreventements autour des parties fixes du bâtiment (cage d'escalier, ascenseurs ou sanitaire). Cet ensemble de contreventement crée un élément très rigides au milieu du bâtiment, capable de reprendre les forces horizontales dues au vent et aux séismes et les transmettre aux fondations: cet élément est appelé le noyau.

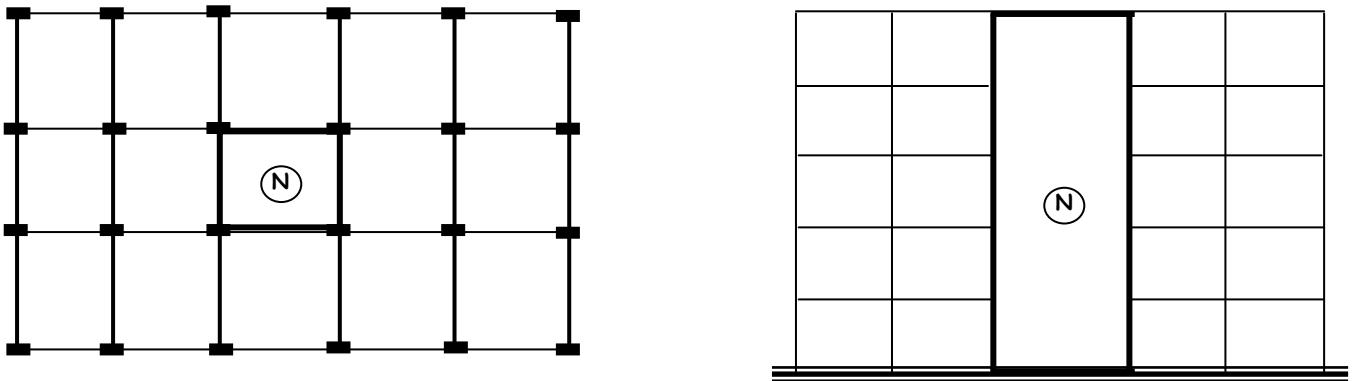


Figure VI-7: Système à noyau central

Les efforts horizontaux sont transmis au noyau par les dalles rigides, le noyau est donc fortement sollicité à la flexion et à la torsion simultanément.

Les noyaux peuvent être de différents types tel que:

- Structure métallique avec habillage en maçonnerie; ces types de noyau peuvent être conçus comme des cadres rigides à étages multiples,
- Structure en béton armé,
- Structure mixte acier et béton armé,

Structure tube: Les efforts horizontaux qui agissent sur les bâtiments élevés sont importants, pour le calcul de ces constructions de grande hauteur sous l'action du vent ou des séismes, on adopte comme système statique celui d'une poutre encastrée dans le sol. On utilise l'enveloppe extérieur en plus du noyau central pour la reprise des sollicitations horizontales, le système structural consiste alors en une

grande poutre réticulée et encastrée dans le sol qu'on appelle "structure tube", des constructions pouvant atteindre 400m de hauteur ont été réalisées selon cette conception, le fait que les colonnes soient concentrées dans le noyau et sur les façades extérieurs offre une liberté totale pour l'aménagement des surfaces habitables.

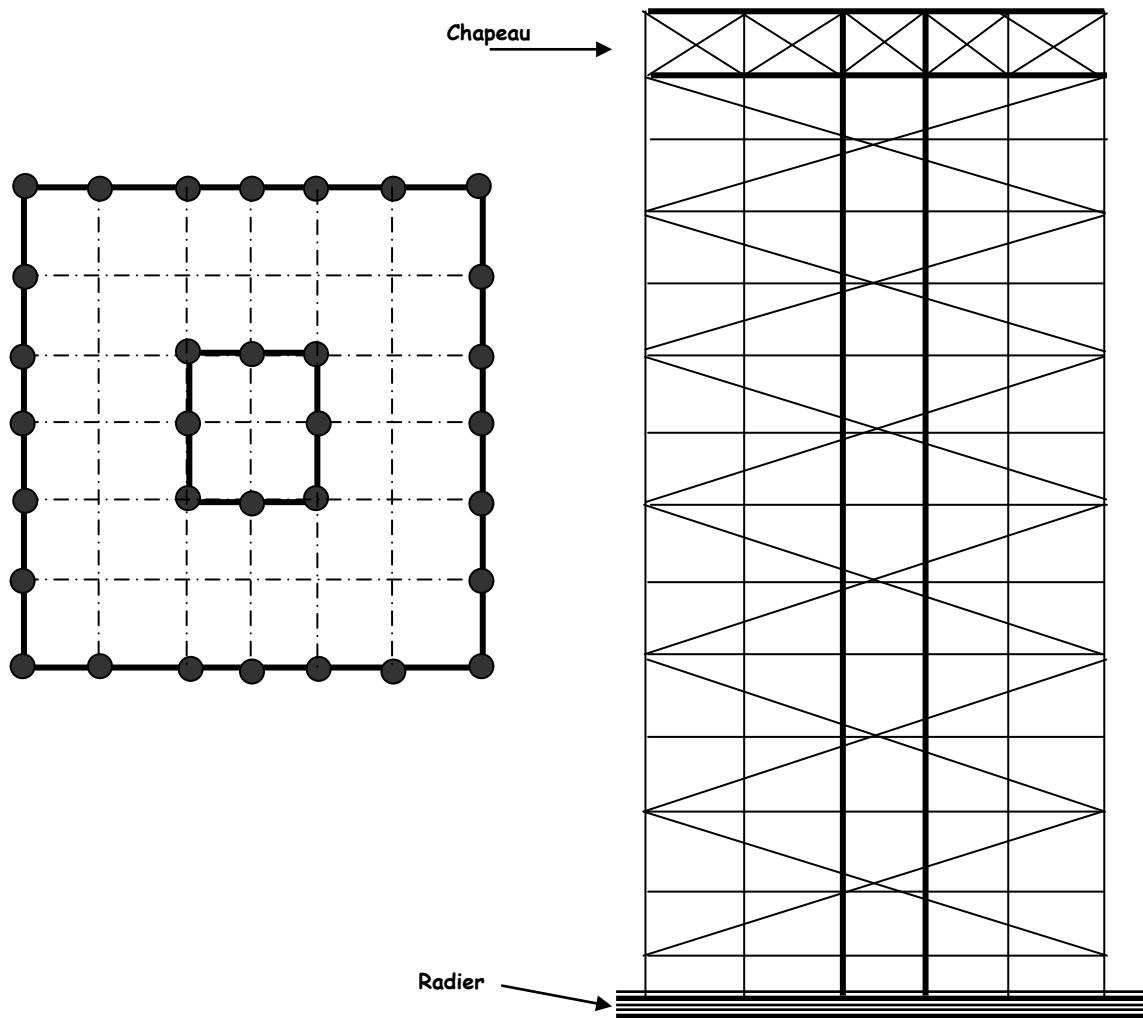


Figure VI-8: Structure tube

Le dimensionnement de telles structures spatiales exige l'emploi d'un ordinateur de grande capacité et des essais sur modèle en ce qui concerne les effets du vent et des séismes.

Dans ce type de structure, on constate que la participation des ailes du tube à la flexion de l'ensemble n'est pas uniforme. La rigidité des faces du bâtiment est

obtenue en contreventant celles-ci à l'aide de grandes diagonales. En ce qui concerne les flèches horizontales au sommet des bâtiments tours, on utilise un moyen très efficaces de les réduire: il s'agit de faire participer les colonnes extérieures du sommet du bâtiment à la rigidité d'ensemble en les reliant à la tête du noyau au moyen d'un système de poutres à treillis appelé "chapeau", il est également possible de réaliser cette liaison rigide entre le noyau et l'enveloppe extérieure à un ou plusieurs niveaux intermédiaires de la constructions.

Systèmes de bâtiment suspendus: Ce type de bâtiment est constitué par un noyau central en béton sur lequel est appuyé le chapeau qui représente une structure extrêmement rigide. Les planchers sont suspendu au chapeau à l'aide de tirants, ces tirants étant sollicités en traction sont de dimensions très réduites et peuvent être conçus suivant une géométrie très élancée, on utilise en général des barres pleines ou des câbles.

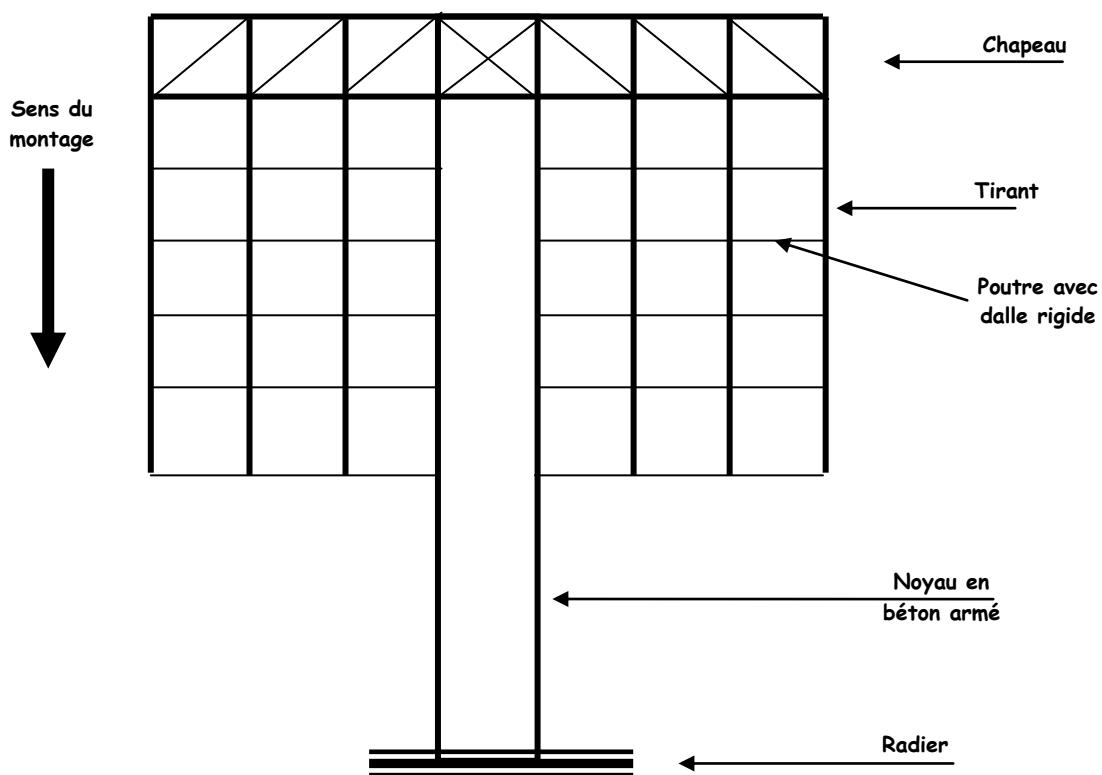


Figure VI-9: Systèmes de bâtiment suspendus

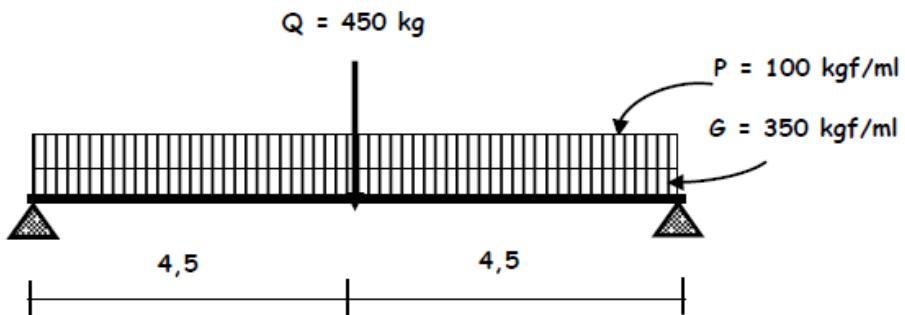
Le poids propre et la charge des planchers sont transmis par les tirants au chapeau, celui-ci charge le noyau central, la construction commence par le bétonnage du noyau puis le montage du chapeau métallique au sommet du noyau, les autres éléments de la charpente sont suspendus depuis le sommet vers le bas.

Exercices avec solutions

Exercice 01 :

Soit une poutre d'un plancher de 9,00m de longueur constitué par un profil IPE 400 en acier E24 d'un bâtiment industriel ci-dessous représentée, chargée au niveau de la semelle supérieur par:

- une charge permanente uniformément répartie de 350 kgf/ml,
- une surcharge d'exploitation uniformément répartie de 100 kgf/ml,
- une charge permanente concentrée à mi - longueur de 450 kgf.



On demande de:

1. Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion et de cisaillement de la poutre?
2. Vérifier la déformation de la poutre (flèche en section centrale)?
3. Vérifier la stabilité au déversement de la poutre?

Correction de l'exercice 01:

1- Vérification de l'admissibilité des contraintes de flexion et de cisaillement de la poutre.

Calcul des moments et des contraintes de flexion:

$$\text{Charge répartie: } q_1 = \frac{4}{3}(G + P_p) + \frac{3}{2}P = 705,06 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow M_1 = \frac{q_1 l^2}{8} = 7138,73 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma_{f1} = \frac{M_1}{w_x} = 6,151 \text{ kg/mm}^2$$

Charge concentrée: $q_2 = \frac{4}{3}Q = 600,00 \text{ kg/ml}$

$$\rightarrow M_2 = \frac{q_2 l}{4} = 1350,00 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma_{f2} = \frac{M_2}{w_x} = 1,167 \text{ kg/mm}^2$$

$\sigma_f = \sigma_{f1} + \sigma_{f2} = 7,317 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e \Rightarrow$ Les contraintes de flexion sont satisfaites.

Calcul des efforts tranchants et des contraintes de cisaillement:

$$T = T_1 + T_2 = \frac{q_1 l}{2} + \frac{q_2}{2} = 3172,77 + 300 = 3472,77 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{T}{A} = \frac{3472,77}{84,50 \times 10^2} = 0,411 \text{ kg/mm}^2$$

$$1,54\tau = 1,54 \times 0,411 = 0,633 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

\Rightarrow Les contraintes de cisaillement sont satisfaites.

1. Vérification de la déformation de la poutre (flèche en section centrale).

$$\text{Charge répartie: } q_{1np} = G + P_p + P = 516,30 \text{ kg/ml} \rightarrow f_1 = \frac{5}{384} \frac{q_{1np} J^4}{E I_x} = 9,05 \text{ mm}$$

$$\text{Charge concentrée: } q_{2np} = Q = 450 \text{ kg} \rightarrow f_2 = \frac{1}{48} \frac{q_{2np} J^3}{E I_x} = 1,402 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 10,45 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La poutre est stable.}$$

2. Vérification de la stabilité au déversement de la poutre:

Calcul de contrainte de non déversement:

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

Calcul des coefficients D, C et B:

$$\text{Calcul de l'inertie de torsion: } J = 1,25 \cdot \sum \frac{b \cdot e^3}{3} = 46,79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Coefficient D: } D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} = 1,95$$

Coefficient C: - Charge répartie: $C_1 = 1,132 \rightarrow \sigma_{f1} = 6,154 \text{ kg/mm}^2$

- Charge concentrée: $C_2 = 1,365 \rightarrow \sigma_{f2} = 1,167 \text{ kg/mm}^2$

Le coefficient "C" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{C} = \frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2} \rightarrow C = \frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{\frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2}} = 1,163$$

Coefficient β : - Charge répartie: $\beta_1=1,00 \rightarrow \sigma_{f1} = 6,154 \text{ kg/mm}^2$

- Charge concentrée: $\beta_2=1,00 \rightarrow \sigma_{f2} = 1,167 \text{ kg/mm}^2$

Le coefficient "B" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\beta_1(\sigma_{f1} + \sigma_{f2}) = \beta_1 \cdot \sigma_{f1} + \beta_2 \cdot \sigma_{f2} \rightarrow \beta = 1,00$$

Coefficient B: charge appliquée au niveau de la semelle supérieure:

$$B = \sqrt{1 + (0,405 \frac{\beta \cdot C}{D})^2} - 0,405 \frac{\beta \cdot C}{D} = 0,787$$

Contrainte de non déversement:

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C = 3,903 \text{ g/mm}^2 \leq \sigma_e$$

$\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ Il y aura un risque de déversement, on doit effectuer les opérations suivantes:

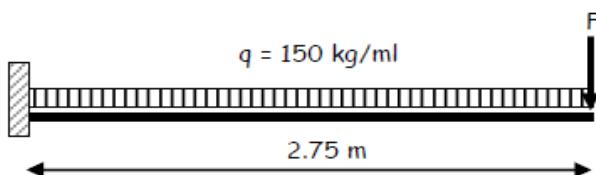
$$\text{Détermination de l'élancement } \lambda_0: \lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 180,58$$

\Rightarrow à partir des abaques on détermine le coefficient $k_0: k_0=5,20$

\Rightarrow puis on détermine un coefficient de déversement $k_d: k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 3,089$

On vérifie: $k_d \cdot \sigma_f = 22,602 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e \Rightarrow$ La poutre est stable vis-à-vis du déversement.

Exercice 02: Soit une poutre console en profil IPE 200 de longueur 2,75 m d'une structure métallique en acier E24 d'un plancher de bâtiment industriel (figure ci-dessous), chargée au niveau de la semelle supérieure par:



une charge permanente uniformément répartie $q=150\text{kg}/\text{ml}$

une surcharge d'exploitation concentrée $F=1,25Q$.

Sachant que $Q=175\text{ kg}$, on demande de:

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion de la poutre ?
- Calculer et vérifier la déformée (flèche) de la poutre ?
- Vérifier la stabilité au déversement de la poutre ?

Correction de l'exercice 02:

1-Vérification des contraintes de flexion et de cisaillement de la poutre

Calcul des contraintes de flexion:

$$\text{Charge répartie: } q_1 = \frac{4}{3}(q + P_p) = 229,86\text{kg}/\text{ml} \rightarrow M_{f1} = \frac{q_1 l^2}{2} \rightarrow \sigma_{f1} = \frac{q_1 l^2}{2w_x} = 4,48\text{kg}/\text{mm}^2$$

$$\text{Charge concentrée: } q_2 = \frac{3}{2}F = 328,125\text{kg} \rightarrow M_{f2} = q_2 l \rightarrow \sigma_{f2} = \frac{q_2 l}{w_x} = 4,65\text{kg}/\text{mm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_f = \sigma_{f1} + \sigma_{f2} = 9,13\text{kg}/\text{mm}^2 \leq \sigma_2 \Rightarrow$ les conditions de résistance en flexion sont satisfaites.

2-Vérification des déformations:

$$\text{Charge répartie: } q_{1np} = G + P_p = 172,40\text{kg}/\text{ml} \rightarrow f_1 = \frac{q_{1np} l^4}{8EJ_x} = 3,02\text{mm}$$

$$\text{Charge concentrée: } q_{2np} = F = 218,75\text{kg} \rightarrow f_2 = \frac{2q_{2np} l^3}{6EJ_x} = 3,716\text{mm}$$

$f = f_1 + f_2 = 6,73\text{mm} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{2750}{300} = 9,16\text{mm} \Rightarrow$ La poutre console est stable.

3. Vérification de la stabilité au déversement de la poutre: "Fibre neutre"

$$\text{Calcul de contrainte de non déversement: } \sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C$$

Calcul des coefficients D, C et B:

$$\text{Inertie de torsion: } J = 1,25 \cdot \sum \frac{b \cdot e^3}{3} = 6,456 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \text{Coefficient D: } D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} = 2,522$$

$$\text{Coefficient C: Charge répartie: } C_1 = 4,93 \rightarrow \sigma_{f1} = 4,48 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Charge concentrée: } C_2 = 2,77 \rightarrow \sigma_{f2} = 4,65 \text{ kg/mm}^2$$

$$C = \frac{\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{\sigma_{f1}}}{\frac{c1}{c2}} = 3,53$$

$$\text{Coefficient } \beta: \begin{aligned} - \text{ Charge répartie: } \beta_1 &= 1,00 \rightarrow \sigma_{f1} = 4,48 \text{ kg/mm}^2 \\ - \text{ Charge concentrée: } \beta_2 &= 1,00 \rightarrow \sigma_{f2} = 4,65 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

Le coefficient "β" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\beta \cdot (\sigma_{f1} + \sigma_{f2}) = \beta_1 \cdot \sigma_{f1} + \beta_2 \cdot \sigma_{f2} \rightarrow \beta = 1,00$$

Coefficient B: charge appliquée au niveau de la semelle supérieure:

$$B = \sqrt{1 + (0,405 \frac{\beta \cdot C}{D})^2} - 0,405 \frac{\beta \cdot C}{D} = 0,583$$

$$\text{Contrainte de non déversement: } \sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C = 12,10 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

$\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ Il y aura un risque de déversement, on doit effectuer les opérations suivantes:

$$\text{Détermination de l'élancement } \lambda_0: \lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 99,87$$

à partir des abaques on détermine le coefficient k_0 : $k_0 = 1,894$

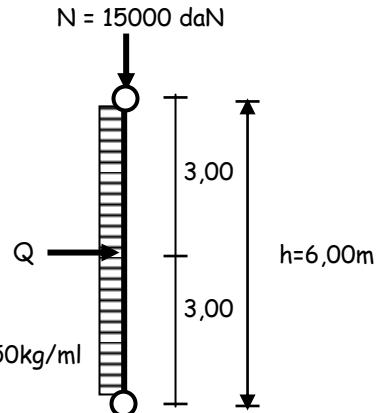
$$\Rightarrow \text{puis on détermine un coefficient de déversement } k_d: k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 1,306$$

$$\text{On vérifie: } k_d \cdot \sigma_f = 1,306 \times 9,13 = 11,925 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

\Rightarrow La poutre est stable vis-à-vis du phénomène de déversement.

Exercice 03:

Soit un poteau de 6,00 m de hauteur constitué par un profil HEB 160 en Acier E24 (figure 2), articulé en pied et en tête, sollicité en compression par un effort normal pondéré $N = 15000$ daN et chargé de l'extrémité la plus proche de la longueur de flambement et selon la position la plus stable par une charge permanente horizontale $q_h = 150$ kg/ml uniformément répartie et une surcharge d'exploitation horizontale Q concentrée à mi hauteur.



Sachant que $Q=1200$ kg, on demande de vérifier la stabilité de ce poteau au flambement? et de calculer l'effort maximale Q que peut supporter ce poteau selon la position la plus stable sans se flamber ?

Correction de l'exercice 03:

Il s'agit d'un poteau en HEB 160; articulé en pied et en tête, chargé selon la position la plus stable.

$$l_f = l_0 = 6,00m \Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 148,15 \Rightarrow \text{La contrainte critique } \sigma_k = 9,46kg/mm^2$$

$$\text{La contrainte de compression } \sigma = \frac{N}{A} = 2,76kg/mm^2$$

$$\Rightarrow \text{Le facteur: } \mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = 3,427$$

$$\Rightarrow \text{Coefficient } k_1 \text{ (charge de compression): } k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,14$$

$$\Rightarrow \text{Coefficient } k_{f1} \text{ (charge répartie): } k_{f1} = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,625$$

$$\Rightarrow \text{Coefficient } k_{f2} \text{ (charge concentrée): } k_{f2} = \frac{\mu - 0,18}{\mu - 1,3} = 1,526$$

$$\text{Calcul des moments: cas de la charge répartie: } M_{f1} = \frac{\frac{4}{3}q_hh^2}{8} = 900kg.m$$

$$\text{cas de la charge concentrée: } M_{f_2} = \frac{\frac{3}{2}Qh}{4} = 2700 \text{ kg.m}$$

La vérification de sécurité: $k_1\sigma + k_{f1}\sigma_{f1} + k_{f2}\sigma_{f2} \leq \sigma_e$

$$\Rightarrow (k_1\sigma + k_{f1}\frac{M_{f1}}{w_x} + k_{f2}\frac{M_{f2}}{w_x}) = 21,096 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$$

\Rightarrow Le poteau est stable vis-à-vis du phénomène de flambement.

Calcul de la charge max Q que peut supporter le poteau sans se flamber:

$$k_1\sigma + k_{f1}\frac{M_{f1}}{w_x} + k_{f2}\frac{M_{f2}}{w_x} = 24 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow k_{f2}\frac{M_{f2}}{w_x} = 24 - k_1\sigma - k_{f1}\frac{M_{f1}}{w_x} = 16,152$$

$$M_{f2} = 16,152 \cdot \frac{w_x}{k_{f2}} \Rightarrow M_{f2} = \frac{\frac{3}{2}Qh}{4} = 16,152 \cdot \frac{w_x}{k_{f2}} = 3291,79 \text{ kg/m}$$

\Rightarrow La surcharge maximale Q sera égale à: $Q_{\max} = 1463,02 \text{ kg}$

Exercice 04: Soit un cadre stable en acier E24 d'une structure métallique d'un bâtiment industriel, composé de:

a) Poutre en IPE 400 chargée au niveau de la semelle supérieure par:

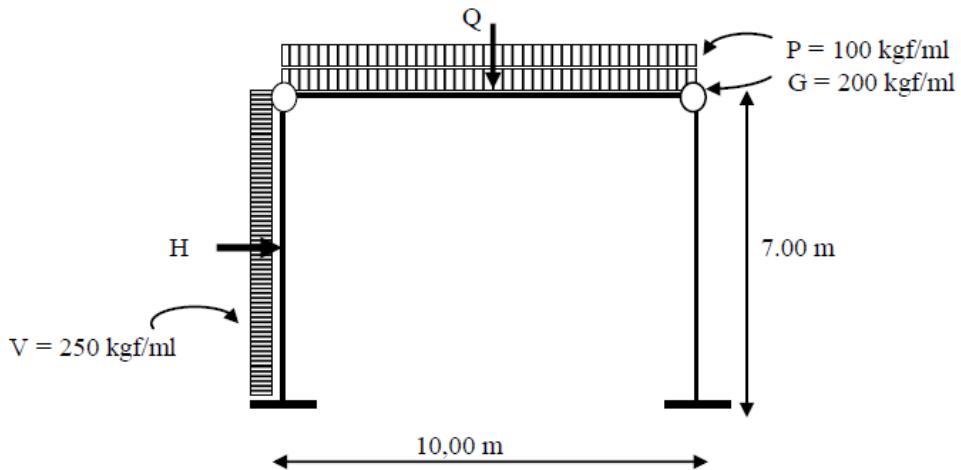
- une charge permanente uniformément répartie: $G = 200 \text{ kgf/ml}$
- une surcharge d'exploitation uniformément répartie: $P = 100 \text{ kgf/ml}$
- une surcharge d'exploitation concentrée à mi-longueur $Q = 100 \text{ kgf}$

b) Poteaux en HEB 180 de hauteur 7,00 m; encastrés en pied et articulés en tête, chargés selon la position la plus stable par une surcharge climatique de vent de 250 kgf/ml et par une surcharge d'exploitation horizontale H concentrée à mi-hauteur du poteau.

On demande de:

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion et de cisaillement de la poutre?
- Vérifier la déformation de la poutre (flèche en section centrale)?
- Vérifier la stabilité au déversement de la poutre?

- Calculer la charge maximale Q que peut supporter la poutre sans se déverser?
- Calculer la surcharge d'exploitation horizontale H concentrée à mi hauteur du poteau?



Correction de l'exercice 04:

Q1- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion et de cisaillement de la poutre?

R1- vérification des contraintes de flexion et de cisaillement de la poutre

$$\text{Charge répartie: } q_1 = \frac{4}{3}(G + P_p) + \frac{3}{2}P = \frac{4}{3}(200 + 66,3) + \frac{3}{2}(100) = 505,06 \text{ kg/ml}$$

$$M_1 = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{505,06 \times 10^2}{8} = 6313,25 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma_{f1} = \frac{M_1}{w_x} = \frac{6313,25 \times 10^3}{1160 \times 10^3} = 5,44 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Charge concentrée: } q_2 = \frac{3}{2}Q = \frac{3}{2}(100) = 150 \text{ kg/ml}$$

$$M_2 = \frac{q_2 l}{4} = \frac{150 \times 10}{4} = 375 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma_{f2} = \frac{M_2}{w_x} = \frac{375 \times 10^3}{1160 \times 10^3} = 0,323 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_f = \sigma_{f1} + \sigma_{f2} = \frac{M_1}{w_x} + \frac{M_2}{w_x} = 5,765 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

⇒ Les contraintes de flexion sont satisfaites.

$$T = T_1 + T_2 = \frac{q_1 l}{2} + \frac{q_2}{2} = \frac{505,06 \times 10}{2} + \frac{150}{2} = 2600,30 \text{ kg} \Rightarrow \tau = \frac{T}{A} = \frac{2600,30}{84,50 \times 10^2} = 0,307 \text{ kg/mm}^2$$

$$1,54\tau = 1,54 \times 0,307 = 0,472 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

⇒ Les contraintes de cisaillement sont satisfaites.

Q2- Vérifier la déformation de la poutre (flèche en section centrale)?

R2- vérification des déformations:

Charge répartie: $q_1 = G + P_p + P = 200 + 66,3 + 100 = 366,3 \text{ kg/ml}$

$$\rightarrow f_1 = \frac{5}{384} \frac{q_1 l^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \frac{366,30 \times 10^{-3} \times 10000^4}{2,1 \times 10^4 \times 23200 \times 10^4} = 9,789 \text{ mm}$$

Charge concentrée: $q_2 = Q = 100 = 100 \text{ kg}$

$$\rightarrow f_2 = \frac{1}{48} \frac{q_2 l^3}{E.I_x} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \times 10000^3}{2,1 \times 10^4 \times 23200 \times 10^4} = 0,427 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 10,216 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{10000}{300} = 33,33 \text{ mm} \Rightarrow \text{La poutre est stable.}$$

Q3- Vérifier la stabilité au déversement de la poutre du cadre?

R3- vérification de la stabilité au déversement de la poutre du cadre:

Calcul de contrainte de non déversement: $\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C$

Calcul des coefficients D, C et B:

Inertie de torsion: $J = 1,25 \cdot \sum \frac{b \cdot e^3}{3} = 1,25 \frac{2(18 \times 1,35^3) + 37,3 \times 0,86^3}{3} = 46,79 \text{ cm}^4$

Coefficient D: $D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{46,79}{1318} \cdot \frac{10000^2}{400^2}} = 2,112$

Coefficient C: Charge répartie: $C_1 = 1,132 \rightarrow \sigma_{f1} = 5,44 \text{ kg/mm}^2$

Charge concentrée: $C_2 = 1,365 \rightarrow \sigma_{f2} = 0,323 \text{ kg/mm}^2$

Le coefficient "C" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{C} = \frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2} \rightarrow C = \frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{\frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2}} = 1,144$$

Coefficient β: Charge répartie: $\beta_1 = 1 \rightarrow \sigma_{f1} = 5,44 \text{ kg/mm}^2$

Charge concentrée: $\beta_2 = 1 \rightarrow \sigma_{f2} = 0,323 \text{ kg/mm}^2$

Le coefficient "β" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation:

$$\beta \cdot (\sigma_{f1} + \sigma_{f2}) = \beta_1 \cdot \sigma_{f1} + \beta_2 \cdot \sigma_{f2} \rightarrow \beta = \frac{\beta_1 \cdot \sigma_{f1} + \beta_2 \cdot \sigma_{f2}}{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}} = 1$$

Coefficient B:

$$B = \sqrt{1 + (0,405 \frac{\beta \cdot C}{D})^2} - 0,405 \frac{\beta \cdot C}{D} = \sqrt{1 + (0,405 \frac{1 \times 1,144}{2,112})^2} - 0,405 \frac{1 \times 1,144}{2,112} = 0,804$$

Contrainte de non déversement:

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C = 40000 \frac{1318}{23200} \left(\frac{400}{10000} \right)^2 (2,112 - 1) \times 0,804 \times 1,144 = 3,715 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

$\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ Il y aura un risque de déversement, on doit effectuer les opérations suivantes:

Détermination de l'élancement λ_o :

$$\lambda_o = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)} = \frac{10000}{400} \sqrt{\frac{4}{0,804 \times 1,144} \cdot \frac{23200}{1318} \left(1 - \frac{3,715}{24} \right)} = 201,20$$

\Rightarrow à partir des abaques on détermine le coefficient k_o : $k_o = 6,34$

\Rightarrow puis on détermine un coefficient de déversement k_d :

$$k_d = \frac{k_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_o - 1)} = \frac{6,34}{1 + \frac{3,715}{24} (6,34 - 1)} = 3,47$$

On vérifie: $k_d \cdot \sigma_f = 3,47 \times 5,76 = 19,987 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$

\Rightarrow La poutre est stable vis-à-vis du phénomène de déversement.

Q4- Calculer la charge maximale Q que peut supporter la poutre sans se déverser?

R4- à partir de l'inégalité: $k_d \cdot \sigma_f \leq \sigma_e \Rightarrow \sigma_f \leq \frac{\sigma_e}{k_d} = \frac{24}{3,47} = 6,916 \text{ kg/mm}^2$

Avec $\sigma_f = \sigma_{f1} + \sigma_{f2} = \frac{M_1}{w_x} + \frac{M_2}{w_x} \Rightarrow \sigma_f = \frac{M_1}{w_x} + \frac{M_2}{w_x} = 6,916 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow$

$$M_2 = 6,916 \cdot w_x - M_1$$

$$M_2 = 6,916 \cdot w_x - M_1 = 6,916 \times 1160 - 6313,25 = 1709,31 \text{ kg.m}$$

Or: $M_2 = \frac{Q'_{\max} \cdot l}{4} = 1709,31 \text{ kg.m} \Rightarrow Q'_{\max} = \frac{4 \times 1709,31}{10} = 683,72 \text{ kg}$ (sachant que Q'_{\max} est

surcharge pondérée)

La charge maximale Q sera égale à: $Q_{\max} = \frac{2}{3} Q'_{\max} = \frac{2}{3} 683,72 = 455,82 \text{ kg}$

Q5- Calculer la surcharge d'exploitation horizontale H concentrée à mi hauteur du poteau?

R5- il s'agit d'un poteau en HEB 180; encastrés en pied et articulés en tête, chargés selon la position la plus stable.

Charge de compression: $N = T = T_1 + T_2 = \frac{q_1 l}{2} + \frac{q_2}{2} = \frac{505,06 \times 10}{2} + \frac{150}{2} = 2600,30 \text{ kg}$

$l_f = 0,7l_0 = 490 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{490}{4,57} = 107,22 \Rightarrow$ La contrainte critique

$$\sigma_k = 18,10 \text{ kg/mm}^2$$

La contrainte de compression $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2600,3}{65,3 \times 10^2} = 0,398 \text{ kg/mm}^2$

\Rightarrow Le facteur: $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{18,10}{0,398} = 45,477$

\Rightarrow Coefficient k_1 (charge de compression): $k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{45,477 - 1}{45,477 - 1,3} = 1,006$

\Rightarrow Coefficient k_{f1} (charge répartie): $k_{f1} = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = \frac{45,477 + 0,03}{45,477 - 1,3} = 1,03$

$$q_v = \frac{3}{2}V = \frac{3}{2}250 = 375 \text{ kg/ml} \Rightarrow M_1 = \frac{9 \cdot q_v l^2}{128} = \frac{9 \cdot 375 \cdot 7^2}{128} = 1291,99 \text{ kg.m}$$

\Rightarrow Coefficient k_{f2} (charge concentrée): $k_{f2} = \frac{\mu - 0,18}{\mu - 1,3} = \frac{45,477 - 0,18}{45,477 - 1,3} = 1,025$

$$H' = \frac{3}{2}H \Rightarrow M_2 = \frac{3 \cdot H' l}{16} = \frac{3 \cdot H' \cdot 7}{16} = 1,3125H' \text{ kg.m}$$

La vérification de sécurité: $k_1\sigma + k_{f1}\sigma_{f1} + k_{f2}\sigma_{f2} \leq \sigma_e \Rightarrow$

$$k_1\sigma + k_{f1} \frac{M_{f1}}{W_x} + k_{f2} \frac{M_{f2}}{W_x} \leq \sigma_e$$

$$1,006 \times 0,398 + 1,03 \times \frac{1291,99 \times 10^3}{426 \times 10^3} + 1,025 \frac{1,3125H' \times 10^3}{426 \times 10^3} = 24$$

$$\Rightarrow H' = 6605,03 \text{ kg} \Rightarrow H = \frac{2}{3}H' = 4403,35 \text{ kg}$$

Exercice 05: Soit une panne intermédiaire de 6,00m de longueur en acier E24 d'une couverture métallique de pente 8°; posée à un entraxe de 1,5m, chargée par une couverture en TN40 de 14 kg/m², une surcharge d'exploitation de 65 kg/m² et un équipement électrique suspendu de 9 kg/m². On demande de dimensionner la panne intermédiaire ?

Solution:

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = \left(\frac{4}{3}(14+9) + \frac{3}{2}(65)\right)1,5 = 128,16 \times 1,5 = 192,24 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = 8^\circ \Rightarrow q_x = q \cos \alpha = 192,24 \times 0,99 = 190,317 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} = 856,42 \text{ kg.m}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 192,24 \times 0,139 = 26,721 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} = 120,24 \text{ kg.m}$$

$$w_x \geq \frac{M_x(1 + \eta \frac{M_y}{M_x})}{\sigma_e} = \frac{856,42 \times (1 + 7 \frac{120,24}{856,42})}{24} = 70,75 \text{ cm}^3$$

⇒ En adoptant le profil IPE140.

Vérification du profil IPE140 en tenant compte du poids propre:

Condition de résistance:

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P + \frac{4}{3}P_p = \left(\frac{4}{3}(14+9) + \frac{3}{2}(65)\right)1,5 + \frac{4}{3}12,9 = 209,44 \text{ kg/ml}$$

$$q_x = q \cos \alpha = 209,44 \times 0,99 = 207,34 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 209,44 \times 0,139 = 29,11 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} = \frac{q_x l^2}{8w_x} + \frac{q_y l^2}{8w_y} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{207,34 \times 6^2 \times 10^3}{8 \times 77,3 \times 10^3} + \frac{29,11 \times 6^2 \times 10^3}{8 \times 12,3 \times 10^3} = 22,72 \text{ kg/mm}^2 \leq 24 \text{ kg/mm}^2$$

Condition de stabilité: (flèche en section centrale)

$$q_{np} = G + P_p + P = (14 + 9)x1,5 + 12,9 + 65x1,5 = 144,9 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow q_{xnp} = q_{np} \cos\alpha = 143,45 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ynp} = q_{np} \sin\alpha = 20,14 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = 0,013 \frac{q_{npx} l^4}{E.I_x} = 0,013 \frac{143,45 \cdot 10^{-3} x 6000^4}{2,1 \cdot 10^4 x 541 \cdot 10^4} = 21,27 \text{ mm}$$

$$f_y = 0,013 \frac{q_{npy} l^4}{E.I_y} = 0,013 \frac{20,14 \cdot 10^{-3} x 6000^4}{2,1 \cdot 10^4 x 44,9 \cdot 10^4} = 35,98 \text{ mm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 41,79 \text{ mm} > \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

Le profil IPE 140 proposé ne convient pas comme panne sur deux appuis sans lien intermédiaire.

Comme solution, on adopte le profil IPE 140 comme panne sur deux appuis avec un lien intermédiaire à mi-longueur, la vérification se traduit par:

Condition de résistance:

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P + \frac{4}{3}P_p = \left(\frac{4}{3}(14+9) + \frac{3}{2}(65)\right)1,5 + \frac{4}{3}12,9 = 209,44 \text{ kg/ml}$$

$$q_x = q \cos\alpha = 209,44 \times 0,99 = 207,34 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = q \sin\alpha = 209,44 \times 0,139 = 29,11 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma = \frac{q_x l^2}{8w_x} + \frac{q_y l^2}{32w_y} = \frac{207,34 x 6^2}{8 x 77,3} + \frac{29,11 x 6^2}{32 x 12,3} = 14,73 \text{ kg/mm}^2 \leq 24 \text{ kg/mm}^2$$

Condition de stabilité:

$$q_{np} = G + P_p + P = (14 + 9)x1,5 + 12,9 + 65x1,5 = 144,9 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow q_{xnp} = q_{np} \cos\alpha = 143,45 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ynp} = q_{np} \sin\alpha = 20,14 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = 0,013 \frac{q_{npx} l^4}{E.I_x} = 0,013 \frac{143,45 \cdot 10^{-3} x 6000^4}{2,1 \cdot 10^4 x 541 \cdot 10^4} = 21,27 \text{ mm}$$

$$f_y = 0,0052 \frac{\frac{q_{npy}}{2} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E.I_y} = 0,0052 \frac{\frac{20,14 \cdot 10^{-3}}{2} \left(\frac{6000}{2}\right)^4}{2,1 \cdot 10^4 x 44,9 \cdot 10^4} = 0,478 \text{ mm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 21,27 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

Conclusion: Nous pouvons dire que le profil IPE 140 convient comme panne sur deux appuis avec un lien à mi - longueur.

Exercice 6: Soit une panne intermédiaire de 4,50m de longueur en acier E24 d'une couverture métallique de pente 6°; posée à un entraxe de 95 cm, chargée par une couverture en TN40 de 14 kg/m² et une surcharge d'exploitation de 60 kg/m². On demande de dimensionner la panne intermédiaire ?

Solution:

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = \left(\frac{4}{3}(14) + \frac{3}{2}(60)\right)0,95 = 103,23 \text{ kg / ml}$$

$$\alpha = 6^\circ \Rightarrow q_x = q \cos \alpha = 102,61 \text{ kg/ml} \rightarrow M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} = 259,73 \text{ kg.m}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 10,73 \text{ kg/ml} \rightarrow M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} = 27,16 \text{ kg.m}$$

$$w_x \geq \frac{M_x(1 + \eta \frac{M_y}{M_x})}{\sigma_e} = \frac{259,73 \times (1 + 7 \frac{27,16}{259,73})}{24} = 18,74 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{En adoptant le profil IPE80.}$$

Vérification du profil IPE80 en tenant compte du poids propre:

Condition de résistance: $q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P + \frac{4}{3}P_p = 111,23 \text{ kg / ml}$

$$q_x = q \cos \alpha = 110,56 \text{ kg/ml} \quad \text{et} \quad q_y = q \sin \alpha = 11,56 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} = \frac{q_x l^2}{8 w_x} + \frac{q_y l^2}{8 w_y} \leq \sigma_e \Rightarrow \sigma = 21,92 \text{ kg / mm}^2 \leq 24 \text{ kg / mm}^2$$

Condition de stabilité: $q_{np} = G + P_p + P = (14 \times 0,95) + 6 + (60 \times 0,95) = 76,30 \text{ kg / ml}$

$$\rightarrow q_{xnp} = q_{np} \cos \alpha = 75,84 \text{ kg/ml} \Rightarrow f_x = 0,013 \frac{q_{npx} l^4}{E.I_x} = 0,013 \frac{75,84 \cdot 10^{-3} \times 4500^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 80,1 \cdot 10^4} = 24,98 \text{ mm}$$

$$\rightarrow q_{ynp} = q_{np} \sin \alpha = 7,935 \text{ kg/ml} \Rightarrow f_y = 0,013 \frac{q_{npy} l^4}{E.I_y} = 0,013 \frac{7,935 \cdot 10^{-3} \times 4500^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 8,49 \cdot 10^4} = 23,72 \text{ mm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 34,44 \text{ mm} > \frac{l}{200} = \frac{4500}{200} = 22,50 \text{ mm}$$

Le profil IPE 80 proposé ne convient pas comme panne sur deux appuis sans lien intermédiaire.

Comme solution à proposer, vu que la flèche f_x seule (24,98 mm) est supérieur à la flèche admissible (22,50 mm), dans ce cas la seule solution c'est d'augmenter le profil de la panne au profil IPE 100, la vérification se traduit par:

Condition de résistance: : $q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P + \frac{4}{3}P_p = 114,027 \text{ kg/ml}$

$$q_x = q \cos \alpha = 113,342 \text{ kg/ml} \text{ et } q_y = q \sin \alpha = 11,858 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} + \frac{M_y}{w_y} = \frac{q_x l^2}{8w_x} + \frac{q_y l^2}{8w_y} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{113,342 \times 4,5^2 \times 10^3}{8 \times 34,2 \times 10^3} + \frac{11,858 \times 4,5^2 \times 10^3}{8 \times 5,79 \times 10^3} = 13,572 \text{ kg/mm}^2 \leq 24 \text{ kg/mm}^2$$

Condition de stabilité: $q_{np} = G + P_p + P = (14 \times 0,95) + 6 + (60 \times 0,95) = 78,40 \text{ kg/ml}$

$$\rightarrow q_{xnp} = q_{np} \cos \alpha = 77,92 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow f_x = 0,013 \frac{q_{npx} l^4}{E.I_x} = 0,013 \frac{77,92 \times 10^{-3} \times 4500^4}{2,1 \times 10^4 \times 171 \times 10^4} = 11,567 \text{ mm}$$

$$\rightarrow q_{ynp} = q_{np} \sin \alpha = 8,15 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow f_y = 0,013 \frac{q_{npy} l^4}{E.I_y} = 0,013 \frac{8,15 \times 10^{-3} \times 4500^4}{2,1 \times 10^4 \times 15,9 \times 10^4} = 13,01 \text{ mm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 17,41 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = \frac{4500}{200} = 22,50 \text{ mm}$$

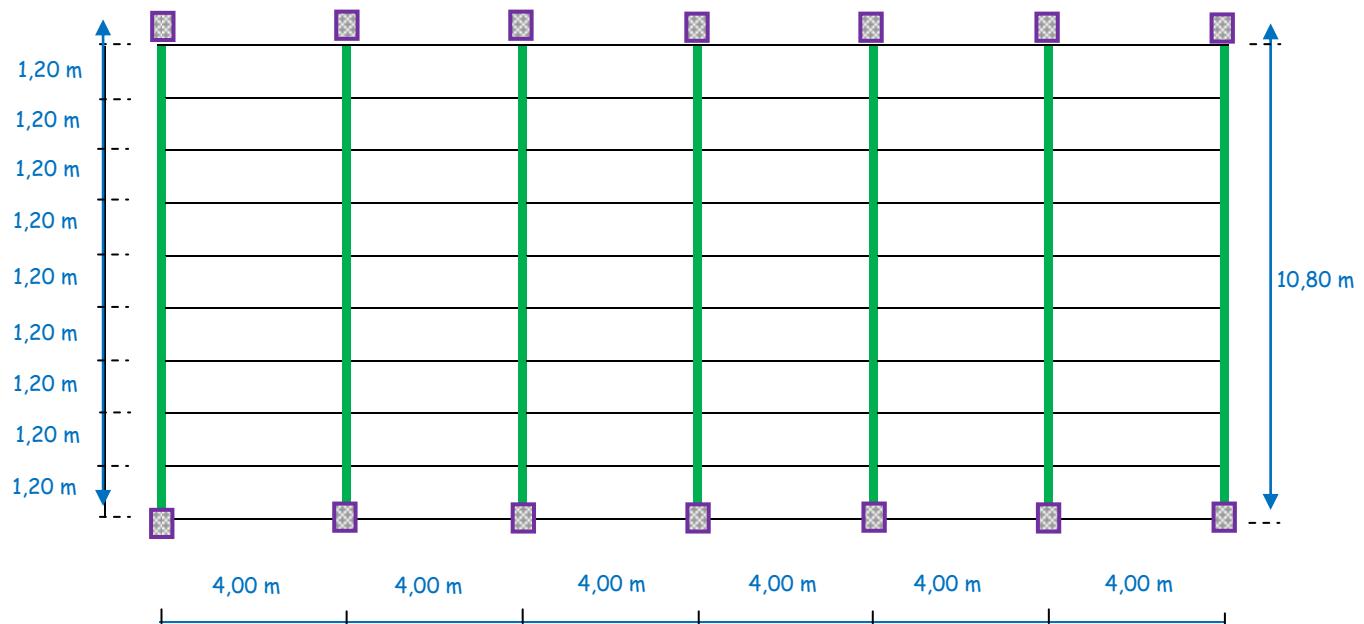
Conclusion: Nous pouvons dire que le profil IPE 100 convient comme panne sur deux appuis sans lien intermédiaire.

Exercice 07:

Soit à étudier un plancher mixte d'un bâtiment administratif à ossature métallique en acier E24 en RDC; implanté à Tiaret ci-dessous représenté, sachant qu'en adoptant un système de cadre statique articulé liés longitudinalement par des solives articulées aux poutres et des poteaux articulés en pied et en tête.

Sachant les données suivantes:

- Gravier de protection 40 kg/m^2
- Etanchéité 10 kg/m^2
- Tôle en acier TN40 10 kg/m^2
- Dalle de compression en béton armé 100 kg/m^2
- Forme de pente en béton maigre 60 kg/m^2
- Surcharge d'exploitation 100 kg/m^2
- Surcharge climatique de vent 50 kg/m^2
- Poteaux de hauteur 6,00m; chargé selon la position la plus stable.



On demande de dimensionner les solives et les poutres du plancher mixte?

Solution:

1- Dimensionnement des solives du plancher mixte:

Pré-dimensionnement des solives:

Chargement des solives:

$$q = \left(\frac{4}{3}(G_p) + \frac{3}{2}P \right)ep = \left(\frac{4}{3}(220) + \frac{3}{2}(100) \right)x1.2 = 532 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{532 \times 4^2}{8} = 1064 \text{ kg.m} \rightarrow \sigma_f = \frac{M}{w_x} \leq \sigma_e \Rightarrow w \geq \frac{1064}{24} = 44,33 \text{ cm}^3$$

On adopte le profil IPE 120 comme solive du plancher,

Vérification du profil IPE 120 comme solive du plancher en tenant compte de son poids propre:

Résistance en flexion:

$$q = \left(\frac{4}{3}(G_p) + \frac{3}{2}P_p \right)ep + \frac{4}{3}P_p = \left(\frac{4}{3}(220) + \frac{3}{2}(100) \right)x1.2 + \frac{4}{3}10,4 = 545,86 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} = \frac{545,86 \times 4^2}{8 \times 53} = 20,598 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

⇒ Les contraintes de flexion sont satisfaites.

Résistance en cisaillement:

$$T_s = \frac{ql}{2} = \frac{545,86 \times 4}{2} = 1091,720 \text{ kg} \Rightarrow \tau = \frac{T}{A} = \frac{1091,72}{13,2 \times 10^2} = 0,827 \text{ kg/mm}^2$$

$$1,54\tau = 1,54 \times 0,827 = 1,274 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

⇒ Les contraintes de cisaillement sont satisfaites.

Vérification des déformations:

$$q_{snp} = (G + P).ep + P_p = (220 + 100).1,2 + 10,4 = 394,4 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{q_{snp} \cdot l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \frac{394,4 \times 10^{-3} \times 4000^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 318 \cdot 10^4} = 19,68 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 19,68 \text{ mm} \leq f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

⇒ La solive est stable.

Comme les conditions de résistances le phénomène de stabilité sont vérifiées , le profil IPE 120 proposé convient comme solive du plancher.

2- Dimensionnement de la poutre de rive du plancher mixte:

Pré-dimensionnement de la poutre de rive:

Chargement de la poutre:

$$ql = 10T \Rightarrow q = \frac{10T_s}{l} = \frac{10 \times 1091,72}{10,8} = 1010,85 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1010,85 \times 10,80^2}{8} = 14738,22 \text{ kg.m} \rightarrow$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} \leq \sigma_e \Rightarrow w \geq \frac{14738}{24} = 614,09 \text{ cm}^3$$

On adopte le profil IPE 330 comme poutre de rive du plancher,

Vérification du profil IPE 330 comme poutre de rive du plancher en tenant compte de son poids propre:

Résistance en flexion:

$$\Rightarrow q = \frac{10T_s}{l} + \frac{4}{3} P_p = \frac{10 \times 1091,72}{10,8} + \frac{4}{3} 49,10 = 1076,32 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} = \frac{1076,32 \times 10,80^2}{8 \times 713} = 22,01 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

⇒ Les contraintes de flexion sont satisfaites.

Vérification des déformations:

$$T_{Snp} = \frac{q_{Snp}l}{2} = \frac{394,4 \times 4}{2} = 788,80 \text{ kg} \Rightarrow q = \frac{10T_{Snp}}{l} + P_p = \frac{10 \times 788,80}{10,8} + 49,10 = 779,47 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{q_{Snp}l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \frac{779,47 \times 10^{-3} \times 10800^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 11770 \cdot 10^4} = 55,86 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{10800}{300} = 36 \text{ mm} \rightarrow f_{cal} = 55,86 \text{ mm} \geq f_{adm} = 36 \text{ mm}$$

⇒ La poutre de rive est instable.

Vu que la poutre en profil IPE 330 est instable, comme solution; en augmentant la rigidité du profil de la poutre de rive au profil IPE 360;

Vérification du profil IPE 360 comme poutre de rive vis à vis de la déformation:

$$T_{Snp} = \frac{q_{Snp}l}{2} = \frac{394,4 \times 4}{2} = 788,80 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q = \frac{10T_{Snp}}{l} + P_p = \frac{10 \times 788,80}{10,8} + 57,10 = 787,47 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{q_{Snp}l^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \frac{787,47 \times 10^{-3} \times 10800^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 16270 \cdot 10^4} = 40,828 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{10800}{300} = 36 \text{ mm} \rightarrow f_{cal} = 40,828 \text{ mm} \geq f_{adm} = 36 \text{ mm}$$

⇒ encore une fois le a poutre de rive reste toujours instable, une autre fois on doit passer au profil suivant en l'occurrence le profil IPE 400;

Vérification du profil IPE 400 comme poutre de rive vis à vis de la déformation:

$$T_{Snp} = \frac{q_{Snp}l}{2} = \frac{394,4 \times 4}{2} = 788,80 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q = \frac{10T_{Snp}}{l} + P_p = \frac{10 \times 788,80}{10,8} + 66,30 = 796,70 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{q_{Snp}l^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \frac{796,70 \times 10^{-3} \times 10800^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 23200 \cdot 10^4} = 28,968 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{10800}{300} = 36 \text{ mm} \rightarrow f_{cal} = 28,968 \text{ mm} \geq f_{adm} = 36 \text{ mm}$$

⇒ Cette fois ci la poutre de rive en profil IPE400 est stable,

Comme les conditions de résistances le phénomène de stabilité sont vérifiées , le profil IPE 400 proposé convient comme poutre de rive du plancher.

3- Dimensionnement de la poutre intermédiaire du plancher mixte:

Pré-dimensionnement de la poutre intermédiaire:

Chargement de la poutre:

$$ql = 2x10T \Rightarrow q = \frac{2x10T_s}{l} = \frac{2x10x1091,72}{10,8} = 2021,70 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2021,70x10,80^2}{8} = 29476,40 \text{ kg.m} \rightarrow$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} \leq \sigma_e \Rightarrow w \geq \frac{29476,70}{24} = 1228,18 \text{ cm}^3$$

On adopte le profil IPE 450 comme poutre intermédiaire du plancher,

Vérification du profil IPE 450 comme poutre intermédiaire du plancher en tenant compte de son poids propre:

Résistance en flexion:

$$\Rightarrow q = \frac{2x10T_s}{l} + \frac{4}{3}P_p = \frac{2x10x1091,72}{10,8} + \frac{4}{3}77,60 = 2125,166 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} = \frac{2125,166x10,80^2}{8x1500} = 20,65 \text{ kg/mm}^2 \leq \sigma_e$$

⇒ Les contraintes de flexion sont satisfaites.

Vérification des déformations:

$$T_{Snp} = \frac{q_{Snp}l}{2} = \frac{394,4x4}{2} = 788,80 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q = \frac{2x10T_{Snp}}{l} + P_p = \frac{10x788,80}{10,8} + 77,60 = 1538,34 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{q_{Snp}l^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \frac{1538,34x10^{-3}x10800^4}{2,1.10^4x33740.10^4} = 38,45 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{10800}{300} = 36 \text{ mm} \rightarrow f_{cal} = 38,45 \text{ mm} \geq f_{adm} = 36 \text{ mm}$$

⇒ La poutre intermédiaire est instable.

Vu que la poutre en profil IPE 450 est instable, comme solution; en augmentant la rigidité du profil de la poutre intermédiaire au profil IPE 500;

Vérification du profil IPE 500 comme poutre intermédiaire vis à vis de la déformation:

$$T_{Snp} = \frac{q_{Snp}l}{2} = \frac{394,4 \times 4}{2} = 788,80 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q = \frac{2 \times 10 T_{Snp}}{l} + P_p = \frac{10 \times 788,80}{10,8} + 90,70 = 1551,44 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{q_{Snp} l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \frac{1551,44 \times 10^{-3} \times 10800^4}{2,1 \cdot 10^4 \times 48200 \cdot 10^4} = 27,152 \text{ mm}$$

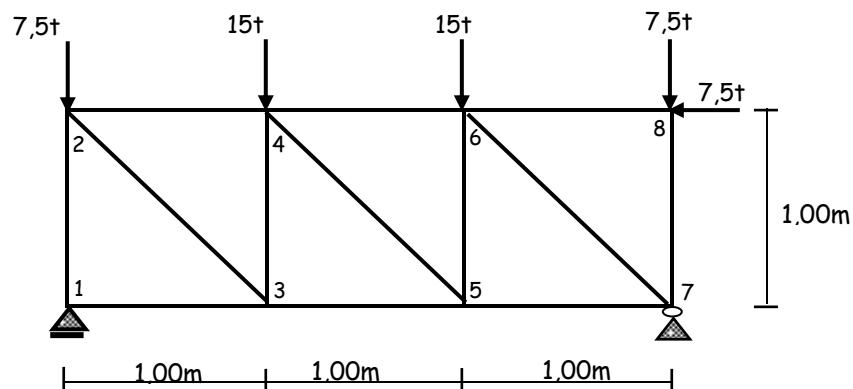
$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{10800}{300} = 36 \text{ mm} \rightarrow f_{cal} = 27,152 \text{ mm} \leq f_{adm} = 36 \text{ mm}$$

\Rightarrow la poutre intermédiaire en profil IPE500 est stable,

Comme les conditions de résistances le phénomène de stabilité sont vérifiées, le profil IPE 500 proposé convient comme poutre intermédiaire du plancher.

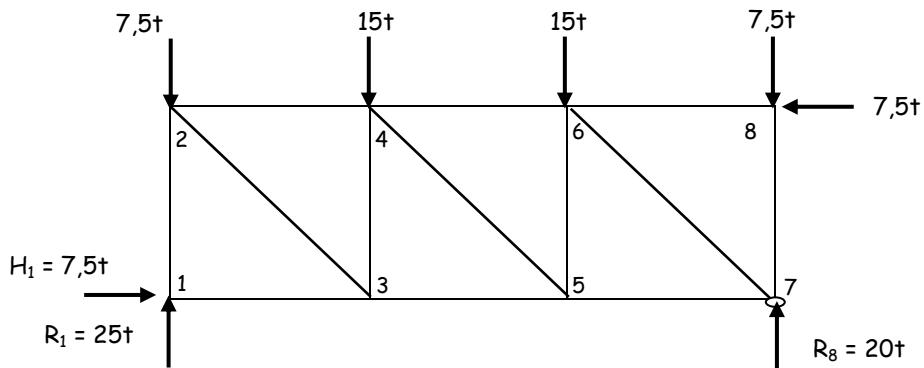
Exercice 08:

1. Déterminer les efforts dans les barres du treillis de la figure ci dessous?



2. Dimensionner les barres du treillis de la figure 1, sachant qu'en adoptant des cornières jumelles à ailes égales en acier E24 ?

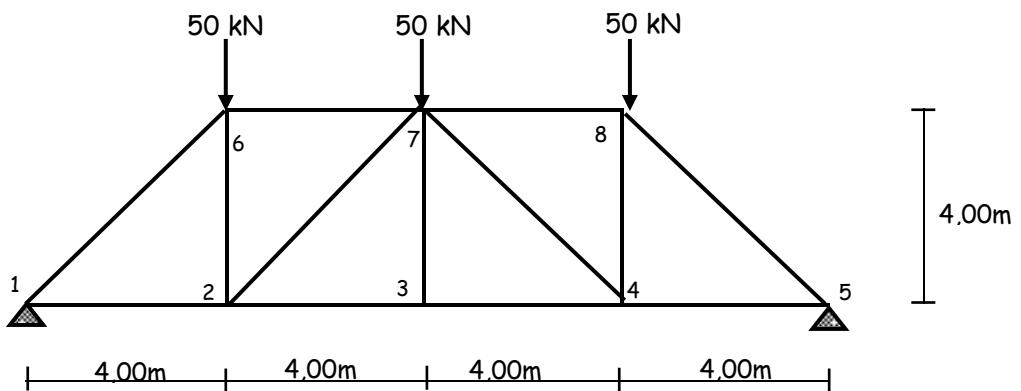
Solution:



n° de la barre	Effort dans la barre	Dimensionnement de la barre
Membrure inférieur		
1-3	-7,5 t	$N_{\max} = 12,5t \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{12500}{24} = 520,825mm^2 = 5,20cm^2$
3-5	10 t	soit une double cornière à ailes égales de 35x35x4 en acier E24
5-7	12,5 t	
Membrure supérieur		
2-4	-17,5 t	$N_{\max} = -20,00t \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{20000}{24} = 833,33mm^2 = 8,33cm^2$
4-6	-20 t	soit une double cornière à ailes égales de 45x45x5 en acier E24
6-8	-7,5 t	
Montant		
1-2	-25 t	$N_{\max} = 25t \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{25000}{24} = 1041,66mm^2 = 10,41cm^2$
3-4	-17,5 t	soit une double cornière à ailes égales de 45x45x7 en acier E24
5-6	-2,5 t	
7-8	-7,5 t	
Diagonale		
2-3	24,75 t	$N_{\max} = 24,75t \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{24750}{24} = 1031,25mm^2 = 10,31cm^2$
4-5	3,53 t	soit une double cornière à ailes égales de 45x45x7 en acier E24
6-7	17,5 t	

Exercice 09:

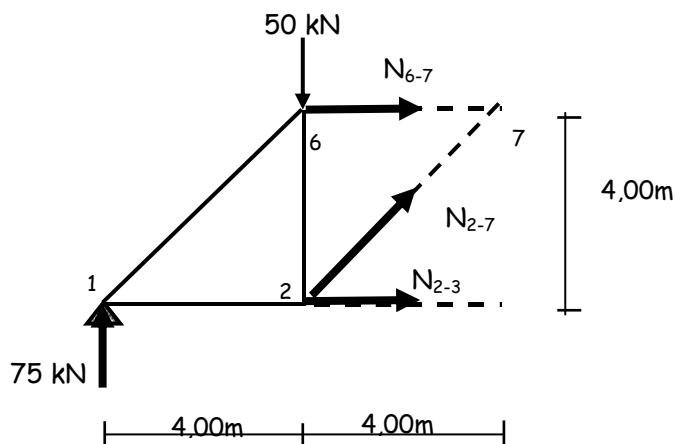
Par la méthode des sections; déterminer les efforts dans les barres 6-7 ; 2-7 et 2-3 du treillis de la figure ci dessous et dimensionner ces trois barres, sachant qu'en adoptant des cornières jumelles à ailes égales en acier E24 ?



Solution:

Calcul des réactions: $R_1 = R_5 = 75 \text{ kN}$

Pour déterminer les efforts dans les barres 6-7 ; 2-7 et 2-3 du treillis, on fait une coupe à travers ces trois barres et on isole la partie à gauche de cette coupe:



Détermination des efforts:

$$\sum M_{/2} = 0 \Rightarrow (75 \times 4) + (4 \times N_{6-7}) = 0 \Rightarrow N_{6-7} = 75 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/7} = 0 \Rightarrow (75 \times 8) - (4 \times 50) - (4 \times N_{2-3}) = 0 \Rightarrow N_{2-3} = 100 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 75 - 50 + (0,707 \times N_{2-7}) = 0 \Rightarrow N_{2-7} = -35,36 \text{ kN}$$

Dimensionnement des barres:

$$- \text{Barre } N_{6-7} = 75 \text{ kN} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 312,5 \text{ mm}^2 = 3,125 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **30x30x3** en acier E24

$$- \text{Barre } N_{2-3} = 100 \text{ kN} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 416,66 \text{ mm}^2 = 4,166 \text{ cm}^2$$

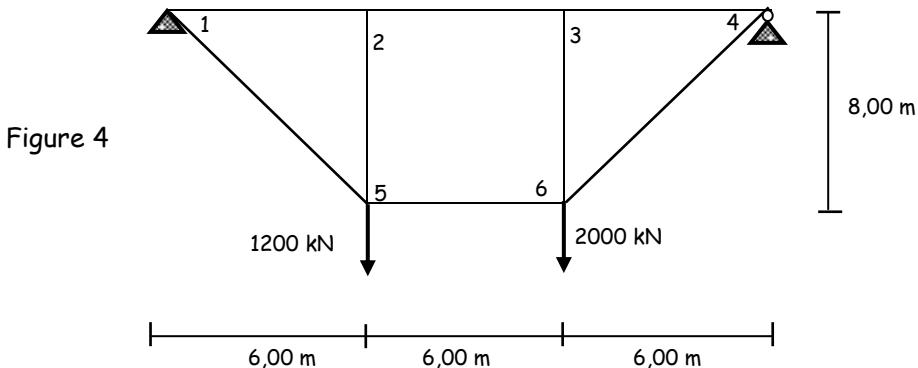
soit une double cornière à ailes égales de **30x30x4** en acier E24

$$- \text{Barre } N_{2-7} = -35,36 \text{ kN} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 147,33 \text{ mm}^2 = 1,47 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **20x20x2,5** en acier E24

Exercice 10:

A partir des charges pondérées, choisir les cornières en acier E24 (soit des doubles cornières à aile égales) du treillis de la figure 4; capable de résister aux efforts de tractions dans la membrure inférieur 5-6 et la diagonale 6-4.



Solution:

Diagonale 6-4: $N_{7-4} = 2166,66 \text{ kN}$

$$N = 2166,66 \text{ kN} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 90,27 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **150x150x16** en acier E24

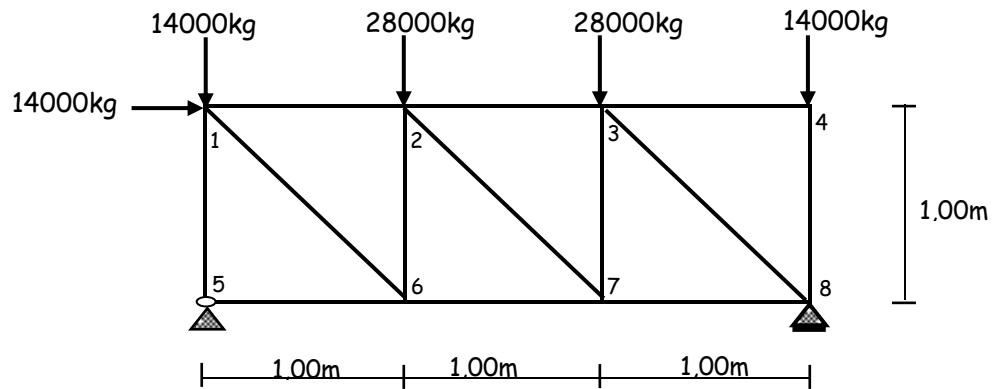
Membrure inférieur 5-6: $N_{5-6} = 1099,9 \text{ kN}$

$$N = 1099,9 \text{ kN} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 45,80 \text{ cm}^2$$

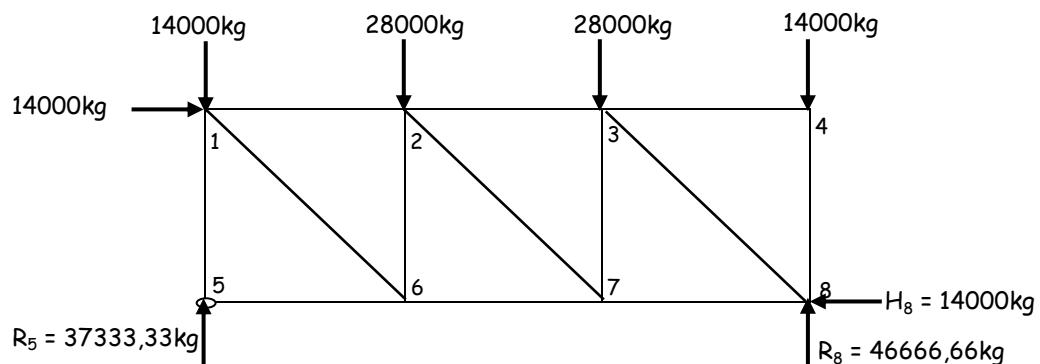
soit une double cornière à ailes égales de **120x120x11** en acier E24

Exercice 11:

1. Par la méthode des sections; déterminer les efforts dans les barres du treillis de la suivante?
2. Dimensionner les barres du treillis de la figure 2, sachant qu'en adoptant des cornières jumelles à ailes égales en acier E24 ?



Solution:



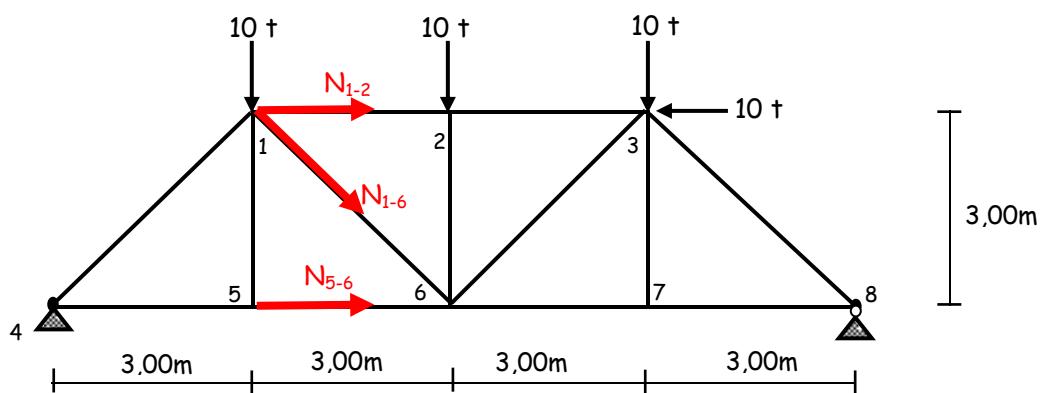
n° de la barre	Effort dans la barre	Dimensionnement de la barre
Membrure inférieur		
5-6	9333,33 kg	$N_{\max} = 18666,66 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{18666,66}{24} = 777,77 \text{ mm}^2 = 7,77 \text{ cm}^2$
6-7	18666,66 kg	soit une double cornière à ailes égales de 45x45x5 en acier E24
7-8	-14000 kg	
Membrure supérieur		
1-2	-14000 kg	$N_{\max} = -37333,33 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{37333,33}{24} = 1555,55 \text{ mm}^2 = 15,55 \text{ cm}^2$

2-3	-37333,33 kg	soit une double cornière à ailes égales de 60x60x7 en acier E24
3-4	32666,66 kg	
Montant		
1-5	-14000 kg	$N_{\max} = 46666,66 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{46666,66}{24} = 1944,44 \text{ mm}^2 = 19,44 \text{ cm}^2$ soit une double cornière à ailes égales de 70x70x8 en acier E24
2-6	-4666,66 kg	
3-7	-32666,66 kg	
4-8	-46666,66 kg	
Diagonale		
1-6	-13197,33 kg	$N_{\max} = 46190,66 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{46190,66}{24} = 1924,11 \text{ mm}^2 = 19,24 \text{ cm}^2$ soit une double cornière à ailes égales de 70x70x8 en acier E24
2-7	6598,66 kg	
3-8	46190,66 kg	

Exercice 12:

Soit à étudier le treillis suivant:

- 1) Définir la nature des appuis aux noeuds 4 et 8 ? et calculer leur réactions respectives?
- 2) Par la méthode des sections; déterminer les efforts dans les barres 1-2 ; 1-6 et 5-6 du treillis et dimensionner ces trois barres, sachant qu'en adoptant des cornières jumelles à ailes égales en acier E24 ?



Solution:

1- l'appui du noeud 4 est un appui double, et celui du noeud 8 est un appui simple.

Pour les réactions: $H_4 = 10000 \text{ kg}$; $V_4 = 17500 \text{ kg}$; $V_8 = 12500 \text{ kg}$;

2- Pour déterminer les efforts dans les barres 1-2 ; 1-6 et 5-6 du treillis, on fait une coupe à travers ces trois barres et on isole la partie à gauche de cette coupe:

Détermination des efforts:

$$\Sigma M_{/1} = 0 \Rightarrow (3 \times 17500) - (3 \times N_{5-6}) - (3 \times 10000) = 0 \Rightarrow N_{5-6} = 7500 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{/6} = 0 \Rightarrow (17500 \times 6) - (3 \times 10000) + (3 \times N_{1-2}) = 0 \Rightarrow N_{1-2} = -25000 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 17500 - 10000 - (0,707 \times N_{1-6}) = 0 \Rightarrow N_{1-6} = -10600 \text{ kg}$$

Dimensionnement des barres:

- Barre $N_{5-6} = 7500 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 312,5 \text{ mm}^2 = 3,125 \text{ cm}^2$

soit une double cornière à ailes égales de **30x30x3** en acier E24

- Barre $N_{1-2} = -25000 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 1041,66 \text{ mm}^2 = 10,41 \text{ cm}^2$

soit une double cornière à ailes égales de **50x50x6** en acier E24

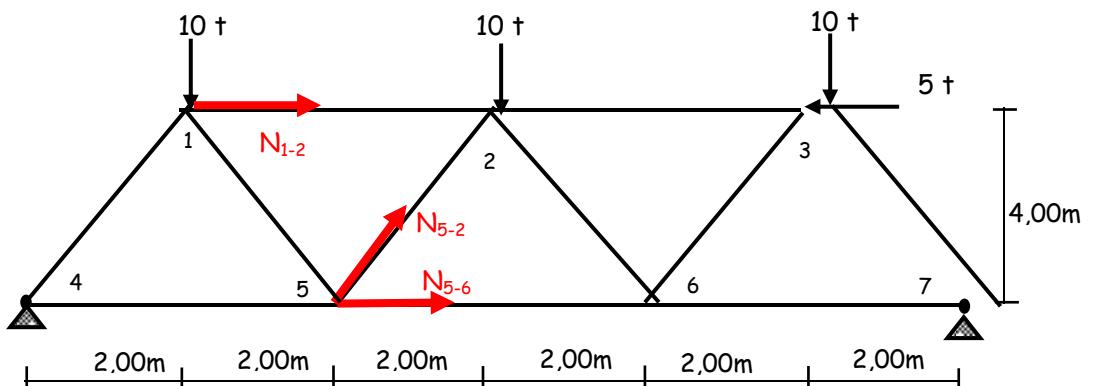
- Barre $N_{1-6} = -10600 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 441,66 \text{ mm}^2 = 4,41 \text{ cm}^2$

soit une double cornière à ailes égales de **30x30x4** en acier E24

Exercice 13:

Soit à étudier le treillis suivant:

Définir la nature des appuis aux noeuds 4 et 7 ? et calculer leur réactions respectives?



Par la méthode des sections; déterminer les efforts dans les barres 1-2 ; 5-2 et 5-6 du treillis et dimensionner ces trois barres, sachant qu'en adoptant des cornières jumelles à ailes égales en acier E24 ?

Solution:

1- l'appui du nœud 4 est un appui double, et celui du nœud 7 est un appui simple.

Pour les réactions: $H_4 = 5000 \text{ kg}$; $V_4 = 16666,66 \text{ kg}$; $V_7 = 13333,33 \text{ kg}$;

2- Pour déterminer les efforts dans les barres 1-2 ; 5-2 et 5-6 du treillis, on fait une coupe à travers ces trois barres et on isole la partie à gauche de cette coupe:

Détermination des efforts:

$$\Sigma M_{/5} = 0 \Rightarrow (4 \times 16666,66) + (4 \times N_{1-2}) - (2 \times 10000) = 0 \Rightarrow N_{1-2} = 11660 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{/2} = 0 \Rightarrow (16666,66 \times 6) - (4 \times 10000) - (4 \times N_{5-6}) - (4 \times 5000) = 0 \Rightarrow N_{5-6} = 10000 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 16666,66 - 10000 + (0,707 \times N_{5-2}) = 0 \Rightarrow N_{2-5} = -7450 \text{ kg}$$

Dimensionnement des barres:

$$- \text{Barre } N_{1-2} = 11660 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 485,83 \text{ mm}^2 = 4,85 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **35x35x4** en acier E24

$$- \text{Barre } N_{5-6} = 15000 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 417 \text{ mm}^2 = 4,17 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **30x30x4** en acier E24

$$- \text{Barre } N_{2-5} = -14900 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = 310 \text{ mm}^2 = 3,10 \text{ cm}^2$$

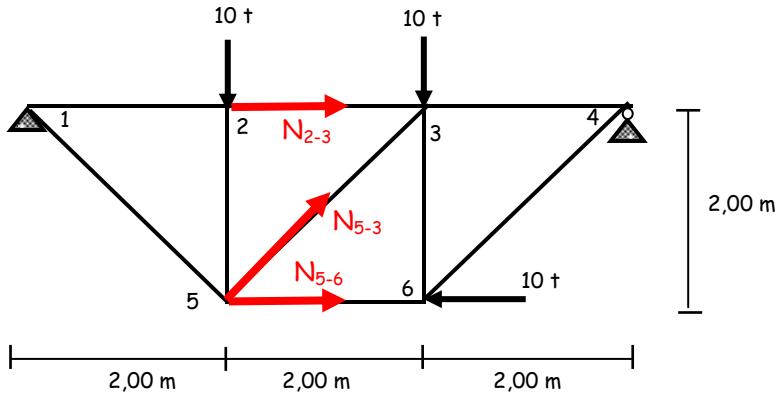
soit une double cornière à ailes égales de **30x30x3** en acier E24

Exercice 14:

Soit à étudier le treillis suivant:

- Définir la nature des appuis aux nœuds 1 et 4 ? et calculer leur réactions respectives?

- b. Par la méthode des sections; déterminer les efforts dans les barres 2-3 ; 5-3 et 5-6 du treillis et dimensionner ces trois barres, sachant qu'en adoptant des cornières jumelles à ailes égales en acier E24 ?



Solution:

a- l'appui du nœud 1 est un appui double, et celui du nœud 4 est un appui simple.

Pour les réactions: $H_1 = 10000 \text{ kg}$; $V_1 = 6666,66 \text{ kg}$; $V_4 = 13333,33 \text{ kg}$;

b- Pour déterminer les efforts dans les barres 2-3 ; 5-3 et 5-6 du treillis, on fait une coupe à travers ces trois barres et on isole la partie à gauche de cette coupe:

Détermination des efforts:

$$\Sigma M_{/5} = 0 \Rightarrow (2 \times 6666,66) 3(2 \times N_{2-3}) + (2 \times 10000) = 0 \Rightarrow N_{2-3} = 16666,66 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{/3} = 0 \Rightarrow (4 \times 6666,66) - (2 \times 10000) + (2 \times N_{5-6}) = 0 \Rightarrow N_{5-6} = -3333,33 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 6666,66 - 10000 + (0,707 \times N_{5-3}) = 0 \Rightarrow N_{5-3} = 4710 \text{ kg}$$

Dimensionnement des barres:

$$- \text{Barre } N_{2-3} = 16666,66 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{16666,66}{205} = 694,44 \text{ mm}^2 = 6,94 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **40x40x5** en acier E24

$$- \text{Barre } N_{5-6} = -3333,33 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{3333,33}{205} = 138,88 \text{ mm}^2 = 1,388 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **20x20x2,5** en acier E24

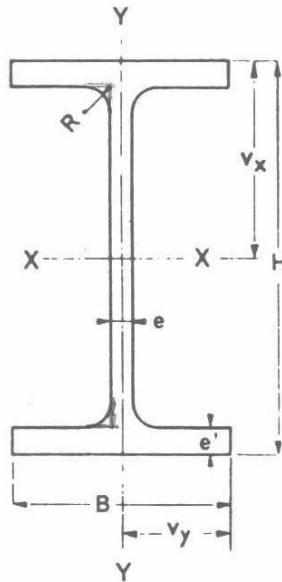
$$- \text{Barre } N_{5-3} = 4710 \text{ kg} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_e} = \frac{4710}{205} = 196,25 \text{ mm}^2 = 1,96 \text{ cm}^2$$

soit une double cornière à ailes égales de **20x20x3** en acier E24.

Caractéristique géométrique des profilés métallique

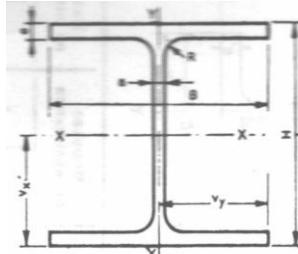
Profil en IPE : ailes à faces parallèles

PROFIL	DIMENSIONS					SECTION	POIDS	MOMENTS D'INERTIE		MODULES DE RÉSISTANCE		RAYONS DE GIRATION	
	H	B	e	e'	R			I _x	I _y	$\frac{I_x}{v_x}$	$\frac{I_y}{v_y}$	i _x	i _y
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
80	80	46	3,8	5,2	5	7,64	6,0	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05
100	100	55	4,1	5,7	7	10,3	8,1	171	15,9	34,2	5,79	4,07	1,24
120	120	64	4,4	6,3	7	13,2	10,4	318	27,7	53,0	8,65	4,90	1,45
140	140	73	4,7	6,9	7	16,4	12,9	541	44,9	77,3	12,3	5,74	1,65
160	160	82	5,0	7,4	9	20,1	15,8	869	68,3	109	16,7	6,58	1,84
180	180	91	5,3	8,0	9	23,9	18,8	1 317	101	146	22,2	7,42	2,05
200	200	100	5,6	8,5	12	28,5	22,4	1 943	142	194	28,5	8,26	2,24
220	220	110	5,9	9,2	12	33,4	26,2	2 772	205	252	37,3	9,11	2,48
240	240	120	6,2	9,8	15	39,1	30,7	3 892	284	324	47,3	9,97	2,69
270	270	135	6,6	10,2	15	45,9	36,1	5 790	420	429	62,2	11,2	3,02
300	300	150	7,1	10,7	15	53,8	42,2	8 356	604	557	80,5	12,5	3,35
330	330	160	7,5	11,5	18	62,6	49,1	11 770	788	713	98,5	13,7	3,55
360	360	170	8,0	12,7	18	72,7	57,1	16 270	1 043	904	123	15,0	3,79
400	400	180	8,6	13,5	21	84,5	66,3	23 200	1 318	1 160	146	16,5	3,95
450	450	190	9,4	14,6	21	98,8	77,6	33 740	1 676	1 500	176	18,5	4,12
500	500	200	10,2	16,0	21	116	90,7	48 200	2 142	1 930	214	20,4	4,31
600	600	220	12,0	19,0	24	156	122	92 080	3 387	3 070	308	24,3	4,66



Profil en HE à larges ailes à faces parallèles

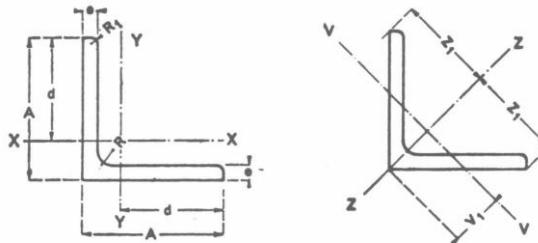
DÉSIGNATION abrégiée	POIDS	SECTION	DIMENSIONS						CARACTÉRISTIQUES RAPPORTÉES A L'AXE NEUTRE						
			P		S		H	B	a	e	R	X — X		Y — Y	
			kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	$\frac{I_x}{v_x}$	i_x	cm ⁴	$\frac{I_y}{v_y}$
HE 100 A	16,7	21,2	96	100	5	8	12	349	73	4,06	134	27	2,51		
	B	20,4	26,0	100	6	10	12	450	90	4,16	167	33	2,53		
	M	41,8	53,2	120	106	12	20	1 143	190	4,63	399	75	2,74		
HE 120 A	19,9	25,3	114	120	5	8	12	606	106	4,89	231	38	3,02		
	B	26,7	34,0	120	120	6,5	11	864	144	5,04	318	53	3,06		
	M	52,1	66,4	140	126	12,5	21	2 018	288	5,51	703	112	3,25		
HE 140 A	24,7	31,4	133	140	5,5	8,5	12	1 033	155	5,73	389	56	3,52		
	B	33,7	43,0	140	140	7	12	1 509	216	5,93	550	79	3,58		
	M	63,2	80,6	160	146	13	22	3 291	411	6,39	1 144	157	3,77		
HE 160 A	30,4	38,8	152	160	6	9	15	1 673	220	6,57	616	77	3,98		
	B	42,6	54,3	160	160	8	13	15	2 492	311	6,78	889	111	4,05	
	M	76,2	97,1	180	166	14	23	15	5 098	566	7,25	1 759	212	4,26	
HE 180 A	35,5	45,3	171	180	6	9,5	15	2 510	294	7,45	925	103	4,52		
	B	51,2	65,3	180	180	8,5	14	15	3 831	426	7,66	1 363	151	4,57	
	M	88,9	113,3	200	186	14,5	24	15	7 483	748	8,13	2 580	277	4,77	
HE 200 A	42,3	53,8	190	200	6,5	10	18	3 692	389	8,28	1 336	134	4,98		
	B	61,3	78,1	200	200	9	15	18	5 696	570	8,54	2 003	200	5,07	
	M	103	131,3	220	206	15	25	18	10 642	967	9,00	3 651	354	5,27	
HE 220 A	50,5	64,3	210	220	7	11	18	5 410	515	9,17	1 955	178	5,51		
	B	71,5	91,0	220	220	9,5	16	18	8 091	736	9,43	2 843	258	5,59	
	M	117	149,4	240	226	15,5	26	18	14 605	1 220	9,89	5 012	444	5,79	



DÉSIGNATION abrégiée	POIDS	SECTION	DIMENSIONS						CARACTÉRISTIQUES RAPPORTÉES A L'AXE NEUTRE						
			P		S		H	B	a	e	R	X — X		Y — Y	
			kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	$\frac{I_x}{v_x}$	i_x	cm ⁴	$\frac{I_y}{v_y}$
HE 240 A	60,3	76,8	230	240	7,5	12	21	7 763	675	10,1	2 769	231	6,00		
	B	83,2	106,0	240	240	10	17	21	11 259	938	10,3	3 923	327	6,08	
	M	157	199,6	270	248	18	32	21	24 289	1 800	11,0	8 153	657	6,39	
HE 260 A	68,2	86,8	250	260	7,5	12,5	24	10 455	836	11,0	3 668	282	6,50		
	B	93,0	118,4	260	260	10	17,5	24	14 919	1 150	11,2	5 135	395	6,58	
	M	172	219,6	290	268	18	32,5	24	31 307	2 160	11,9	10 449	780	6,90	
HE 280 A	76,4	97,3	270	280	8	13	24	13 673	1 010	11,9	4 763	340	7,00		
	B	103	131,4	280	280	10,5	18	24	19 270	1 380	12,1	6 595	471	7,09	
	M	189	240,2	310	288	18,5	33	24	39 547	2 550	12,8	13 163	914	7,40	
HE 300 A	88,3	112,5	290	300	8,5	14	27	18 263	1 260	12,7	6 310	421	7,49		
	B	117	149,1	300	300	11	19	27	25 166	1 680	13,0	8 563	571	7,58	
	C	177	225,1	320	305	16	29	27	40 951	2 560	13,5	13 736	901	7,81	
HE 320 A	98,5	124,4	310	300	9	15,5	27	22 928	1 480	13,6	6 985	466	7,49		
	B	127	161,3	320	300	11,5	20,5	27	30 823	1 930	13,8	9 239	616	7,57	
	M	197	220,9	340	300	12	21,5	27	36 656	2 160	14,6	9 690	646	7,53	
HE 340 A	105	133,5	330	300	9,5	16,5	27	27 693	1 680	14,4	7 436	496	7,46		
	B	134	170,9	340	300	12	21,5	27	43 193	2 400	15,5	10 141	676	7,49	
	M	238	303,1	340	310	21	39	27	59 201	3 480	14,0	19 403	1 250	8,00	
HE 360 A	112	142,8	350	300	10	17,5	27	33 090	1 890	15,2	7 887	526	7,43		
	B	142	180,6	360	300	12,5	22,5	27	45 060	2 310	16,8	8 564	571	7,34	
	M	155	197,8	400	300	13,5	24	27	57 680	2 880	17,1	10 819	721	7,40	
HE 400 A	125	159,0	390	300	11	19	27	45 060	2 900	18,9	9 465	631	7,29		
	B	155	238,6	400	300	13,5	24	27	57 680	2 880	17,1	10 819	721	7,40	
	M	207	335,4	478	307	21	40	27	131 484	5 500	19,8	19 339	1 260	7,59	
HE 450 A	140	178,0	440	300	11,5	21	27	63 722	2 900	21,0	10 367	691	7,24		
	B	171	218,0	450	300	14	26	27	79 887	3 550	19,1	11 721	781	7,33	
	M	263	335,4	478	307	21	40	27	107 176	4 290	21,2	12 624	842	7,27	
HE 500 A	155	197,5	490	300	12	23	27	86 975	3 550	21,0	10 367	691	7,24		
	B	187	238,6	500	300	14,5	28	27	107 176	4 290	21,2	12 624	842	7,27	
	M	270	344,3	524	306	21	40	27	161 929	6 180	21,7	19 155	1 250	7,46	
HE 600 A	178	226,5	590	300	13	25	27	141 206	4 790	25,0	11 271	751	7,05		
	B	212	270,0	600	300	15,5	30	27	171 041	5 700	25,2	13 530	902	7,08	
	M	285	363,7	620	305	21	40	27	237 447	7 660	25,6	18 975	1 240	7,22	

Cornières à ailes égales et à congé

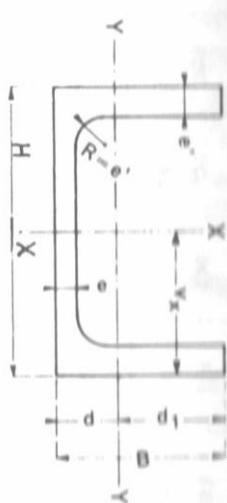
DIMENSIONS				SEC-TION	POIDS	DIS-TANCE du centre de gravité	MOMENTS D'INERTIE			MODULES DE RÉSISTANCE			RAYONS DE GIRATION			ASSEMBLAGES							
							$I_x = I_y$	I_z	I_v	$\frac{I_x}{d} = \frac{I_y}{d}$	$\frac{I_z}{z_1}$	$\frac{I_v}{v_1}$	$i_{x'} = \frac{i_x}{i_y}$	i_z	i_v	$2 \times I_x$	$2 \times \frac{I_x}{d}$	$I_x = I_y$	$I_z = I_y$	$\frac{I_x}{A} = \frac{I_y}{A}$	$i_{x'}^* = \frac{i_x^*}{i_y^*}$		
mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm		
20 x 20	2,5	3	1,50	0,95	0,74	1,43	0,32	0,54	0,11	0,22	0,38	0,14	0,58	0,74	0,34	0,64	0,44	2,64	1,32	1,32	1,32	1,32	1,32
20 x 20	3	3	1,50	1,12	0,88	1,40	0,39	0,62	0,15	0,28	0,44	0,18	0,59	0,74	0,37	0,78	0,56	3,17	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
25 x 25	2,5	3	1,50	1,20	0,93	1,80	0,68	1,09	0,26	0,37	0,62	0,26	0,75	0,96	0,47	1,36	0,74	5,08	2,03	2,03	2,03	2,03	2,03
25 x 25	3	3	1,50	1,42	1,11	1,77	0,79	1,27	0,31	0,45	0,72	0,30	0,75	0,95	0,47	1,58	0,90	6,16	2,46	2,46	2,46	2,46	2,46
25 x 25	4	3	1,50	1,85	1,45	1,74	1,01	1,61	0,40	0,58	0,91	0,37	0,74	0,93	0,47	2,02	1,16	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
30 x 30	3	3,5	1,75	1,72	1,35	2,16	1,44	2,29	0,59	0,67	1,08	0,47	0,91	1,15	0,58	2,88	1,34	10,55	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52
30 x 30	4	3,5	1,75	2,25	1,77	2,11	1,81	2,85	0,76	0,86	1,34	0,61	0,89	1,12	0,58	3,62	1,72	14,25	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
30 x 30	5	3,5	1,75	2,76	2,17	2,08	2,16	3,41	0,91	1,04	1,60	0,70	0,88	1,11	0,57	4,32	2,08	17,89	5,96	5,96	5,96	5,96	5,96
35 x 35	3,5	3,5	1,75	2,34	1,84	2,52	2,66	4,21	1,11	1,05	1,70	0,83	1,06	1,34	0,69	5,32	2,10	19,51	5,57	5,57	5,57	5,57	5,57
35 x 35	4	3,5	1,75	2,65	2,08	2,50	2,96	4,68	1,24	1,18	1,87	0,88	1,05	1,33	0,68	5,92	2,36	22,29	6,37	6,37	6,37	6,37	6,37
35 x 35	5	3,5	1,75	3,27	2,57	2,46	3,55	5,60	1,53	1,45	2,26	1,04	1,05	1,30	0,68	7,10	2,90	28,57	8,16	8,16	8,16	8,16	8,16
40 x 40	4	4	2	3,06	2,40	2,87	4,56	7,22	1,90	1,59	2,55	1,19	1,22	1,53	0,78	9,12	3,18	33,4	8,35	8,35	8,35	8,35	8,35
40 x 40	5	4	2	3,77	2,96	2,84	5,43	8,64	2,22	1,91	3,04	1,35	1,20	1,51	0,77	10,86	3,82	42,0	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
40 x 40	6	4	2	4,46	3,51	2,80	6,35	9,98	2,67	2,26	3,52	1,57	1,19	1,49	0,77	12,70	4,52	51,1	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8
45 x 45	4,5	4,5	2,25	3,87	3,04	3,24	7,17	11,35	3,00	2,22	3,58	1,67	1,37	1,72	0,88	14,34	4,44	52,9	11,74	11,74	11,74	11,74	11,74
45 x 45	5	4,5	2,25	4,27	3,35	3,20	7,97	12,66	3,27	2,49	3,98	1,78	1,36	1,71	0,88	15,94	4,98	60,7	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
45 x 45	6	4,5	2,25	5,06	3,97	3,18	9,15	14,45	3,85	2,89	4,55	2,08	1,34	1,69	0,87	18,30	5,78	71,6	17,9	17,9	17,9	17,9	17,9
45 x 45	7	4,5	2,25	5,83	4,58	3,14	10,40	16,40	4,39	3,31	5,16	2,29	1,30	1,67	0,87	20,80	6,62	85,0	18,9	18,9	18,9	18,9	18,9



DIMENSIONS				SEC-TION	POIDS	DIS-TANCE du centre de gravité	MOMENTS D'INERTIE			MODULES DE RÉSISTANCE			RAYONS DE GIRATION			ASSEMBLAGES							
							$I_x = I_y$	I_z	I_v	$\frac{I_x}{d} = \frac{I_y}{d}$	$\frac{I_z}{z_1}$	$\frac{I_v}{v_1}$	$i_{x'} = \frac{i_x}{i_y}$	i_z	i_v	$2 \times I_x$	$2 \times \frac{I_x}{d}$	$I_x = I_y$	$I_z = I_y$	$\frac{I_x}{A} = \frac{I_y}{A}$	$i_{x'}^* = \frac{i_x^*}{i_y^*}$		
mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm		
50 x 50	5	5	2,5	4,78	3,75	3,59	11,15	17,64	4,66	3,09	5,00	2,31	1,52	1,92	0,97	22,30	6,18	81,6	16,3	2,07	2,07	2,07	2,07
50 x 50	6	5	2,5	5,67	4,45	3,56	12,84	20,60	5,19	3,62	5,70	2,55	1,51	1,91	0,96	25,68	7,24	98,7	19,7	2,09	2,09	2,09	2,09
50 x 50	7	5	2,5	5,56	5,13	3,51	14,06	23,10	6,02	4,15	6,58	2,85	1,49	1,88	0,96	28,12	8,30	117	23,4	2,11	2,11	2,11	2,11
50 x 50	8	5	2,5	7,39	5,80	3,47	16,40	26,00	6,95	4,70	7,38	3,25	1,49	1,88	0,95	32,80	9,40	135	27,0	2,14	2,14	2,14	2,14
60 x 60	6	6	3	6,88	5,40	4,30	23,01	36,50	9,61	5,36	8,59	4,04	1,83	2,30	1,18	46,02	10,72	170	28,3	2,30	2,30	2,30	2,30
60 x 60	7	6	3	7,95	6,23	4,26	26,25	41,70	10,79	6,16	9,83	4,38	1,82	2,29	1,17	52,50	12,32	201	33,6	2,52	2,52	2,52	2,52
60 x 60	8	6	3	9,00	7,07	4,22	29,40	46,50	12,21	6,96	11,00	4,87	1,81	2,27	1,17	58,80	13,92	230	38,3	2,54	2,54	2,54	2,54
60 x 60	10	6	3	11,04	8,67	4,15	34,9	55,17	14,65	8,40	13,00	5,58	1,78	2,23	1,15	69,80	16,80	291	48,5	2,57	2,57	2,57	2,57
70 x 70	7	7	3,5	9,36	7,35	5,02	42,80	67,70	17,90	8,53	13,70	6,40	2,14	2,69	1,38	85,80	17,06	316	45,1	2,90	2,90	2,90	2,90
70 x 70	8	7	3,5	10,61	8,33	4,98	48,15	76,00	20,40	9,70	15,30	7,10	2,13	2,68	1,38	96,30	19,40	366	52,4	2,93	2,93	2,93	2,93
70 x 70	9	7	3,5	11,54	9,29	4,94	53,00	83,70	22,30	10,70	16,90	7,68	2,11	2,66	1,37	106,00	21,40	410	58,6	2,95	2,95	2,95	2,95
70 x 70	11	7	3,5	12,35	11,18	4,86	62,50	98,50	26,20	12,80	20,00	8,70	2,10	2,62	1,35	125,00	25,80	507	72,2	3,00	3,00	3,00	3,00
80 x 80	8	8	4	12,23	9,60	5,73	72,90	115,91	29,83	12,70	20,40	9,03	2,04	3,08	1,56	145,80	25,40	540	67,5	3,33	3,33	3,33	3,33
80 x 80	9	8	4	13,66	10,71	5,69	80,71	127,84	33,57	14,17	22,60	10,28	2,43	3,06	1,56	161,42	28,34	614	77,0	3,36	3,36	3,36	3,36
80 x 80	10	8	4	15,07	11,83	5,66	88,10	139,91	36,23	16,60	24,70	11,00	2,42	3,05	1,55	176,20	31,20	681	85,1	3,37	3,37	3,37	3,37
90 x 90	9	9	4,5	15,48	12,15	6,45	117	185,30	48,30	18,10	29,20	13,40	2,75	3,47	1,77	234	36,20	864	96	3,75	3,75	3,75	3,75
90 x 90	11	9	4,5	18,68	14,66	6,37	139	219,30	58,30	21,80	34,40	15,60	2,73	3,44	1,77	278	43,60	1,065	118	3,79	3,79	3,79	3,79
90 x 90	13	9	4,5	21,8	17,11	6,30	160	252	66,50	25,30	39,60	17,40	2,70	3,40	1,75	320	50,60	1,2					

Profil en UAP : ailes à faces parallèles

	DIMENSIONS				SECTION	POIDS	POSITIONS DU CENTRE DE GRAVITÉ		MOMENTS D'INERTIE		MODULES DE RÉSISTANCE		RAYONS DE GIRATION			
	H	B	e	e' = R			S	P	d	d ₁	I _x	I _y	I _x /v _y	I _y /d ₁		
									mm	mm	cm ⁴	cm ⁴				
Série courante	80	45	5	8	10,7	8,38	1,61	2,89	107,0	21,3	26,8	7,38	3,16	1,41		
	100	50	5,5	8,5	13,4	10,5	1,70	3,30	209,5	32,8	41,9	9,95	3,97	1,57		
	130	55	6	9,5	17,5	13,7	1,78	3,72	459,5	51,3	70,7	13,8	5,13	1,71		
	150	65	7	10,25	22,9	17,9	2,05	4,45	797,0	93,3	106	21,0	5,90	2,02		
	175	70	7,5	10,75	27,0	21,2	2,12	4,88	1 272,0	126,4	145	25,9	6,86	2,16		
	200	75	8	11,5	32,0	25,1	2,22	5,28	1 948	169,7	195	32,1	7,80	2,30		
	220	80	8	12,5	36,2	28,5	2,40	5,60	2 710	222,3	247	39,8	8,64	2,48		
	250	85	9	13,5	43,8	34,4	2,45	6,05	4 136	296,7	331	49,1	9,72	2,61		
	270	95	9	14,5	50,1	39,4	2,82	6,68	5 675	436,3	420	65,4	10,64	2,95		
	300	100	9,5	16	58,6	46,0	2,96	7,04	8 170	562,1	545	79,8	11,81	3,10		
Série légère	178	58	4,7	6,5	15,5	12,2	1,55	4,25	740	62,3	83	14,6	6,93	2,00		
	200	65	5	7	18,6	14,6	1,72	4,78	1 133	73,75	113	15,4	7,80	1,98		
	220	67	5,3	8	21,8	17,1	1,81	4,89	1 608	88,6	146	18,1	8,60	2,01		
	220	68,7	7	8	25,6	20,1	1,70	5,17	1 760	101	160	19,5	8,30	1,98		
	270	75	5,6	9,5	28,7	22,5	2,01	5,49	3 215	153	238	27,9	10,6	2,31		
	270	77	7,6	9,5	34,1	26,8	1,88	5,82	3 543	173	262	30	10,2	2,24		
	320	85	7	11	40,1	31,5	2,18	6,32	6 111	264	384,5	41,8	12,3	2,56		
	320	87,5	9,5	11	48,1	37,7	2,04	6,71	6 793	300	424,5	44,7	11,85	2,50		



**Valeurs du coefficient de flambement k en fonction de l'élancement λ
pour $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$**

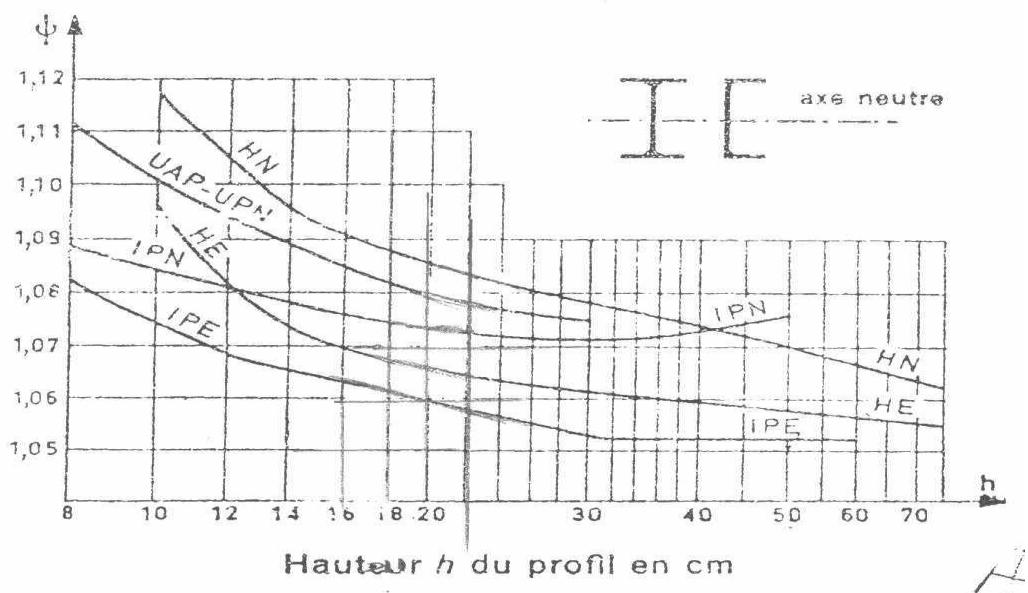
Élancement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002	1,003
10	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,012	1,013
20	1,015	1,016	1,018	1,019	1,021	1,023	1,025	1,028	1,030	1,032
30	1,035	1,037	1,040	1,043	1,046	1,049	1,052	1,056	1,060	1,063
40	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,090	1,095	1,100	1,105	1,111
50	1,117	1,123	1,130	1,137	1,144	1,151	1,159	1,166	1,175	1,183
60	1,192	1,201	1,211	1,221	1,231	1,242	1,253	1,265	1,277	1,289
70	1,302	1,315	1,328	1,342	1,357	1,372	1,387	1,403	1,420	1,436
80	1,453	1,471	1,489	1,508	1,527	1,547	1,567	1,587	1,608	1,629
90	1,651	1,674	1,696	1,719	1,743	1,767	1,792	1,817	1,842	1,868
100	1,894	1,921	1,947	1,975	2,003	2,031	2,060	2,089	2,118	2,148
110	2,178	2,209	2,240	2,271	2,303	2,335	2,367	2,400	2,433	2,467
120	2,501	2,535	2,570	2,605	2,640	2,676	2,712	2,748	2,785	2,822
130	2,860	2,897	2,936	2,974	3,013	3,052	3,091	3,131	3,172	3,212
140	3,253	3,294	3,335	3,377	3,419	3,462	3,504	3,548	3,591	3,635
150	3,679	3,723	3,768	3,813	3,858	3,904	3,950	3,997	4,043	4,090
160	4,137	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58
170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09
180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64
190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22
200	6,28	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,71	6,77	6,84
210	6,90	6,96	7,03	7,09	7,15	7,22	7,28	7,35	7,41	7,48
220	7,54	7,61	7,67	7,74	7,81	7,88	7,94	8,01	8,08	8,15
230	8,22	8,29	8,36	8,43	8,49	8,57	8,64	8,71	8,78	8,85
240	8,92	8,99	9,07	9,14	9,21	9,29	9,36	9,43	9,51	9,58
250	9,66	9,74	9,81	9,88	9,96	10,04	10,11	10,19	10,27	10,35
260	10,43	10,50	10,58	10,66	10,74	10,82	10,90	10,98	11,06	11,14
270	11,22	11,30	11,38	11,47	11,55	11,63	11,71	11,80	11,88	11,96
280	12,05	12,13	12,22	12,30	12,39	12,47	12,56	12,64	12,73	12,82
290	12,90	12,99	13,08	13,17	13,26	13,35	13,44	13,53	13,61	13,71
300	13,79									

Valeurs de la contrainte critique σ_k (daN/mm²) en fonction de l'élancement λ

Élancement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	∞	207262	51816	23029	12954	8290	5757	4230	3238	2559
10	2073	1713	1439	1226	1057	921	810	717	640	574
20	518,16	469,98	428,23	391,80	359,83	331,62	306,60	284,31	264,36	246,45
30	230,29	215,67	202,40	190,32	179,29	169,19	159,92	151,40	143,53	136,27
40	129,54	123,30	117,50	112,09	107,06	102,35	97,95	93,83	89,96	86,32
50	82,90	79,69	76,65	73,78	71,08	68,52	66,09	63,79	61,81	59,54
60	57,57	55,70	53,92	52,22	50,60	49,06	47,58	46,17	44,82	43,53
70	42,30	41,12	39,98	38,89	37,85	36,85	35,88	34,96	34,07	33,21
80	32,38	31,59	30,82	30,09	29,37	28,69	28,02	27,38	26,76	26,17
90	25,59	25,03	24,49	23,96	23,46	22,97	22,49	22,03	21,58	21,15
100	20,73	20,32	19,92	19,54	19,16	18,80	18,45	18,10	17,77	17,44
110	17,13	16,82	16,52	16,23	15,95	15,67	15,40	15,14	14,89	14,64
120	14,39	14,16	13,83	13,70	13,48	13,26	13,06	12,85	12,65	12,45
130	12,26	12,08	11,90	11,72	11,54	11,37	11,21	11,04	10,88	10,73
140	10,57	10,43	10,28	10,14	10,00	9,86	9,72	9,59	9,46	9,34
150	9,21	9,09	8,97	8,85	8,74	8,63	8,52	8,41	8,30	8,20
160	8,10	8,00	7,90	7,80	7,71	7,61	7,52	7,43	7,34	7,26
170	7,17	7,09	7,01	6,93	6,85	6,77	6,69	6,62	6,54	6,47
180	6,40	6,33	6,26	6,19	6,12	6,06	5,99	5,93	5,86	5,80
190	5,74	5,68	5,62	5,56	5,51	5,45	5,40	5,34	5,29	5,23
200	5,18	5,13	5,08	5,03	4,98	4,93	4,88	4,84	4,79	4,74
210	4,70	4,66	4,61	4,57	4,53	4,48	4,44	4,40	4,36	4,32
220	4,28	4,24	4,21	4,17	4,13	4,09	4,06	4,02	3,99	3,95
230	3,92	3,88	3,85	3,82	3,79	3,75	3,72	3,69	3,66	3,63
240	3,60	3,57	3,54	3,51	3,48	3,45	3,42	3,40	3,37	3,34
250	3,32	3,29	3,28	3,24	3,21	3,19	3,16	3,14	3,11	3,09
260	3,07	3,04	3,02	3,00	2,97	2,95	2,93	2,91	2,89	2,86
270	2,84	2,82	2,80	2,78	2,76	2,74	2,72	2,70	2,68	2,66
280	2,64	2,62	2,61	2,59	2,57	2,55	2,53	2,52	2,50	2,48
290	2,46	2,45	2,43	2,41	2,40	2,38	2,37	2,35	2,33	2,32
300	2,30									

Coefficient d'adaptation plastique

Valeur du coefficient ψ



Références bibliographiques

1. Morel J., *Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3*, édition Eyrolles, Paris, 2005
2. P. BOURRIER; J. BROZZETTI, "Construction Métallique et Mixte Acier - Béton - Tomes 1 et 2", EYROLLES.
3. M.A. HIRT; R. BEZ, "Construction Métallique - Volumes 10 et 11" - Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
4. Document Technique Réglementaire - DTR - BC 2.44 - Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier « CCM97 édition du centre national CGS, Alger, 1999.
5. Document Technique Réglementaire - DTR - BC 2-4.10 - Conception et Dimensionnement des Structures Mixtes Acier-Béton.
6. D.T.R 2-4.7, Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions "R.N.V.1999", édition du centre national CNERIB, Alger, 2000
7. "Calcul pratique des structures métallique", Office des publications universitaires, Alger.
8. J. BROZZETTI; M.A. HIRT; R. BEZ, "Construction Métallique « Exemples Numériques adaptés aux Eurocodes", Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
9. Dahmani L., *Calcul des éléments résistants d'une structure métallique*, édition OPU, Alger, 2009,
10. S.P. TIMOSHENKO, "Théorie de la Stabilité Élastique", DUNOD.
11. Hirt M., Crisinel M., *Charpentes Métalliques*, Volume 11 du traité TGC, édition des Presses universitaires PPUR, Lausanne, Suisse, 2005
12. Landowski M., Lemoine B., *Concevoir et construire en acier*, édition Arcelor, Luxembourg 2005.