

Université de Liège
Département ArGEnCo

CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET EN BETON I
Partie CONSTRUCTIONS METALLIQUES I

3^{ème} Bachelier Ingénieur Civil, option « Constructions »

Exercices

SEPTEMBRE 2011

Ludivine Comeliau & Jean-Pierre Jaspert



TABLE DES MATIÈRES

I. ÉNONCÉS.....	3
I.1. Membrures tendues	3
I.2. Membrures comprimées.....	10
I.3. Poutres fléchies – Sans déversement.....	19
I.4. Poutres fléchies – Avec déversement.....	22
I.5. Exercices récapitulatifs	26
II. SOLUTIONS.....	36
II.1. Membrures tendues	36
II.2. Membrures comprimées.....	40
II.3. Poutres fléchies – Sans déversement.....	44
II.4. Poutres fléchies – Avec déversement.....	48
II.5. Exercices récapitulatifs	50

I. ÉNONCÉS

I.1. MEMBRURES TENDUES

Exercice 1

Déterminer l'épaisseur minimale que doivent avoir les plats afin d'assurer la transmission, en service, d'un effort de traction N entre les éléments assemblés (Figure 1).

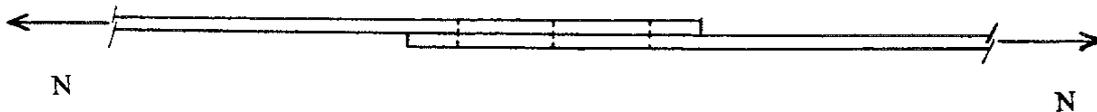


Figure 1

Données :

- $N = 200 \text{ kN}$ (charge variable)
- Acier S235
- 6 boulons ordinaires M20 (diamètre nominal $d_0 = 20 \text{ mm}$), répartis en trois rangées de deux boulons
- Le diamètre des trous est de 2 mm supérieur à celui des boulons ($d = d_0 + 2 \text{ mm}$)
- La largeur des plats est de $b = 150 \text{ mm}$

Exercice 2

L'assemblage représenté à la Figure 2 ci-dessous doit transmettre un effort de traction pondéré N_{Ed} entre les plats A et B. On demande de vérifier la résistance de ces plats.

Données :

- $N_{Ed} = 280 \text{ kN}$
- Acier S235
- 5 boulons ordinaires M20 (diamètre nominal $d_0 = 20 \text{ mm}$), disposés comme renseigné à la Figure 2
- Le diamètre des trous est de 2 mm supérieur à celui des boulons ($d = d_0 + 2 \text{ mm}$)
- L'épaisseur des plats est de $t = 10 \text{ mm}$
- On considère qu'il y a équirépartition de l'effort entre les cinq boulons

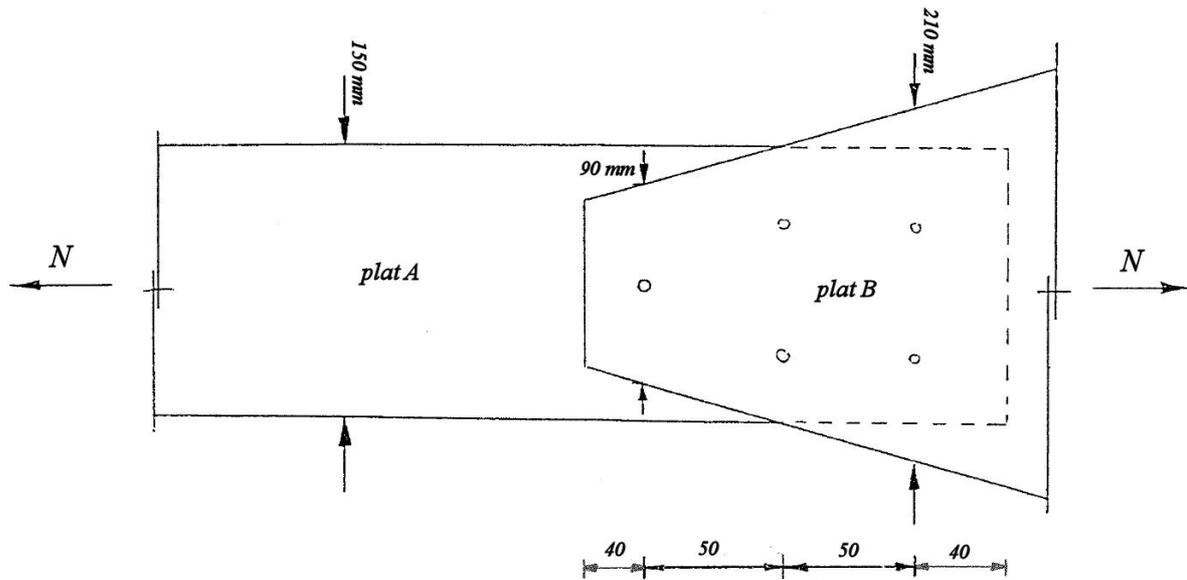


Figure 2

Exercice 3

Le contreventement d'une structure est réalisé à l'aide de cornières à ailes inégales L150x100x10. Celles-ci sont fixées aux colonnes par leur aile la plus petite, par l'intermédiaire de 3 boulons M16 disposés en une seule file (Figure 3).

On demande de vérifier la résistance d'une cornière sollicitée par un effort de traction pondéré $N_{Ed} = 330 \text{ kN}$.

Données :

- Acier S235
- Boulons ordinaires M16 (diamètre nominal $d_0 = 16 \text{ mm}$)
- Le diamètre des trous est de 2 mm supérieur à celui des boulons ($d = d_0 + 2 \text{ mm}$)
- On considère qu'il y a équirépartition de l'effort entre les 3 boulons
- Disposition des boulons (Figure 3) : $e_1 = 35 \text{ mm}$, $e_2 = 25 \text{ mm}$, $p_1 = 100 \text{ mm}$

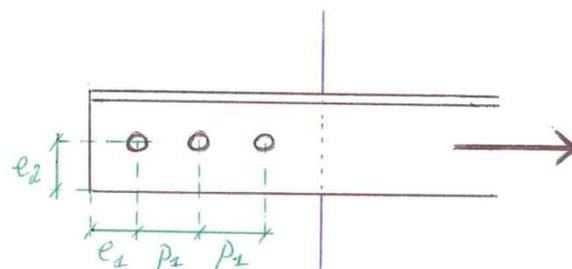


Figure 3

Exercice 4

On demande de vérifier la résistance en section d'une cornière 130x65x10 (S355) soumise à un effort de traction pondéré $N_{Ed} = 400 \text{ kN}$, sachant que cette cornière est fixée par sa grande aile au reste de la structure grâce à deux boulons M27 positionnés comme représenté à la Figure 4.

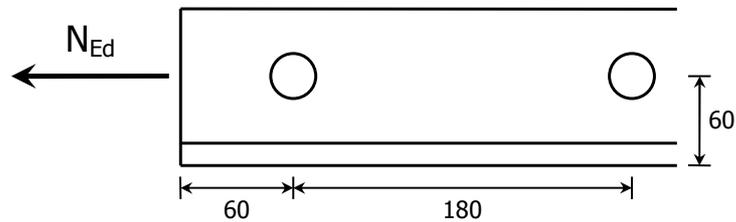


Figure 4: Cornière soumise à un effort de traction (dimensions en mm)

Exercice 5

Soit l'assemblage de la Figure 5 ci-dessous, devant transmettre un effort de traction N (charge variable) entre deux plats. Il est demandé de vérifier la résistance des plats de cet assemblage et de donner un avis quant au mode de ruine (ductile ou fragile) engendré lorsque la force N dépasse cette résistance.

Données :

- $N = 250 \text{ kN}$ (non pondéré)
- Acier S235 ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$)
- 4 boulons ordinaires M20

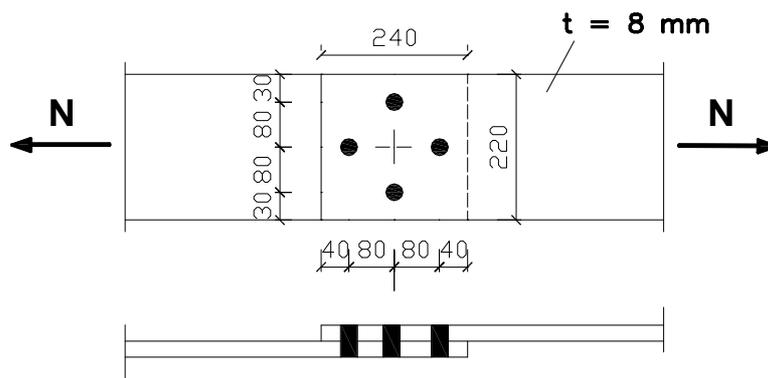


Figure 5

Exercice 6

Soit l'assemblage de la Figure 6 ci-dessous, devant transmettre un effort de traction N (charge variable) entre deux plats. Il est demandé de vérifier la résistance des plats et couvre-joints de cet assemblage et de donner un avis quant au mode de ruine (ductile ou fragile) engendré lorsque la force N dépasse cette résistance.

Données :

- $N = 250$ kN (non pondéré)
- Acier S235 ($f_y = 235$ N/mm², $f_u = 360$ N/mm²)
- 4 boulons ordinaires M20

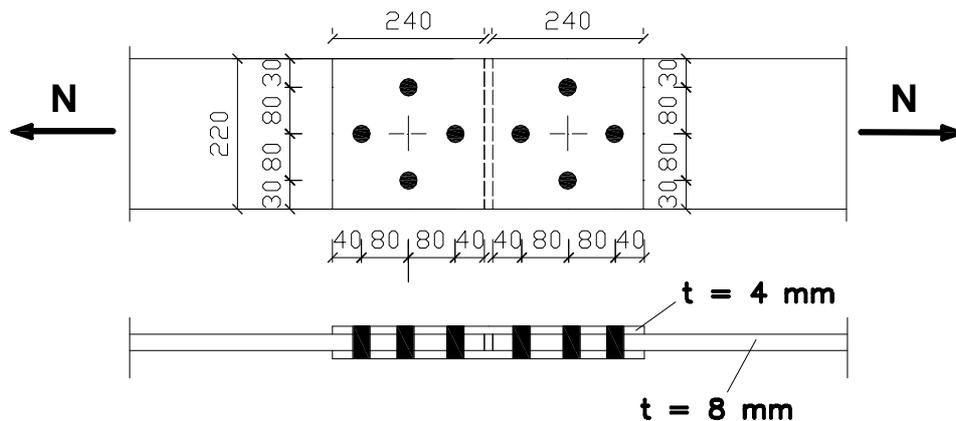


Figure 6

Exercice 7

Soit un système de contreventement réalisé à l'aide de cornières à ailes inégales L130x65x8 (Figure 7). Ces dernières sont attachées aux colonnes au moyen de goussets de 12 mm d'épaisseur et de boulons non précontraints M24. Il est demandé de vérifier la résistance d'une barre sous l'application d'un effort de traction N_{Ed} de 200 kN (pondéré).

Note : Les trous de boulon percés dans les goussets et cornières ont un diamètre (d_0) supérieur de 2 mm à celui des boulons (d_b).

Données :

- Cornières et gousset en acier S235 : $f_y = 235$ N/mm² ; $f_u = 360$ N/mm²
- Propriétés du profilé L130x65x8 (Figure 7):
 $h = 130$ mm ; $b = 65$ mm ; $t = 8$ mm ; $A = 15,09$ cm²
- Géométrie de la connexion:
 $e_1 = 2,5 \cdot d_0$; $p = 2,5 \cdot d_0$; $d_0 = d_b + 2$ mm

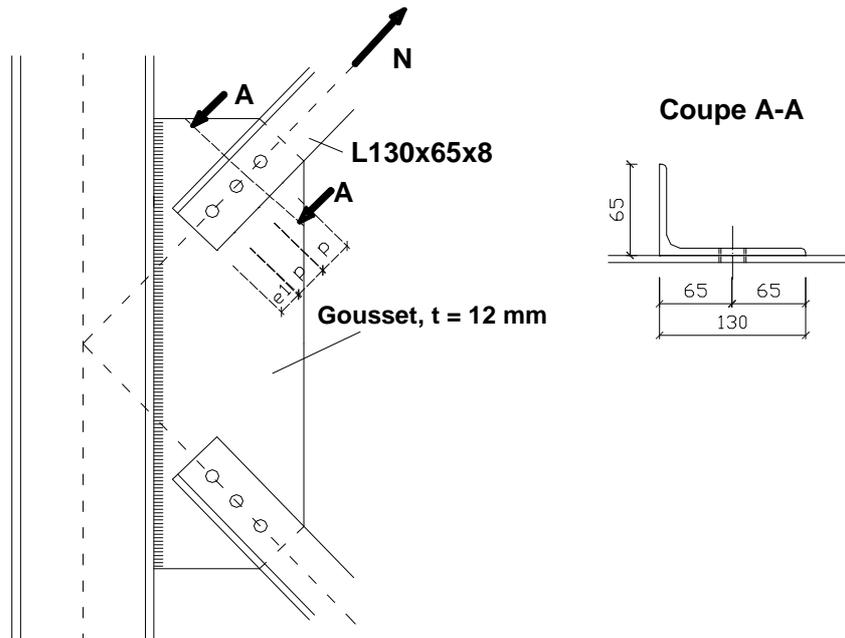


Figure 7: Cornières de contreventement

Exercice 8

Une cornière L120x80x8 est assemblée par son aile la plus grande sur un plat de 5 mm d'épaisseur et de largeur b , à l'aide d'une file de 6 boulons M16 disposés comme indiqué à la Figure 8. Cet assemblage doit transmettre un effort de traction N_{Ed} entre les deux éléments.

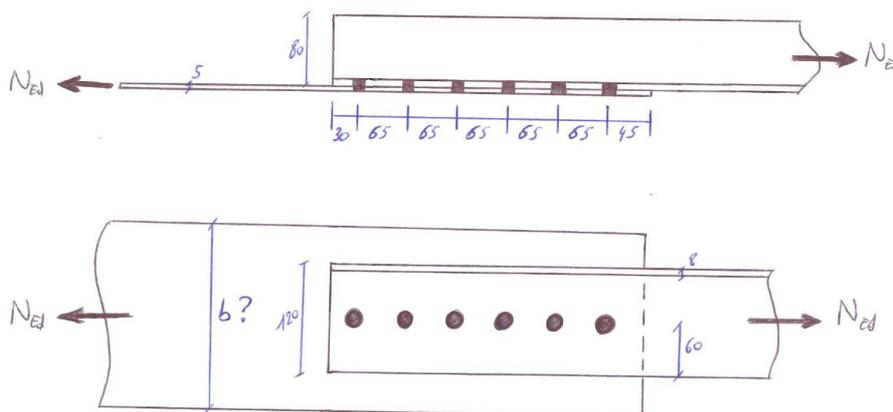


Figure 8: Assemblage (dimensions en mm)

On demande :

- De déterminer s'il est possible, en choisissant une largeur de plat appropriée, de définir un assemblage dont le mode de ruine est ductile.

- Si oui, de donner la valeur de b à adopter pour que l'assemblage puisse supporter un effort aussi grand que possible tout en satisfaisant cette exigence de ruine ductile. Préciser la valeur de cet effort résistant ainsi que le mode de ruine associé.
- Si non, de donner la valeur de b à adopter pour que l'assemblage puisse supporter un effort aussi grand que possible en admettant un mode de ruine fragile. Préciser la valeur de cet effort résistant ainsi que le mode de ruine associé.

Notes :

- Le plat et la cornière sont tous deux réalisés en acier S235 ;
- Le plat ne peut être moins large que l'aile de la cornière qui y est boulonnée ;
- Le diamètre des trous de boulons est de 2 mm supérieur au diamètre nominal des boulons ;
- Les boulons sont capables de supporter l'effort maximal transmissible par le plat et la cornière.

Exercice 9

Une cornière L120x80x8 est assemblée par son aile la plus petite sur un plat de 6 mm d'épaisseur et de largeur b , à l'aide d'une file de 6 boulons M16 disposés comme indiqué à la Figure 9. Cet assemblage doit transmettre un effort de traction N_{Ed} entre les deux éléments.

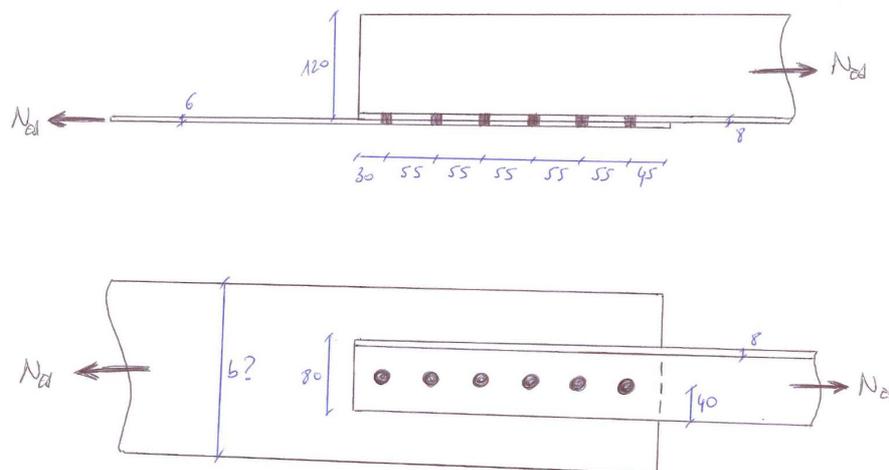


Figure 9: Assemblage (dimensions en mm)

On demande :

- De déterminer s'il est possible, en choisissant une largeur de plat appropriée, de définir un assemblage dont le mode de ruine est ductile.
- Si oui, de donner la valeur de b à adopter pour que l'assemblage puisse supporter un effort aussi grand que possible tout en satisfaisant cette exigence de ruine ductile. Préciser la valeur de cet effort résistant ainsi que le mode de ruine associé.

- Si non, de donner la valeur de b à adopter pour que l'assemblage puisse supporter un effort aussi grand que possible en admettant un mode de ruine fragile. Préciser la valeur de cet effort résistant ainsi que le mode de ruine associé.

Notes :

- Le plat et la cornière sont tous deux réalisés en acier S235 ;
- Le plat ne peut être moins large que l'aile de la cornière qui y est boulonnée ;
- Le diamètre des trous de boulons est de 2 mm supérieur au diamètre nominal des boulons ;
- Les boulons sont capables de supporter l'effort maximal transmissible par le plat et la cornière.

I.2. MEMBRURES COMPRIMÉES

Exercice 1

Vérifier la résistance de la colonne suivante sous l'effet d'un effort de compression P centré en tête (charge permanente).

Données :

- $P = 600 \text{ kN}$ (charge de service)
- Colonne HE 160 A, bi-articulée, de longueur $L = 3 \text{ m}$
- Acier S235

Exercice 2

Dimensionner la colonne suivante pour qu'elle puisse reprendre l'effort de compression centré pondéré N_{Ed} .

Données :

- $N_{Ed} = 900 \text{ kN}$
- Colonne bi-articulée de longueur $L = 3 \text{ m}$
- Acier S235

Exercice 3

Soit la colonne de la Figure 10 ci-dessous, constituée d'un profilé HE 200 A. On demande de vérifier sa résistance et de comparer les résultats obtenus avec ceux de l'Exercice 2.

Données :

- $N_{Ed} = 900 \text{ kN}$
- Acier S235

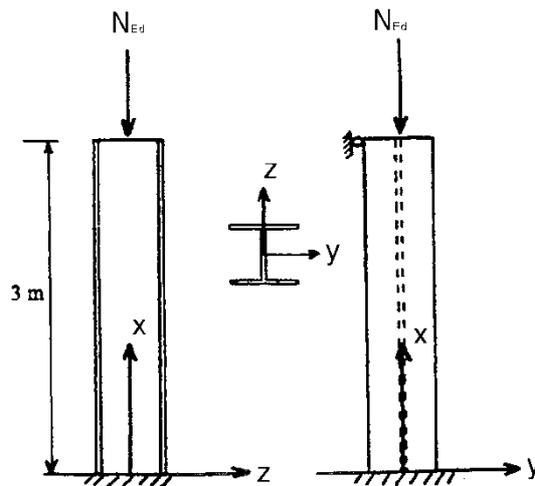


Figure 10

Exercice 4

Soit la structure de hall représentée à la Figure 11, dans laquelle les colonnes sont constituées de profils creux de section carrée (profils doublement symétriques). Cette structure est contreventée dans la direction longitudinale (des croix de contreventement sont présentes dans les deux plans de colonnes, bien qu'elles ne soient représentées que dans le premier à la figure); mais n'est pas contreventée dans la direction transversale.

On demande de déterminer le sens de flambement le plus défavorable pour les différentes colonnes de ce hall, ainsi que d'estimer les longueurs de flambement correspondantes (donner un intervalle).

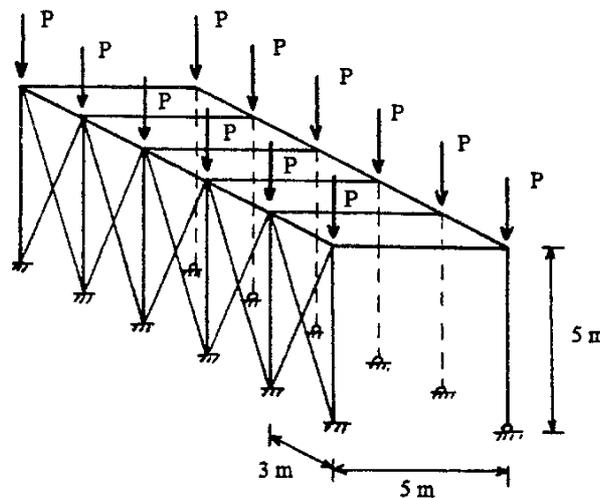


Figure 11

Exercice 5

Soit une poutre en treillis, isostatique et chargée exclusivement en ses nœuds. On demande de vérifier la résistance de l'élément le plus comprimé de la membrure supérieure, composée de tubes rectangulaires finis à chaud.

Données :

- $N_{Ed} = 500 \text{ kN}$
- Acier S235
- Longueur de l'élément : $L = 2,5 \text{ m}$
- Profilé : tube rectangulaire fini à chaud de dimensions $150 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$
 $A = 23,36 \text{ cm}^2$; $I_y = 707 \text{ cm}^4$; $I_z = 378,6 \text{ cm}^4$
- Le déplacement hors plan des nœuds du treillis est empêché

Exercice 6

Soit une colonne encastree en base et haubanée dans son plan principal d'inertie y-y (Figure 12). On demande de déterminer l'effort de compression maximal qu'elle peut supporter, en considérant que les haubans sont infiniment raides par rapport à la colonne.

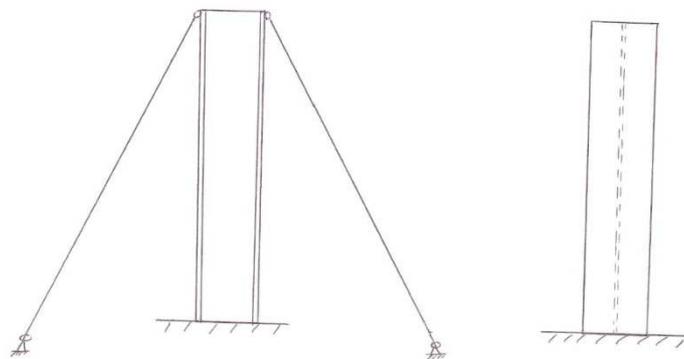


Figure 12

Données :

- $L = 5 \text{ m}$
- Acier S235
- Profilé : tube carré fini à chaud de dimensions $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$
 $A = 15,08 \text{ cm}^2$; $I_y = I_z = 226,35 \text{ cm}^4$

Exercice 7

La colonne AB représentée à la figure ci-dessous est soumise aux conditions d'appui suivantes :

- Flexion d'axe fort : appuis simples en A et B
- Flexion d'axe faible : encastrement en A, appui horizontal en B. Cet appui (en B) est réalisé grâce à 2 barres métalliques RB et SB supposées infiniment rigides en traction et compression, et soumises chacune à un effort de traction P

On demande d'évaluer l'effort de traction P maximal que l'on peut introduire dans chacune de ces barres sans mettre en péril la stabilité de la colonne.

Données :

- Hauteur : 5 mètres
- Profilé de la colonne : IPE 200
- Acier : S355

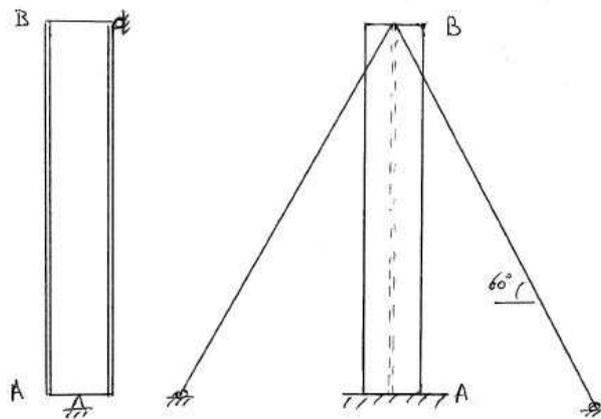


Figure 13

Exercice 8

Un étau de 6 mètres de haut est réalisé à l'aide d'une section en H. Il est sollicité par une charge axiale de 1600 kN en service (charge variable).

Cet étau est admis sécuritairement être simplement articulé à ses extrémités, tant pour la flexion d'axe fort que d'axe faible. A mi-hauteur, il est muni d'une lisse constituée d'un profil en H de moindre dimension, qui assure un point fixe pour le déplacement de la colonne dans la direction y-y (Figure 13).

On demande de trouver le type le plus économique de section HEB de nuance S275 permettant d'assurer l'usage désiré.

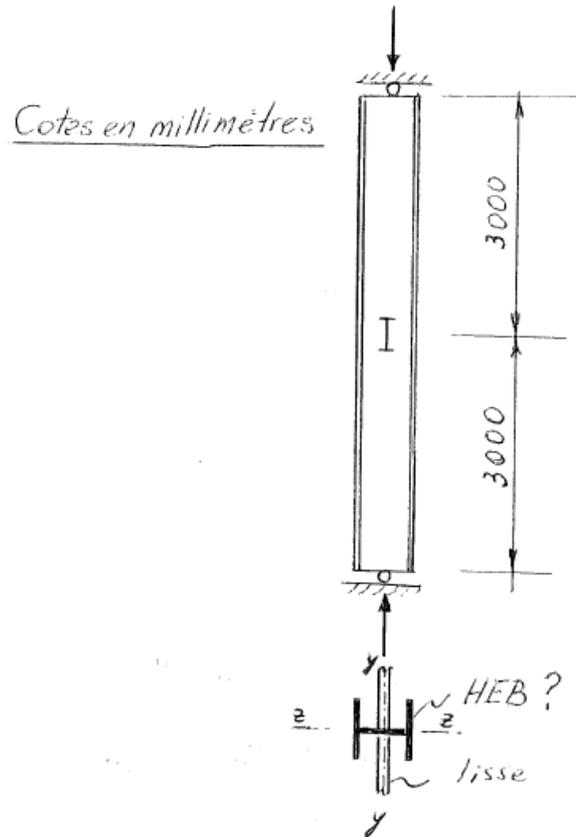


Figure 14

Exercice 9

Soit le portique de la Figure 15 suivante. Il est contreventé dans le plan ABCDEF ; et les conditions d'appuis dans ce plan sont telles qu'indiquées à la figure. Dans le plan transversal, le portique n'est pas contreventé : les colonnes sont considérées encastées en base mais le déplacement en tête n'est pas empêché (« encastées-libres »).

Les poutres sont soumises à une charge variable uniformément répartie p de 11 kN/m. Des charges permanentes P de 270 kN sont en outre appliquées en tête des colonnes.

On demande :

- De choisir l'orientation la plus appropriée des colonnes (axe fort pour la flexion dans le plan du portique ou dans le plan transversal) ?
- De dimensionner les colonnes AB et EF pour qu'elles soient stables à l'ELU.

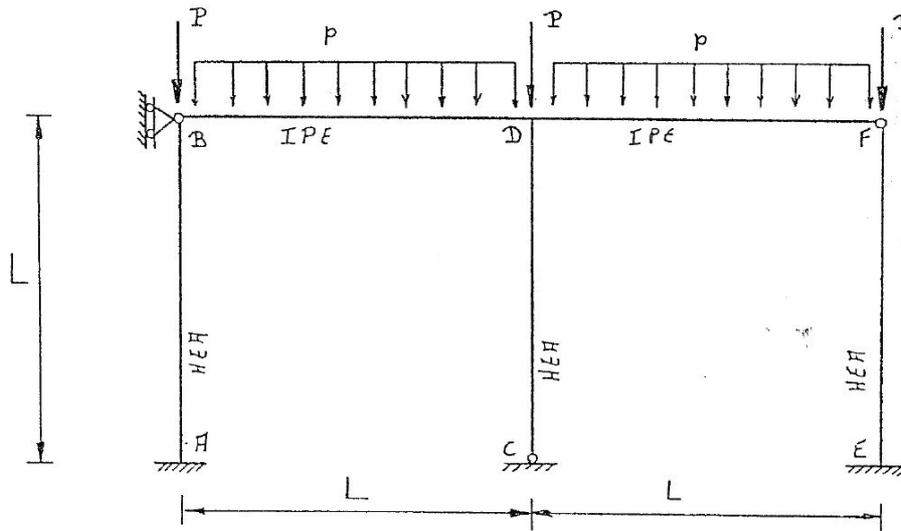


Figure 15

Données :

- $L = 10 \text{ m}$
- Le poids propre des éléments sera négligé
- On utilisera un profilé de type HEA pour les colonnes
- On utilisera un acier S355

Exercice 10

Soit une colonne de 4 mètres de longueur, constituée d'un profilé tubulaire de section rectangulaire 200x200x10 (mm), fini à chaud, en acier S355.

La colonne en question fait partie d'une plus grande structure. On sait que sa longueur de flambement d'axe fort vaut 2,5 fois la longueur physique de l'élément, et que la colonne peut sécuritairement être considérée comme appuyée-encastree vis-à-vis du flambement d'axe faible (nœuds fixes en translation).

On demande de déterminer la charge maximum de compression à laquelle peut être soumise cette colonne à l'état limite ultime.

Les caractéristiques statiques de la section RHS 200x200x10 sont les suivantes :

$$A = 56 \text{ cm}^2 ; I_y = 2729 \text{ cm}^4 ; I_z = 896 \text{ cm}^4$$

Exercice 11

Soit une colonne de 4,5 mètres de haut soumise à un effort de compression N_{Ed} , dont les conditions d'appuis sont spécifiées à la Figure 16. Il est demandé de vérifier la résistance de la colonne, sachant que :

- Elle est constituée d'un profilé HEA300 en acier S355
- $N_{Ed} = 3000 \text{ kN}$ (pondéré)

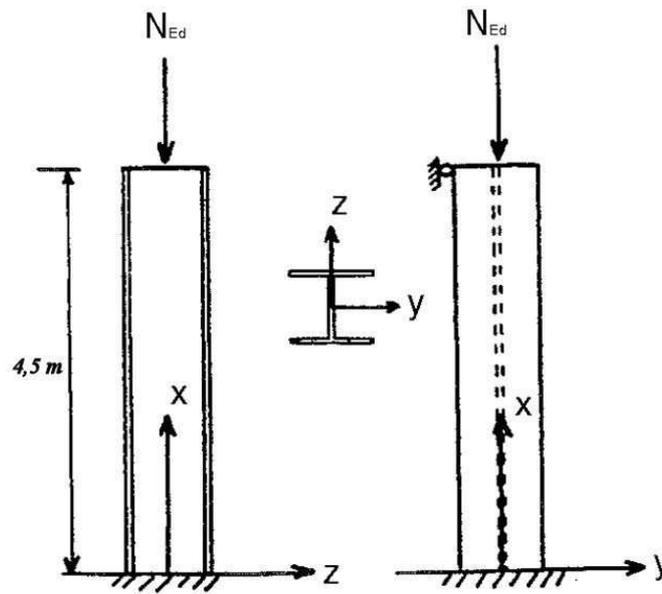


Figure 16

Exercice 12

Soit une ferme constituée de barres reliées entre elles par des assemblages rotulés en A, B, C, D, E et F (Figure 17). Dans son plan, la structure est posée sur des appuis simples en A et E. La stabilité hors-plan de la structure est assurée par un système de contreventement (lignes en trait interrompu) qui empêche le déplacement hors-plan des nœuds A, B, C, D, E et F.

Des charges concentrées variables P sont appliquées verticalement aux points B, D et F. Les barres sont constituées de profilés UAP 100, placés avec l'âme verticale. Pour la barre BD, on demande de :

- Déterminer le diagramme de l'effort normal à l'ELU et la valeur de cet effort ;
- Vérifier la résistance et la stabilité de la barre comprimée.

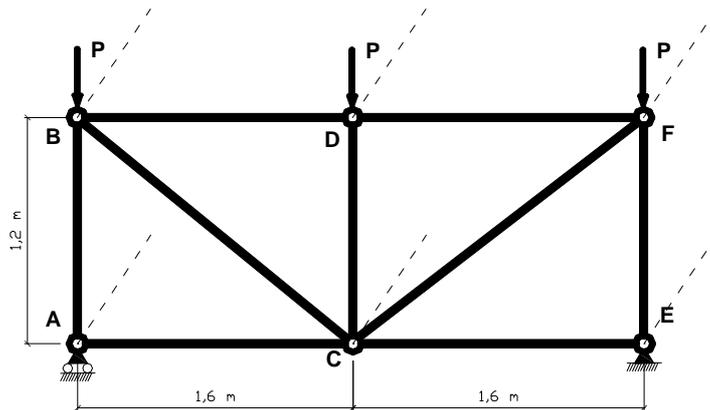


Figure 17: Ferme en treillis

Note : Le poids propre des éléments est négligé

Données :

- Acier S355 : $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- $P = 200 \text{ kN}$ (non pondéré)
- Propriétés du profilé UAP 100 (Figure 18):

Section de Classe 1

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)
100	50	5,5

t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
8,5	8,5	13,38

I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	$W_{pl,y}$ (cm ³)
109,5	41,90	49,59

I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
32,83	9,95	18,47

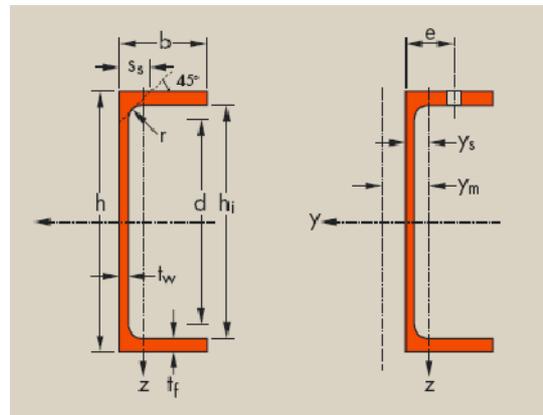


Figure 18: Profilé UAP

Exercice 13

Soit la structure de la Figure 19, soumise aux charges indiquées. On demande :

- D'estimer grossièrement la longueur de flambement des différentes colonnes de la structure dans le plan considéré (donner un intervalle) ;
- Sur base des résultats précédents, d'évaluer de façon sécuritaire la valeur maximale que peuvent prendre les charges variables P ;

- Ce que deviendrait la longueur de flambement des colonnes si l'on supprimait l'appui horizontal du premier niveau (en conservant celui du second niveau).

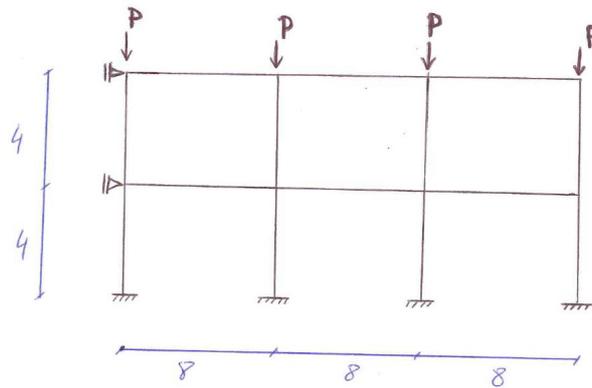


Figure 19: Structure (dimensions en m) et sollicitations

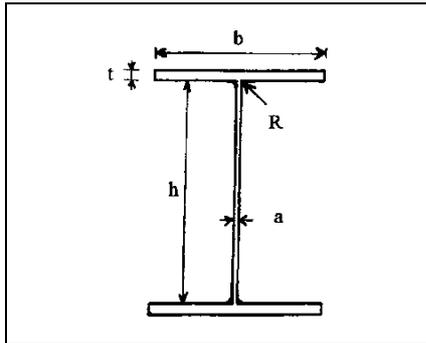
Notes :

- Tous les éléments sont réalisés en acier S355 ;
- Les colonnes sont faites de profilés HEB140 ;
- Tous les profilés fléchissent autour de leur axe fort dans le plan de la structure ;
- On suppose empêchée toute instabilité en dehors du plan de la structure.

I.3. POUTRES FLÉCHIES – SANS DÉVERSEMENT

Exercice 1

On demande d'évaluer la classe des différentes sections transversales de poutres en H de la Figure 20, ainsi que le moment maximum qu'elles sont capables de supporter si elles sont soumises à flexion pure (pour une flexion d'axe fort et pour une flexion d'axe faible). L'acier utilisé est du S355.



mm	b	t	h	a	R
Profil 1	IPE 200				
Profil 2	HE 160 A				
Profil 3	500	20	2500	25	25
Profil 4	800	20	2500	25	25

Figure 20

Exercice 2

Soit la poutre de 15 mètres de long représentée à la Figure 21 suivante. Elle repose sur trois appuis constitués de poutres de toiture inclinées de 30° par rapport au plan horizontal. On demande de vérifier la poutre à l'ELU (résistance en section) et à l'ELS (flèche) sous une charge variable uniformément répartie de 3 kN/m (non pondérée) agissant dans le plan vertical.

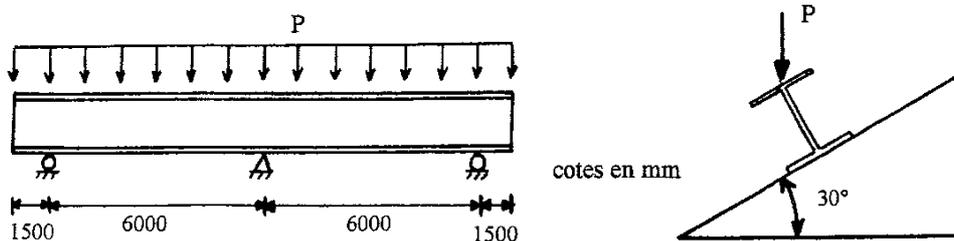


Figure 21

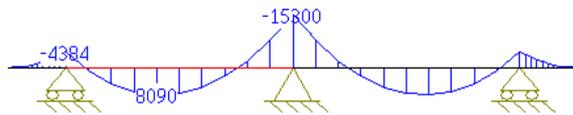
Données :

- Profilé HE 160 AA
- Flèche maximale admissible dans le plan vertical : $1/350$ de la portée entre appuis
- On néglige le poids propre de la poutre
- Tout danger d'instabilité de la poutrelle par déversement est supposé écarté

- Acier S235 ou S355
- Les diagrammes et les maxima de moments et d'efforts tranchants sous charge pondérée sont les suivants :

Diagramme de M_{Ed} en [N.m] :

Flexion d'axe fort :



Flexion d'axe faible :

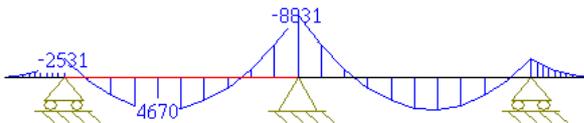
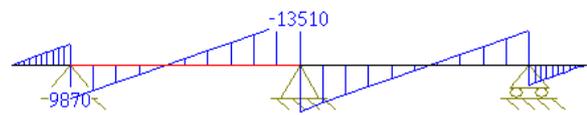
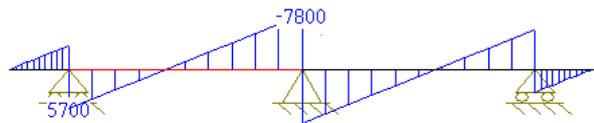


Diagramme de V_{Ed} en [N] :

Flexion d'axe fort :



Flexion d'axe faible :



Exercice 3

Soit une poutre de 5 mètres de long constituée d'un profilé HEA 280 et simplement bi-appuyée aussi bien selon l'axe fort que selon l'axe faible.

Elle est soumise à une charge concentrée $\lambda \cdot P$ en son centre induisant une flexion d'axe fort et à une charge uniformément répartie $\lambda \cdot p$ induisant une flexion d'axe faible.

On demande de déterminer la valeur maximale du multiplicateur des charges λ à l'ELU si la poutre est constituée d'acier de nuance :

- S235
- S355

Données :

- $P_{Ed} = 10 \text{ kN}$
- $p_{Ed} = 1 \text{ kN/m}$
- Le poids propre sera négligé
- Le déversement est supposé empêché

Exercice 4

Soit le portique de la Figure 22, dont les poutres, disposées de manière à fléchir selon leur axe fort, sont soumises à une charge variable uniformément répartie p .

On demande de déterminer la charge maximale p que peut supporter la poutre à l'ELU et à l'ELS si elle est constituée :

- d'un profilé tubulaire de section rectangulaire 280x140x5 (mm), en acier S355
- d'un profilé HE260AA, en acier S460 (tout danger de déversement est supposé écarté)

Données :

- $L = 10$ m
- Le poids propre des éléments sera négligé
- La flèche des poutres ne peut dépasser $L/250$

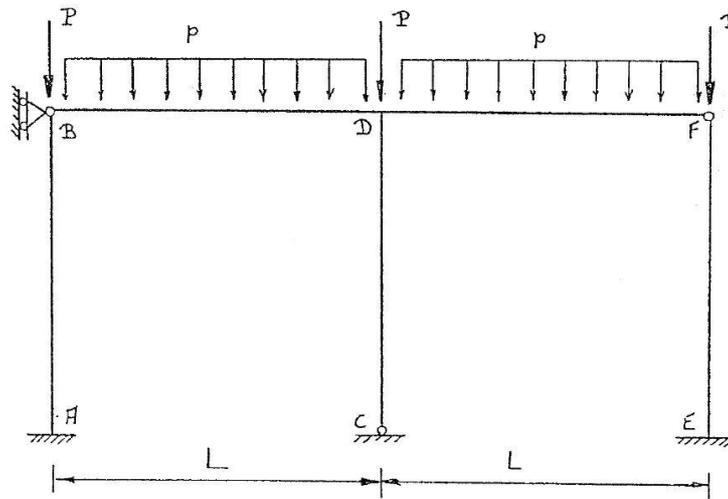


Figure 22

Exercice 5

Une poutre ABC de 7 mètres de long, réalisée à partir d'un profilé creux rectangulaire 280x140x5 (mm), en acier S355, est soumise aux charges réparties suivantes :

- $p_{Ed} = 5. \lambda$ kN/m sollicitant la poutre en flexion d'axe fort
- $q_{Ed} = 2. \lambda$ kN/m sollicitant la poutre en flexion d'axe faible

La poutre est bi-appuyée dans son plan de grande inertie (appuis simples en A et C) ; tandis que, dans son plan de faible inertie, une entretoise lui fournit un appui supplémentaire en son centre, en empêchant le déplacement transversal du point B (poutre sur trois appuis pour la flexion d'axe faible).

On demande de quantifier la perte en termes de capacité portante de la poutre si l'on impose une vérification élastique de celle-ci (par rapport à une vérification plastique).

Note : On réalisera une analyse élastique de la poutre (détermination des efforts), même en cas de vérification plastique des sections

I.4. POUTRES FLÉCHIES – AVEC DÉVERSEMENT

Exercice 1

Soit un profilé IPE 200 soumis à un moment de flexion constant sur toute sa longueur et reposant en A et en B sur deux appuis à fourches (Figure 23). L'acier utilisé est du S355.

On demande d'évaluer la valeur du moment ultime de déversement de la poutre.

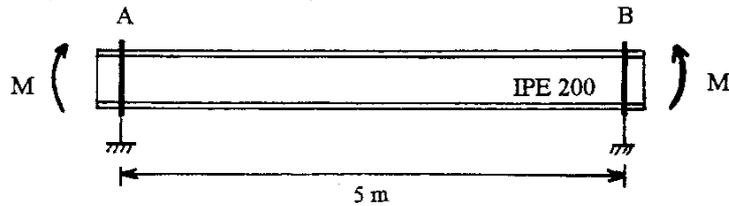


Figure 23

Exercice 2

Soit une poutre de 5 mètres de portée sur deux appuis simples, assimilés à des appuis à fourche (Figure 24). On demande de déterminer la charge maximale W (charge variable) qu'elle peut supporter en son milieu, si la poutre est constituée :

- D'un profilé IPE450
- D'un profilé HEA300

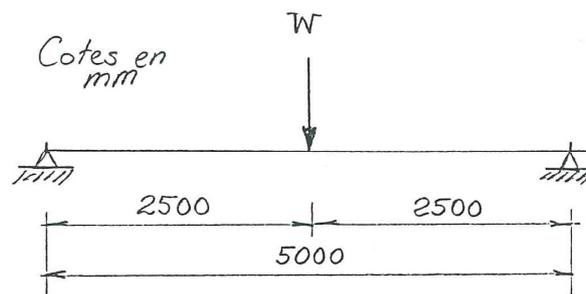


Figure 24

Données :

- Acier S355
- La charge W est supposée agir au centre de cisaillement du profilé
- Le poids propre de la poutre est négligé
- Flèche maximale admissible : $1/400$ de la portée

Exercice 3

La poutre représentée à la Figure 25 (IPE200, S355) est connectée aux colonnes A et B (HEB600, S355) par l'intermédiaire d'assemblages par plat d'about. Elle est soumise à une charge variable uniformément répartie p appliquée sur sa semelle supérieure, ainsi qu'à son poids propre.

On demande de déterminer la valeur maximale de la charge uniformément répartie p que la poutre peut supporter à l'ELU et à l'ELS. On donne les coefficients $C_1 = 2,6$ et $C_2 = 1,8$.

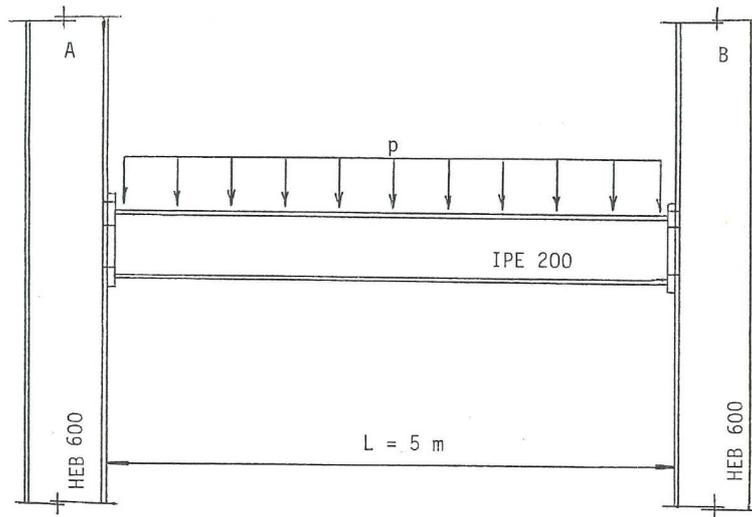


Figure 25

Indications :

Pour une poutre AB bi-encastée et sollicitée par une charge uniformément répartie p :

- Moment de flexion aux extrémités A et B : $M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12}$
- Réaction d'appui verticale en A et en B : $R_A = R_B = \frac{pl}{2}$
- Moment de flexion positif maximal (au centre) : $M_{max} = \frac{pl^2}{24}$
- Flèche maximale (au centre) : $y_{max} = -\frac{pl^4}{384 EI}$

Exercice 4

La poutre représentée à la Figure 26 ci-dessous (IPE200, S355) est soumise à une charge variable uniformément répartie p agissant sur sa semelle supérieure (le poids propre de la poutre est négligé). Ses conditions d'appuis sont les suivantes :

- La poutre est soudée directement sur la semelle des colonnes
- On dispose des raidisseurs de part et d'autre de l'âme des deux colonnes, à hauteur des semelles de la poutre

- On suppose empêchées la torsion des colonnes autour de leur axe longitudinal ainsi que leur flexion d'axe faible

On demande d'évaluer la valeur maximale de la charge uniformément répartie p que la poutre peut supporter à l'ELU. On donne les coefficients $C_1 = 2,6$ et $C_2 = 1,8$.

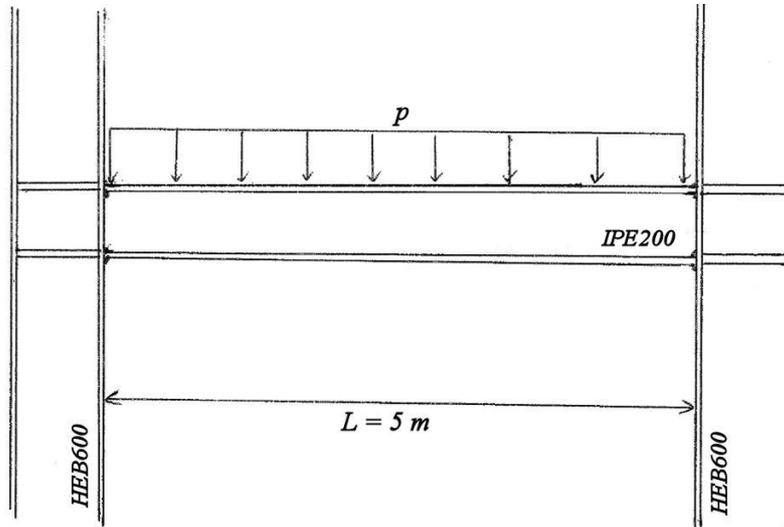


Figure 26

Exercice 5

Soit le portique de la Figure 27 suivante, dont les poutres sont disposées de façon à fléchir selon leur axe fort, et soumises à une charge variable uniformément répartie p .

On demande de déterminer la charge maximale p que peut supporter la poutre à l'ELU et à l'ELS si elle est constituée :

- d'un profilé IPE 300
- d'un profilé HEA 240

Données :

- Acier S460
- $L = 10$ m
- Le poids propre des éléments sera négligé
- La flèche des poutres ne peut dépasser $L/300$
- La charge p est supposée agir au centre de cisaillement de la section
- $C_1 = 2,2$

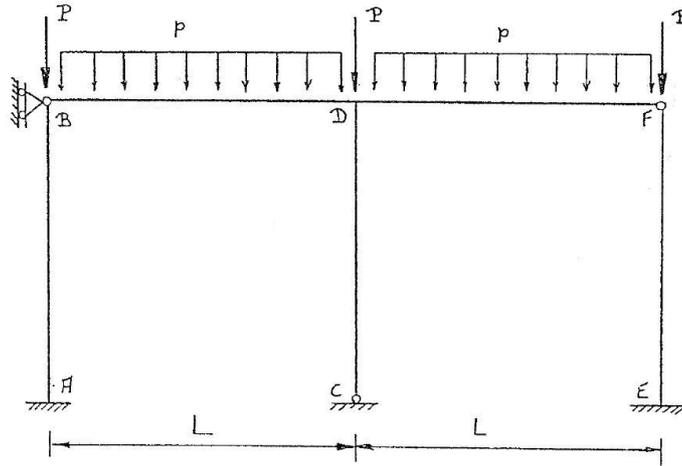


Figure 27

I.5. EXERCICES RÉCAPITULATIFS

Exercice 1

Soit la structure représentée à la Figure 28, dont on demande de vérifier la stabilité des éléments. L'ossature est contreventée et les nœuds peuvent être considérés transversalement non déplaçables. Les conditions d'appuis des colonnes sont identiques dans les deux plans principaux de flexion.

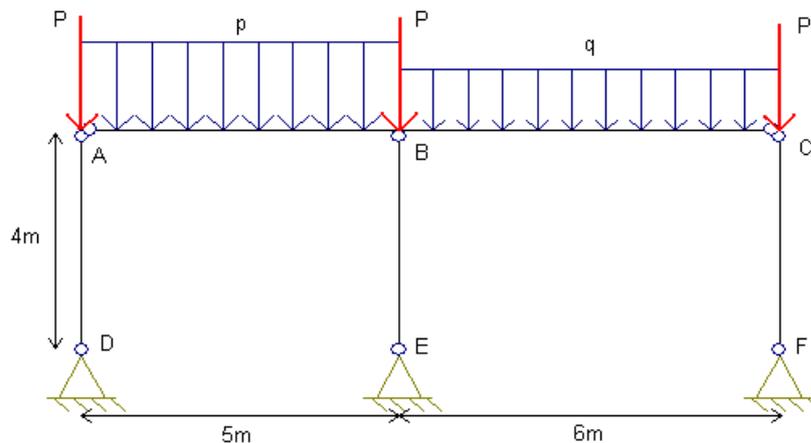
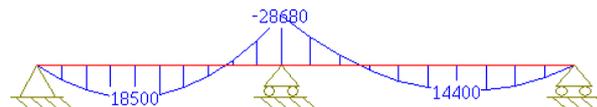


Figure 28

Données :

- Poutre : profilé IPE 220, acier S355
- Colonnes : profilé HE 120 A, acier 355
- Tous les éléments fléchissent selon leur axe fort dans le plan de la structure
- Charges pondérées : $P_{Ed} = 100 \text{ kN}$, $p_{Ed} = 10 \text{ kN/m}$, $q_{Ed} = 6 \text{ kN/m}$
- On néglige le poids propre des éléments
- Poutre AB : $C_1 = 1,9$ et $C_2 = 0,8$
- Poutre BC : $C_1 = 2,5$ et $C_2 = 0,95$
- Diagramme et maxima de moment (en N.m) dans la poutre :



- Réactions d'appui générées par la poutre soumise à p_{Ed} sur AB et q_{Ed} sur BC:
 - $R_{gauche,A} = 19,242 \text{ kN}$
 - $R_{milieu,B} = 53,556 \text{ kN}$
 - $R_{droite,C} = 13,202 \text{ kN}$

Exercice 2

On s'intéresse au comportement d'un HEA260 (S275) soumis à flexion bi-axiale, comme indiqué à la Figure 29. Il s'agit d'une panne de toiture, dont l'angle entre l'axe z et la verticale vaut 20° , que l'on va supposer bi-appuyée, et qui est soumise à deux charges variables concentrées $F = 40$ kN appliquées au centre de gravité de la section.

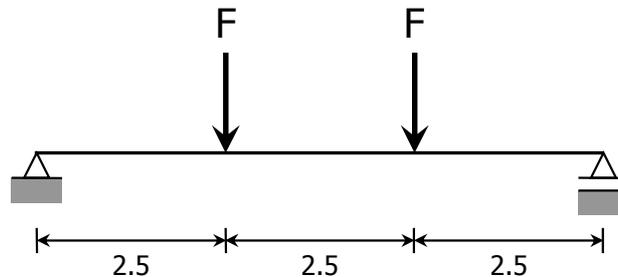


Figure 29 (dimensions en metres)

On demande de :

- Déterminer les distributions de moment et d'effort tranchant dans l'élément
- Vérifier la résistance en section à la flexion bi-axiale à l'ELU
- Vérifier la résistance au déversement de l'élément en négligeant la flexion d'axe faible
- Vérifier le critère de déformation à l'ELS

Exercice 3

Soit la structure plane représentée à la Figure 30. Elle est constituée de poutres IPE450 et de colonnes HEA160, disposées de manière à travailler selon leur axe fort dans le plan ABCDEF. Les colonnes sont encastées dans la fondation en base et les poutres sont connectées aux colonnes par des assemblages rotulés.

La structure est soumise à des charges variables concentrées P et à des charges permanentes uniformément réparties q . On néglige le poids propre des poutres et des colonnes. L'acier utilisé est du S355 pour tous les éléments structuraux.

Il est demandé de :

- Dessiner les diagrammes des efforts internes (M , N et V) dans la structure à l'ELU, en indiquant les valeurs caractéristiques
- Déterminer la classe de section des profilés (IPE450 et HEA160) en fonction de leur état de sollicitation
- Vérifier la stabilité de la colonne CD au flambement dans le plan ABCDEF
- Vérifier la résistance des sections transversales à mi-travée et au tiers de la poutre BD

- Vérifier la stabilité au déversement de la poutre BD (en supposant que les charges transversales sont appliquées au centre de gravité du profilé) et préciser quelles doivent être les conditions d'appuis aux extrémités de la poutre pour que la résistance au déversement calculée soit conforme à la réalité.

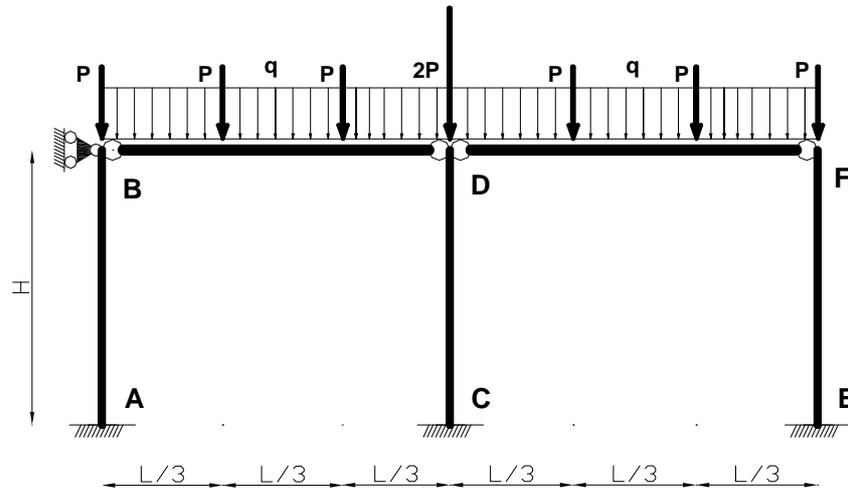


Figure 30

Données :

- $L = 6 \text{ m}$ et $H = 4,5 \text{ m}$
- $P = 150 \text{ kN}$ (non pondérée) et $q = 20 \text{ kN/m}$ (non pondérée)

Exercice 4

Soit la structure plane représentée à la Figure 31. Elle est constituée de poutres IPE450A et de colonnes HE200AA, tous les profilés étant disposés de manière à travailler selon leur axe faible dans le plan ABCDEF. Les colonnes sont encastées dans la fondation en base et les poutres sont connectées aux colonnes par des assemblages rotulés.

La structure est soumise à des charges variables concentrées P de 200 kN (non pondérées) et à des charges permanentes uniformément réparties q de 20 kN/m (non pondérées). On néglige le poids propre des poutres et des colonnes. L'acier utilisé est du S355 pour tous les éléments structuraux.

Il est demandé de :

- Dessiner les diagrammes des efforts internes (M , N et V) dans la structure à l'ELU, en indiquant les valeurs caractéristiques
- Déterminer la classe de section des profilés (IPE450A et HE200AA) en fonction de leur état de sollicitation
- Vérifier la résistance et la stabilité de la poutre CD

- Dessiner l'allure de la déformée de flambement des colonnes dans le plan ABCDEF
- Sur base du point précédent, vérifier la stabilité des colonnes AC et CE au flambement dans le plan ABCDEF

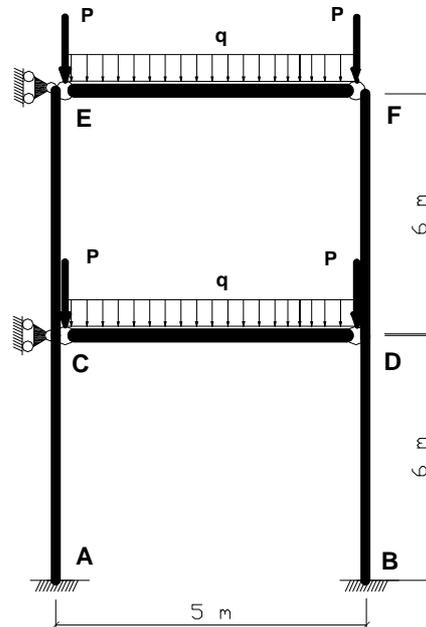


Figure 31

Exercice 5

Soit la poutre ABC de la Figure 32, réalisée à l'aide d'un profilé métallique IPE160, en acier S355. Elle est fixée à la fondation par un appui rotulé en A ; et une barre DB (supposée infiniment rigide sous effort axial) lui procure un support vertical en B. La poutre est disposée de manière à travailler selon son axe fort pour la flexion dans le plan ABCD. Un système approprié de contreventement (représenté en pointillés à la figure) empêche le déplacement hors-plan de la poutre au point B.

Une charge concentrée variable P est appliquée verticalement vers le bas au point C (elle est supposée agir au centre de cisaillement de la section). Pour ce cas de chargement, il est demandé de :

- Dessiner les diagrammes des efforts internes (M , N et V) dans la structure à l'ELU, en indiquant les valeurs caractéristiques
- Déterminer la classe de section du profilé métallique :
 - en flexion pure d'axe fort
 - en compression pure
 - en flexion composée
- Déterminer successivement, pour le tronçon de poutre AB :
 - la résistance au flambement seul (en négligeant le moment de flexion)

- la résistance au déversement seul (en négligeant l'effort normal)

Rem : En fait, le tronçon de poutre AB est soumis simultanément à flexion d'axe fort et à compression. La vérification de la stabilité d'un élément à la fois comprimé et fléchi sort du cadre du cours de Constructions Métalliques I (cf. cours CMII). Néanmoins, cette vérification requiert la détermination des valeurs individuelles de résistance de l'élément en compression seule et en flexion seule. Ce sont ces deux valeurs que l'on demande de calculer ici.

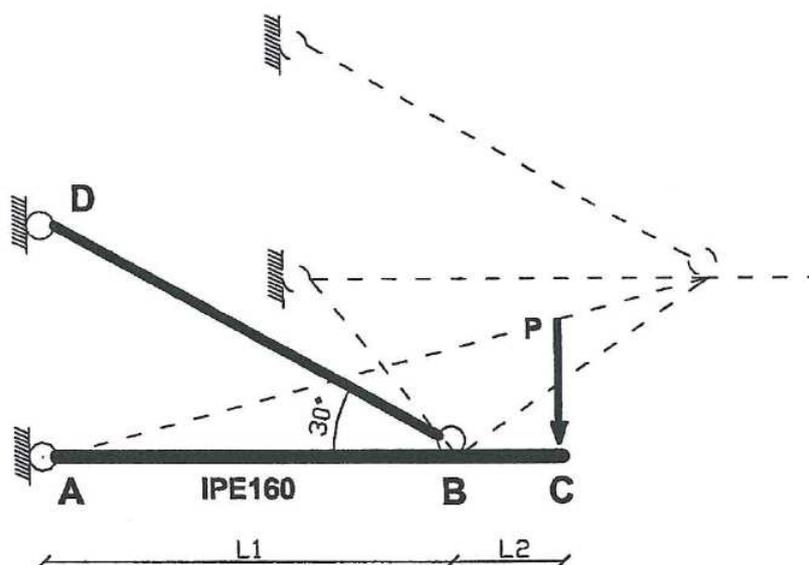


Figure 32

Données :

- $L_1 = 3 \text{ m}$ et $L_2 = 1 \text{ m}$
- $P = 12 \text{ kN}$ (non pondérée)

Exercice 6

Soit la structure de la Figure 33, composée des éléments structuraux ABC (profilé IPE O 270, S355) et DB profilé HEA 160, S355). Ces derniers sont disposés de manière à travailler selon leur axe fort pour la flexion dans le plan ABCD.

La structure est fixée à la fondation, dans le plan ABCD, par deux appuis mobiles en A et C et un appui fixe en D. L'appui fixe empêche également le déplacement transversal du point D. Le déplacement des points A, B et C hors du plan ABCD est empêché, lui, par un système d'entretoises transversales (représentées en pointillés sur la figure); ces dernières empêchent également toute rotation de torsion des sections en A, B et C. La bielle DB est supposée bi-articulée, et ce dans les deux plans principaux. Enfin, le déplacement dans le plan ABCD et hors du plan ABCD des sections des tronçons AB, BC et DB autres que celles d'extrémités est par contre librement permis.

La poutre ABC est soumise à une charge variable uniformément répartie q de 16 kN/m (non pondérée), appliquée verticalement dans le plan ABCD. Par souci de simplicité, elle est supposée agir au niveau de l'axe de la poutre.

Pour ce cas de chargement, il est demandé de :

- Dessiner les diagrammes des efforts internes (M, N et V) dans la structure à l'ELU, en indiquant la valeur de ces efforts aux sections caractéristiques (A, B, C et D)
- Déterminer la classe de section des profilés métalliques IPE O 270 et HEA 160 :
 - en flexion d'axe fort
 - en compression
- Vérifier la résistance et la stabilité du tronçon de poutre AB
- Vérifier la résistance et la stabilité de la bielle DB

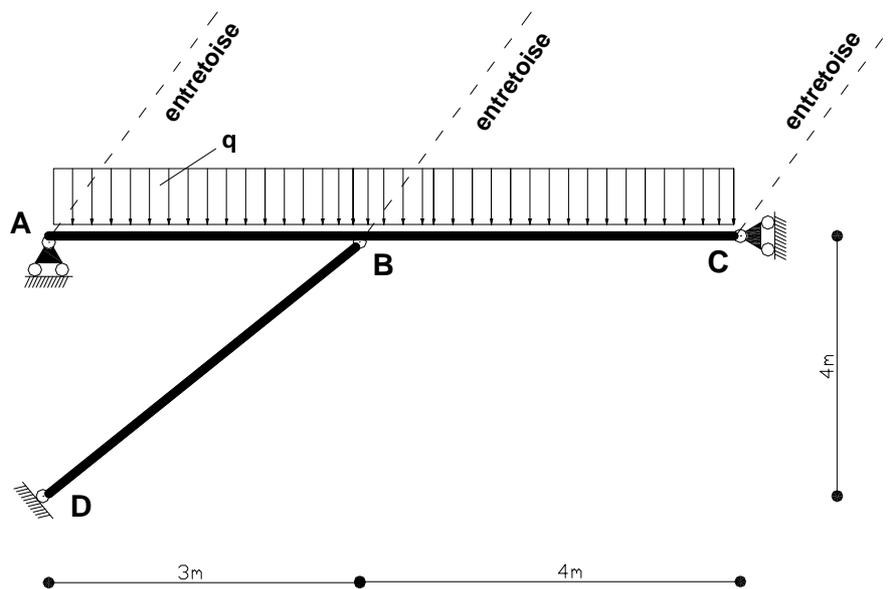


Figure 33

Exercice 7

La passerelle de la Figure 34 est constituée d'un platelage isostatique de 5 mètres de large portant dans la direction transversale et simplement appuyé sur deux poutres IPE360 parallèles (ABCD et A'B'C'D') entre-distances de 5 mètres, elles-mêmes reposant sur 4 appuis pouvant être assimilés à des appuis à fourche et délimitant une travée centrale de 10 mètres de portée et des travées d'extrémité de 7 mètres de portée. Ces poutres sont disposées de façon à fléchir autour de leur axe fort dans le plan vertical. Les deux appuis intermédiaires de chaque poutre sont constitués par des poteaux HEA120 de 5 mètres de haut (BE, B'E', CF et C'F') pouvant être considérés simplement appuyés au niveau de la fondation, aussi bien pour la flexion dans le plan longitudinal que dans le plan transversal. Afin d'assurer sa stabilité sous l'action de charges transversales, la structure est contreventée par des croix de

Saint-André disposées entre les poteaux, comme indiqué à la Figure 35. Ces diagonales sont constituées de cornières L50x50x4 boulonnées à des goussets soudés sur les poteaux.

On considère un chargement constitué uniquement de charges surfaciques gravitaires uniformément réparties sur l'ensemble du platelage : charges permanentes de $1,5 \text{ kN/m}^2$ et charges variables de $2,5 \text{ kN/m}^2$ (charges non pondérées). On admettra en outre que les charges sont transmises aux poutres IPE au niveau de leur centre de cisaillement. A l'ELS, la flèche de celles-ci ne peut excéder $1/400$ de la portée. Tous les éléments sont constitués d'acier S355.

On demande de :

- Vérifier les poutres ABCD et A'B'C'D' à l'ELU et à l'ELS
- Vérifier les poteaux BE, B'E', CF et C'F' à l'ELU

Notes :

- Sous une charge uniformément répartie de 1 kN/m appliquée à la poutre sur 4 appuis ABCD, les moments en B et C valent $7,55 \text{ kN.m}$ (en valeur absolue) ;
- Les coefficients C_1 intervenant dans le calcul du moment critique de déversement des poutres valent respectivement 1,9 pour la travée centrale et 1,2 pour les travées d'extrémité.

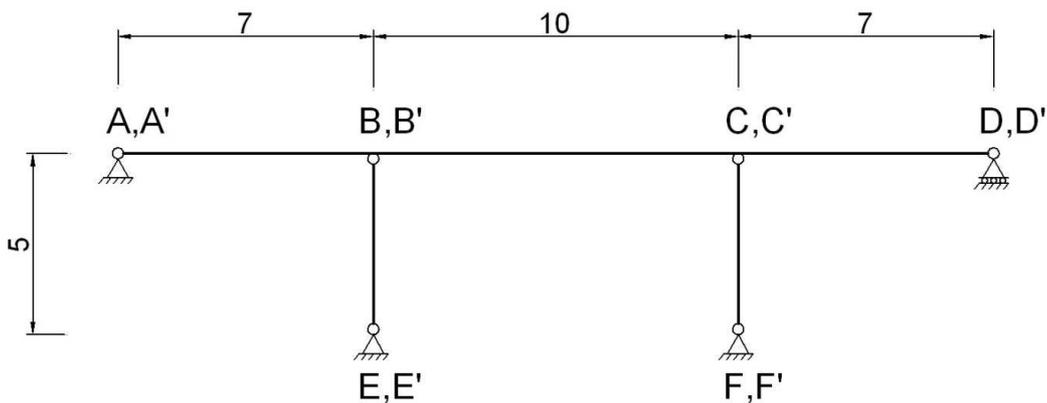


Figure 34 : Structure - Plan longitudinal (dimensions en mètres)

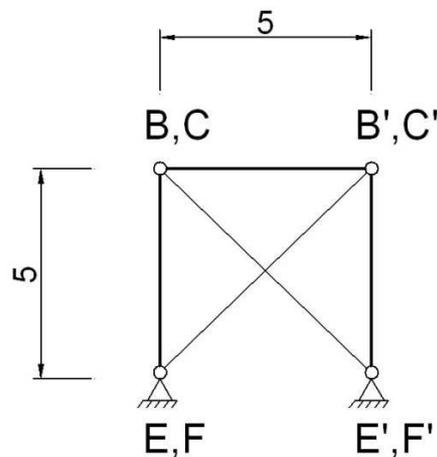


Figure 35 : Structure - Plan transversal (dimensions en mètres)

Exercice 8

Soit la structure tridimensionnelle représentée aux Figure 36 et Figure 37, dont les poutres principales (dans le plan longitudinal – Figure 36) sont constituées de profilés IPE550 et les colonnes de profilés HE160A. Tous les éléments sont en acier S355.

Les planchers sont constitués de hourdis portant dans la direction transversale (donc d'un portique longitudinal à son voisin, soit une portée de 5 mètres). Ils s'appuient simplement sur les poutres longitudinales (planchers isostatiques).

Toutes les poutres de la structure sont rotulées à leurs deux extrémités et fléchissent autour de leur axe fort dans le plan vertical. Les colonnes fléchissent autour de leur axe fort dans le plan longitudinal. Elles sont considérées parfaitement encastrées dans la fondation vis-à-vis de la flexion dans le plan transversal tandis qu'elles sont supposées articulées en base pour la flexion dans le plan longitudinal. La stabilité horizontale de l'ossature est assurée par son appui à une structure rigide dans le plan longitudinal (Figure 36) et par des croix de contreventement dans le plan transversal (Figure 37).

On considère un chargement constitué uniquement de charges surfaciques gravitaires uniformément réparties sur l'ensemble des planchers, y compris la toiture : charges permanentes de 5 kN/m^2 (incluant le poids propre des hourdis, chape et revêtement de sol) et charges variables de $3,5 \text{ kN/m}^2$ (charges d'exploitation). On négligera le poids propre des profilés. On admettra en outre que les charges sont transmises aux poutres principales au niveau de leur centre de cisaillement. A l'ELS, la flèche de celles-ci ne peut excéder $1/350$ de la portée.

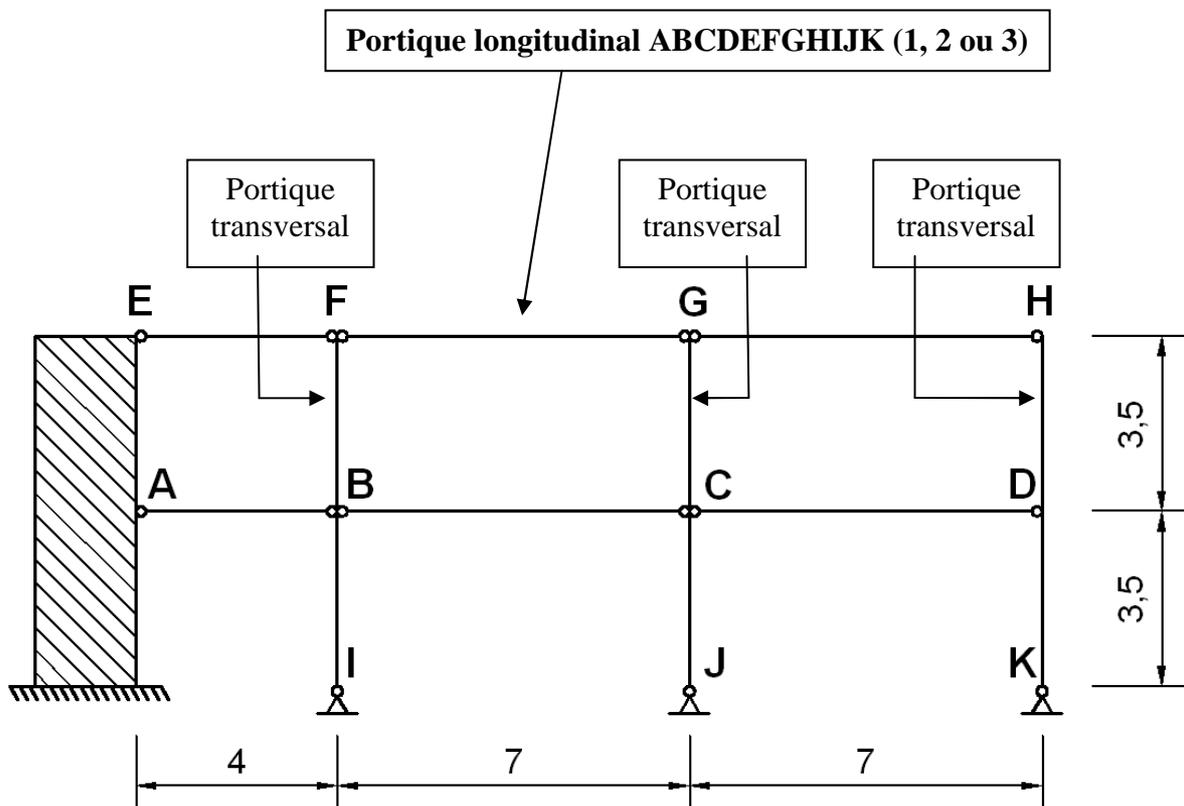


Figure 36: Structure - Plan longitudinal (dimensions en mètres)

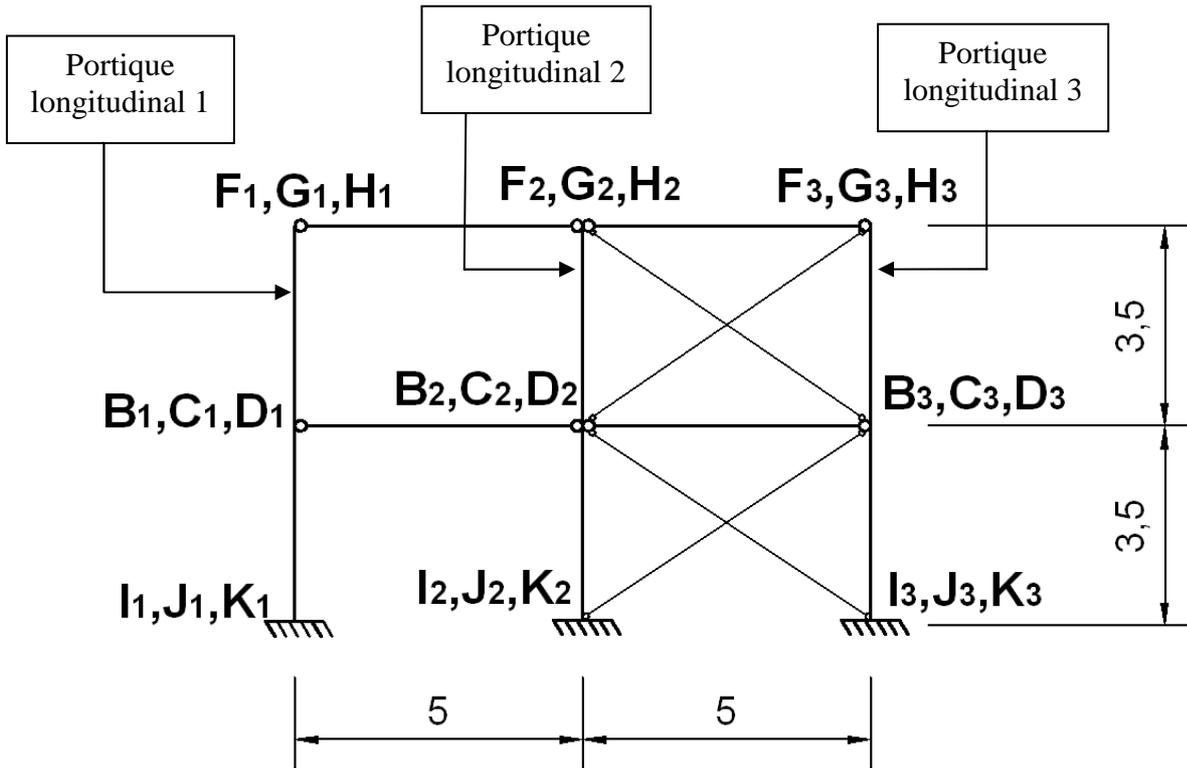


Figure 37: Structure - Plan transversal (dimensions en mètres)

On demande:

- De justifier qu'il n'est nécessaire de vérifier qu'une seule des 18 poutres principales (longitudinales) de la structure et d'identifier celle-ci, en expliquant clairement pourquoi on peut être sûr que toutes les autres poutres satisferont les ELU et ELS si la poutre en question les satisfait ;
- Sur base de la réponse précédente, de s'assurer que toutes les poutres principales de l'ossature sont aptes à reprendre les charges, à l'ELU et à l'ELS ;
- De justifier pourquoi l'on a choisi de disposer les poteaux de manière à ce qu'ils fléchissent autour de leur axe fort pour la flexion dans le plan longitudinal ;
- De déterminer (et justifier !) les 3 vérifications au flambement qu'il est nécessaire et suffisant de réaliser afin d'assurer la stabilité de l'ensemble des poteaux de l'ossature (remarque : une vérification consiste à s'assurer de la stabilité d'un poteau d'un étage selon un plan ; si un poteau doit être vérifié vis-à-vis du flambement selon ses deux axes principaux, cela constitue deux vérifications) ;
- En tenant compte de la réponse précédente, de vérifier la stabilité des poteaux à l'ELU.

Notes :

- Les valeurs fournies des charges appliquées sont les valeurs non pondérées ;
- Pour définir un élément, il convient de donner les lettres des deux nœuds le délimitant, sans oublier de préciser également le portique longitudinal (1, 2 ou 3) auquel il appartient ;

- Les assemblages des poutres aux colonnes sont tels qu'ils empêchent la rotation de torsion des sections d'extrémité des poutres.

II. SOLUTIONS

II.1. MEMBRURES TENDUES

Exercice 1

$$N_{Ed} = 300 \text{ kN}$$

Section brute : $t \geq 8,51 \text{ mm}$

Section nette : $t \geq 10,92 \text{ mm}$

⇒ Catalogue : $t = 12 \text{ mm}$

Rem : mode de ruine = rupture en section nette → ruine FRAGILE !

Exercice 2

Equirépartition de l'effort entre les 5 boulons → Effort de traction dans les différentes sections des plats tel qu'indiqué à la Figure 38 :

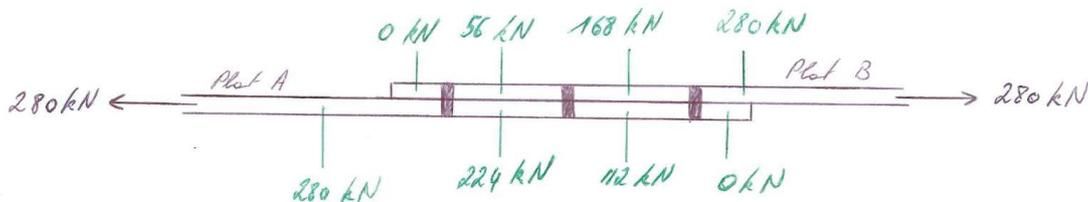


Figure 38

PLAT A :

A vérifier : 1 section brute (1-1) et 3 sections nettes (2-2, 3-3, 4-4) – voir Figure 39

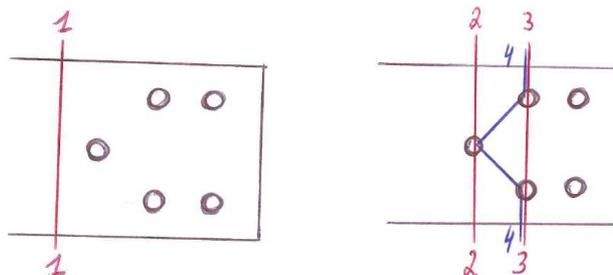


Figure 39

Section brute 1-1 : $N_{pl,Rd} = 352,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$

Sections nettes :

- 2-2 : $N_{u,Rd} = 332 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$
- 3-3 : $N_{u,Rd} = 275 \text{ kN} > N_{Ed} = 224 \text{ kN}$
- 4-4 : $N_{u,Rd} = 290 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$

PLAT B :

A vérifier : 1 section brute (1-1) et 4 sections nettes (2-2, 3-3, 4-4, 5-5) – voir Figure 40

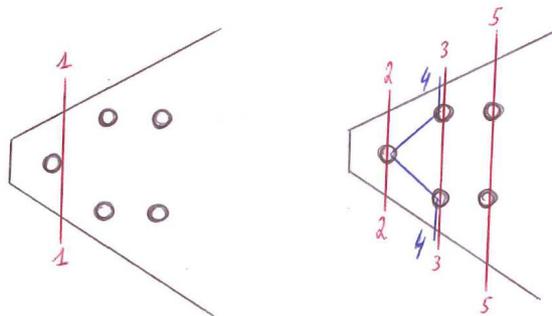


Figure 40

Section brute : la section 1-1 est la seule qu'il est nécessaire de vérifier dans le plat B

$$N_{pl,Rd} = 242,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 56 \text{ kN}$$

Sections nettes :

- 2-2 : $N_{u,Rd} = 176 \text{ kN} > N_{Ed} = 56 \text{ kN}$
- 3-3 : $N_{u,Rd} = 275 \text{ kN} > N_{Ed} = 168 \text{ kN}$
- 4-4 : $N_{u,Rd} = 290 \text{ kN} > N_{Ed} = 168 \text{ kN}$
- 5-5 : $N_{u,Rd} = 430 \text{ kN} > N_{Ed} = 280 \text{ kN}$

Exercice 3

Section brute: $N_{pl,Rd} = 568 \text{ kN} > N_{Ed}$

Section nette: $N_{u,Rd} = 350 \text{ kN} > N_{Ed}$

Rem : mode de ruine = rupture en section nette → ruine FRAGILE !

Exercice 4

Section brute : $N_{pl,Rd} = 656,75 \text{ kN} > N_{Ed}$

Section nette : $N_{u,Rd} = 442,68 \text{ kN} > N_{Ed}$

Exercice 5

$N_{Ed} = 375 \text{ kN}$

Section brute : $N_{pl,Rd} = 413,6 \text{ kN}$

Sections nettes : 3 sections nettes à vérifier (1-1 : 1 trou ; 2-2 : 2 trous ; 3-3 : 3 trous)

- Section 1-1 sollicitée par N_{Ed} : $N_{u,Rd} = 410,6 \text{ kN}$
→ $N_{Ed,max,1-1} = 410,6 \text{ kN}$
- Section 2-2 sollicitée par $3/4 \cdot N_{Ed}$: $N_{u,Rd} = 365,0 \text{ kN}$
→ $N_{Ed,max,2-2} = 4/3 \cdot N_{u,Rd} = 486,6 \text{ kN}$
- Section 3-3 sollicitée par N_{Ed} : $N_{u,Rd} = 402,3 \text{ kN}$
→ $N_{Ed,max,1-1} = 402,3 \text{ kN}$

Conclusion :

Effort résistant : $N_{Rd} = \min(413,6 ; 410,6 ; 486,6 ; 402,3) = 402,3 \text{ kN} > 375 \text{ kN}$

Mode de ruine : Rupture en section nette 3-3 → ruine fragile

Exercice 6

Idem Exercice 5

Exercice 7

Section brute: $N_{pl,Rd} = 354,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 200 \text{ kN}$

Section nette: $N_{u,Rd} = 187,3 \text{ kN} < N_{Ed} = 200 \text{ kN} !! \rightarrow$ rupture fragile en section nette !

Exercice 8

Cornière :

- Section brute : $N_{pl,Rd} = 361,0 \text{ kN}$
- Section nette : $N_{u,Rd} = 236,1 \text{ kN}$

→ si la ruine de la cornière se produit avant la ruine du plat : rupture fragile.

Plat : pour avoir une ruine ductile, il faut :

- Plastification du plat en section brute avant ruine de la cornière : $b \leq 200,9 \text{ mm}$
- Pas de rupture en section nette avant plastification en section brute : $b \geq 192,8 \text{ mm}$

→ Il est possible d'obtenir une ruine ductile : on choisit $b = 200 \text{ mm}$ ($N_{Rd} = 235 \text{ kN}$).

Exercice 9

Pour avoir un mode de ruine ductile, il faut satisfaire simultanément :

- $b \leq 119,2 \text{ mm}$
- $b \geq 192,8 \text{ mm}$

→ Impossible !

On choisit alors $b = 127 \text{ mm}$ pour avoir un effort résistant aussi grand que possible : $N_{Rd} = 168,1 \text{ kN}$. Le mode de ruine est la rupture de la cornière en section nette (fragile).

II.2. MEMBRURES COMPRIMÉES

Exercice 1

$$N_{Ed} = 810 \text{ kN}$$

$$L_{fl,y} = L_{fl,z} = 3 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z} = 602 \text{ kN} < N_{Ed} \rightarrow \text{Ruine}$$

Exercice 2

$$\text{Profilé HE 200 A : } N_{b,Rd} = 962 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Exercice 3

$$L_{fl,y} = 6 \text{ m} > L_{fl,z} = 2,1 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,Rd,y}; N_{b,Rd,z}) = \min(938 \text{ kN}; 1102 \text{ kN}) = 938 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Exercice 4

Dans le plan longitudinal (nœuds fixes):

- Colonne encastree en base : $0,5 \cdot L \leq L_{fl} \leq 0,7 \cdot L$
- Colonne rotulee en base : $0,7 \cdot L \leq L_{fl} \leq L$

Dans le plan transversal (nœuds mobiles):

- Colonne encastree en base : $L \leq L_{fl} \leq 2 \cdot L$
- Colonne rotulee en base : $L_{fl} \geq 2 \cdot L$

Exercice 5

$$L_{fl,y} = L_{fl,z} = 3 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = 475 \text{ kN} < N_{Ed} \rightarrow \text{Ruine}$$

Exercice 6

$$L_{fl,y} = 3,5 \text{ m} < L_{fl,z} = 10 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z} = 43 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Exercice 7

$$L_{fl,y} = 5 \text{ m} > L_{fl,z} = 3,5 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,Rd,y}; N_{b,Rd,z}) = \min(808,9; 202,9) = 202,9 \text{ kN} \rightarrow P_{Edmax} = 117 \text{ kN}$$

Exercice 8

HEB260

$$L_{fl,y} = 6 \text{ m} > L_{fl,z} = 3 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,Rd,y}; N_{b,Rd,z}) = \min(2699,6; 2699,4) = 2699,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 2400 \text{ kN}$$

Exercice 9

Colonnes disposées de manière à fléchir selon leur axe faible dans le plan du portique

HEA260

$$L_{fl,y} = 20 \text{ m} > L_{fl,z} = 7 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,Rd,y}; N_{b,Rd,z}) = \min(469,2; 1065,6) = 469,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 426,375 \text{ kN}$$

Exercice 10

$$L_{fl,y} = 10 \text{ m} > L_{fl,z} = 4 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,Rd,y}; N_{b,Rd,z}) = \min(499,0 \text{ kN}; 925,3 \text{ kN}) = 499,0 \text{ kN}$$

Exercice 11

$$L_{fl,y} = 9 \text{ m} > L_{fl,z} = 3,15 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,Rd,y}; N_{b,Rd,z}) = \min(2577,5 \text{ kN}; 3252,3 \text{ kN}) = 2577,5 \text{ kN}$$

$$< N_{Ed} = 3000 \text{ kN} \rightarrow \text{Flambement d'axe fort}$$

Exercice 12

Effort normal de compression constant sur BD : $N_{Ed} = 200 \text{ kN}$

$$L_{fl,y} = L_{fl,z} = 1,6 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z} = 177,6 \text{ kN} < N_{Ed} \rightarrow \text{Ruine: la barre périt par flambement d'axe faible}$$

Exercice 13

Longueur de flambement des colonnes dans la structure initiale :

- 1^{er} niveau : $L_{fl} \in [0,5 L ; 0,7 L]$
- 2^{ me} niveau : $L_{fl} \in [0,5 L ; L]$

Charge maximale (valeur non pondérée) : $P_{max} = 683,5 \text{ kN}$

Longueur de flambement des colonnes après suppression de l'appui horizontal du 1^{er} niveau :
 $L_{fl} \in [L ; 1,4 L]$, où L est la hauteur d'un étage.

II.3. POUTRES FLÉCHIES – SANS DÉVERSEMENT

Exercice 1

a) Profil 1 : IPE 200

Axe fort

$$\text{Classe 1} \rightarrow M_{Rd,y} = M_{pl,y} = 78,3 \text{ kN.m}$$

Axe faible

$$\text{Classe 1} \rightarrow M_{Rd,z} = M_{pl,z} = 15,8 \text{ kN.m}$$

b) Profil 2 : HE 160 A

Axe fort

$$\text{Classe 1} \rightarrow M_{Rd,y} = M_{pl,y} = 87,0 \text{ kN.m}$$

Axe faible

$$\text{Classe 1} \rightarrow M_{Rd,z} = M_{pl,z} = 41,7 \text{ kN.m}$$

c) Profil 3 :

Axe fort

$$\text{Classe 3} \rightarrow M_{Rd,y} = M_{\acute{e}l,y} = 17975 \text{ kN.m}$$

Axe faible

$$\text{Classe 3} \rightarrow M_{Rd,z} = M_{\acute{e}l,z} = 596,3 \text{ kN.m}$$

d) Profil 4

Axe fort

$$\text{Classe 4} \rightarrow M_{Rd,y} = M_{eff,y} = 19219 \text{ kN.m} \text{ (section efficace : voir Figure 41)}$$

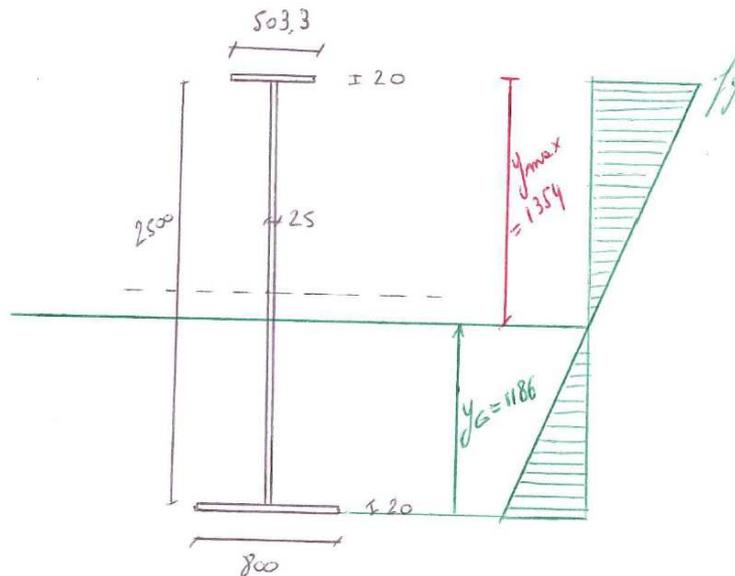


Figure 41: Profil 4 – section efficace pour la flexion d'AF (dimensions en mm)

Axe faible

Classe 4 $\rightarrow M_{Rd,z} = M_{eff,z} = 1044 \text{ kN.m}$ (section efficace : voir Figure 42)

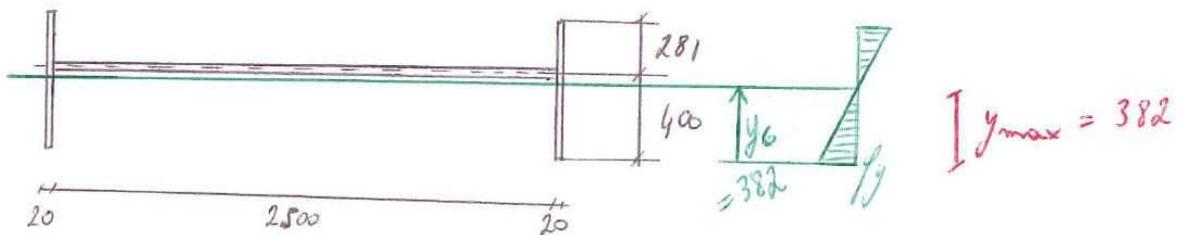


Figure 42: Profil 4 – section efficace pour la flexion d'af (dimensions en mm)

Exercice 2

a) Acier S235 – ELU

Classe 1

Résistance en section : critère d'interaction plastique

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{15,3}{44,744}\right)^2 + \left(\frac{8,831}{21,47}\right)^1 = 0,53 < 1$$

b) Acier S355 – ELU

Classe 3

Résistance en section : vérification élastique (Von Mises)

On vérifie les 4 points indiqués à la Figure 43.

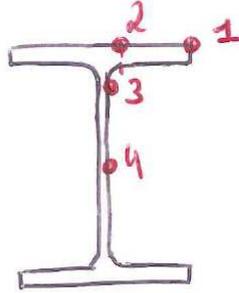


Figure 43

$$\text{Point 1 : } \sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{(88,2 + 147,6)^2 + 3 \cdot (0 + 0)^2} = 235,8 \text{ N/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0}$$

$$\text{Point 2 : } \sigma_{VM} = \sqrt{(88,2 + 31,8)^2 + 3 \cdot (4,7 + 5,0)^2} = 121,2 \text{ N/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0}$$

$$\text{Point 3 : } \sigma_{VM} = \sqrt{(62,0 + 4,2)^2 + 3 \cdot (\sim 19,4 + 0)^2} = 74,2 \text{ N/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0}$$

$$\text{Point 4 : } \sigma_{VM} = \sqrt{(0 + 4,2)^2 + 3 \cdot (\sim 20,8 + 0)^2} = 36,3 \text{ N/mm}^2 < f_y/\gamma_{M0}$$

c) ELS

Flèche dans le plan vertical :

- Au milieu des travées : $f_v = 8,7 \text{ mm}$
 - À l'extrémité des porte-à-faux : $f_v = -7,7 \text{ mm}$
- $|f_v|_{max} = 8,7 \text{ mm} < 6000/350 = 17,1 \text{ mm}$

Exercice 3

a) S235

Profilé de classe 1 → vérification plastique

$$\lambda_{max} = 16,0$$

b) S355

Profilé de classe 3 → vérification élastique

$$\lambda_{max} = 16,4$$

Exercice 4

a) RHS 280x140x5, S355

Classe de section : Classe 1

ELS : $p \leq 6,91 \text{ kN/m}$

ELU : Vérification plastique de la section sur appui central $\rightarrow p \leq 7,10 \text{ kN/m}$

Conclusion : $p_{max} = 6,91 \text{ kN/m}$

b) HE280AA, S460

Classe de section : Classe 4

Section efficace : semelle comprimée réduite $\rightarrow b_{red} = 198,8 \text{ mm} (< 260 \text{ mm})$

ELS : $p \leq 10,54 \text{ kN/m}$

ELU : Vérification élastique de la section efficace sur appui central $\rightarrow p \leq 11,95 \text{ kN/m}$

Conclusion : $p_{max} = 10,54 \text{ kN/m}$

Exercice 5

Vérification plastique (profilé de classe 1 \rightarrow ok) : $\lambda_{max,pl} = 4,2$

Vérification élastique : $\lambda_{max,él} = 3,1$

\rightarrow soit une perte de 26 % par rapport à la capacité plastique

II.4. POUTRES FLÉCHIES – AVEC DÉVERSEMENT

Exercice 1

$$M_{cr} = 28,16 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad M_{b,Rd} = 24,26 \text{ kN.m}$$

Exercice 2

a) IPE 450

$$\text{ELS} : W \leq 340,1 \text{ kN}$$

$$\text{ELU} : M_{b,Rd} = 344,8 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad W \leq 183,9 \text{ kN}$$

Conclusion : $W \leq 205,0 \text{ kN}$, ELU déterminant

b) HEA 300

$$\text{ELS} : W \leq 184,1 \text{ kN}$$

$$\text{ELU} : M_{b,Rd} = 399,6 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad W \leq 213,1 \text{ kN}$$

Conclusion : $W \leq 184,1 \text{ kN}$, ELS déterminant

Exercice 3

a) ELU

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot pp + 1,5 \cdot p$$

$$M_{b,Rd} = 30,31 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{12} \quad \rightarrow \quad p_{max} = 9,50 \text{ kN/m}$$

b) ELS

$$\text{Pour } p = p_{max,ELU}, \quad f = 3,9 \text{ mm} \approx L/1282 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

Exercice 4

$$M_{b,Rd} = 45,9 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} \quad \rightarrow \quad p_{Ed,max} = 22,0 \text{ kN/m}$$

Exercice 5

a) IPE 300

$$\text{ELU : } M_{b,Rd} = 91,8 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} \quad \rightarrow \quad p_{Ed,max} = 7,35 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad p_{max} = 4,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } p_{max} = 11,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Conclusion : } p_{max} = 4,9 \text{ kN/m}$$

b) HEA 240

$$\text{ELU : } M_{b,Rd} = 214,7 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} \quad \rightarrow \quad p_{Ed,max} = 17,18 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad p_{max} = 11,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } p_{max} = 10,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Conclusion : } p_{max} = 10,4 \text{ kN/m}$$

II.5. EXERCICES RÉCAPITULATIFS

Exercice 1

a) Poutre AB

$$M_{b,Rd} = 42,5 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 28,7 \text{ kN.m}$$

b) Poutre BC

$$M_{b,Rd} = 44,3 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 28,7 \text{ kN.m}$$

c) Colonne BE

$$N_{b,Rd} = 224,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 153,6 \text{ kN}$$

Exercice 2

a) Efforts internes

Flexion d'axe fort : $M_{y,Ed} = 141,0 \text{ kN.m}$ et $V_{AF,Ed} = 56,4 \text{ kN}$

Flexion d'axe faible : $M_{z,Ed} = 51,3,0 \text{ kN.m}$ et $V_{af,Ed} = 20,5 \text{ kN}$

b) Résistance en section

Profilé de classe 1 → formule d'interaction plastique :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}\right)^1 = \left(\frac{141,0}{252,9}\right)^2 + \left(\frac{51,3}{118,3}\right)^1 = 0,74 < 1$$

c) Déversement

$C_1 = 1,046$ (sécuritaire)

$$M_{b,Rd} = 182,2 \text{ kN.m}$$

d) ELS

Flèche selon l'axe fort : $f_{AF} = 25,6 \text{ mm}$

Flèche selon l'axe faible : $f_{af} = 26,6 \text{ mm}$

Flèche maximale résultante : $f = \sqrt{f_{AF}^2 + f_{af}^2} = 37 \text{ mm}$

Exercice 3

a) Efforts internes

Poutres : $M_{Ed,centre} = 571,5 \text{ kN.m}$, $M_{Ed,tiers} = 558 \text{ kN.m}$, $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$,

$V_{Ed,extr} = 306 \text{ kN}$, $V_{Ed,tiers,g} = 252 \text{ kN}$, $V_{Ed,tiers,d} = 27 \text{ kN}$, $V_{Ed,centre} = 0 \text{ kN}$

Colonnes AB et EF : $M_{Ed} = 0 \text{ kN.m}$, $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 531 \text{ kN}$

Colonne CD : $M_{Ed} = 0 \text{ kN.m}$, $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 1062 \text{ kN}$

b) Classe de section

IPE 450, S355, en flexion pure AF : classe 1

HEA 160, S355, en compression pure : classe 1

c) Flambement CD

$L_{fl,y} = 3,15 \text{ m}$

$N_{b,Rd,y} = 1133,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 1062 \text{ kN}$

d) Résistance en section

Au centre : $M_{Ed} = 571,5 \text{ kN} < M_{Rd} = M_{y,pl,Rd} = 604,2 \text{ kN.m}$

Au tiers : $M_{Ed} = 558 \text{ kN} < M_{Rd} = M_{y,pl,Rd} = 604,2 \text{ kN.m}$ (V négligeable)

e) Déversement BD

$C_1 = 1,046$ (sécuritaire)

$M_{b,Rd} = 240 \text{ kN.m} < M_{Ed} = 571,5 \text{ kN.m} !!!$

Exercice 4

a) Efforts internes

Poutres : $M_{Ed,centre} = 84,4 \text{ kN.m}$, $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $V_{Ed,extr} = 67,5 \text{ kN}$

Colonnes EC et FD : $M_{Ed} = 0 \text{ kN.m}$, $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 367,5 \text{ kN}$

Colonnes AC et DB : $M_{Ed} = 0 \text{ kN.m}$, $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 735 \text{ kN}$

b) Classe de section

IPE 450, S355, en flexion pure af : classe 1

HEA 160, S355, en compression pure : classe 3

c) Poutre CD

Pas de déversement, classe 1 → vérification plastique de section sous M + V

Centre : $M_{Ed,z} = 84,4 \text{ kN.m} < M_{Rd,z} = 98,0 \text{ kN.m}$ ($V_{Ed} = 0 \text{ kN}$)

Extrémité : $V_{Rd} = 1196 \text{ kN} > V_{Ed} = 67,5 \text{ kN}$ ($M_{Ed} = 0$)

Ailleurs : $M_{Ed,z} < M_{Rd,z}$ et V_{Ed} négligeable

d) Flambement AC

$L_{fl,z} = 0,7.6 = 4,2 \text{ m}$

$N_{b,Rd} = 744,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 735 \text{ kN}$

e) Flambement CE

$L_{fl,z} = 6 \text{ m}$

$N_{b,Rd} = 446,9 \text{ kN} > N_{Ed} = 367,5 \text{ kN}$

Exercice 5

a) Efforts internes

Poutre ABC : $M_{Ed,B} = 18 \text{ kN.m}$, $N_{Ed,AB} = 41,6 \text{ kN}$, $N_{Ed,BC} = 0 \text{ kN}$,
 $V_{Ed,AB} = -6 \text{ kN}$, $V_{Ed,BC} = 18 \text{ kN}$

Barre DB : $M_{Ed} = 0 \text{ kN.m}$, $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 48 \text{ kN}$

b) Classe de section

IPE 160, S355 : classe 1 dans tous les cas

c) Flambement seul (tronçon AB)

$$L_{fl,y} = L_{fl,z} = 3 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = 133,5 \text{ kN}$$

d) Déversement seul (tronçon AB)

Classe 1, V négligeable

$$C_1 = 1,879$$

$$M_{b,Rd} = 30,0 \text{ kN.m}$$

Exercice 6

a) Efforts internes

Poutre AB : $M_{B,Ed} = -192 \text{ kN.m}$, $V_{A,Ed} = -28 \text{ kN}$, $V_{B,Ed} = -100 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Poutre BC : $M_{B,Ed} = -192 \text{ kN.m}$, $V_{B,Ed} = +96 \text{ kN}$, $V_{C,Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 147 \text{ kN}$

Bielle DB: $M_{Ed} = 0 \text{ kN.m}$, $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 245 \text{ kN}$

b) Classe de section

IPE O 270, S355 :

- en flexion pure AF : classe 1
- en compression pure : classe 2

HEA 160, S355 :

- en flexion pure AF : classe 1
- en compression pure : classe 1

c) Poutre AB

Classe 1, V négligeable

$$C_1 = 1,879 \text{ (sécuritaire)}$$

$$M_{b,Rd} = 159,4 \text{ kN.m} < M_{Ed} = 192 \text{ kN.m} \quad !!!$$

d) Bielle BD

$$L_{fl,y} = L_{fl,z} = 5 \text{ m}$$

$$N_{b,Rd} = 375,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 245 \text{ kN}$$

Exercice 7

a) Poutres – ELU

$$\text{AB et CD : } M_{b,Rd} = 127,1 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 109 \text{ kN.m}$$

$$\text{BC : } M_{b,Rd} = 128,9 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 109 \text{ kN.m}$$

b) Poutres – ELS

$$\text{AB et CD : } f = 2,4 \text{ mm} < f_{adm} = 17,5 \text{ mm}$$

$$\text{BC : } f = 10,5 \text{ mm} < f_{adm} = 25 \text{ mm}$$

c) Poteaux

$$N_{b,Rd} = 153,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 138,3 \text{ kN}$$

Exercice 8

a) Poutres – ELU

Il n'est nécessaire de vérifier que l'une des 4 poutres identiques FG, GH, BC ou CD du portique 2 :

$$M_{b,Rd} = 380,1 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 367,5 \text{ kN.m}$$

b) Poutres – ELS

Il n'est nécessaire de vérifier que l'une des 4 poutres identiques FG, GH, BC ou CD du portique 2 :

$$f = 9,4 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

c) Poteaux

GC du portique 2, flambement d'axe faible : $N_{b,Rd,z} = 631,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 420 \text{ kN}$

CJ du portique 2, flambement d'axe fort : $N_{b,Rd,y} = 1080,7 \text{ kN} > N_{Ed} = 840 \text{ kN}$

CJ du portique 2, flambement d'axe faible : $N_{b,Rd,z} = 994,8 \text{ kN} > N_{Ed} = 840 \text{ kN}$