

# BREVET DE TECHNICIEN SUPÉRIEUR BÂTIMENT

## Épreuve E4 – Étude technique

### Sous - épreuve E41 Dimensionnement et vérification d'ouvrages

**SESSION 2022**

**Durée : 4 heures**

**Coefficient : 2**

#### Matériel autorisé

L'usage de la calculatrice **avec le mode examen activé** est autorisé.

L'usage de la calculatrice **sans mémoire**, « type collègue », est autorisé.

**Le document réponse page 13/13, même vierge, doit être rendu avec la copie.**

Dès que le sujet vous est remis, assurez-vous qu'il est complet. Ce sujet comporte 13 pages numérotées de 1/13 à 13/13.

# Projet : BÂTIMENT COMMERCIAL

## Contenu du dossier

### Dossier sujet

- Sommaire, barème, présentation de l'ouvrage Page 2
- Caractéristiques des matériaux et charges surfaciques Page 3
- Travail demandé Page 4

### Dossier de plans

- DT1 Plan de la toiture, détails du contreventement par croix de Saint André sur la file A Page 6
- DT2 Plan de coffrage du sous-sol, coupe AA sur tout le bâtiment, détails du contreventement par portique sur la file D Page 7

### Dossier annexes et formulaire

- DT3 Eurocode 3 (flexion), formulaire de flexion, tableau des IPE Page 8
- DT4 Eurocode 3 (traction), théorème de Muller-Breslau, tableau des intégrales de Mohr Page 9
- DT5 Extrait de note de calcul, tableau des aciers, calcul des portées utiles  $L_{eff}$  Page 10
- DT6 Théorème des 3 moments, rotations aux appuis Page 11
- DT7 Calcul des poutres en flexion, calcul des poteaux Page 12

### Document réponse

- DR Étude B et étude D Page 13

## Barème

Les études sont indépendantes.

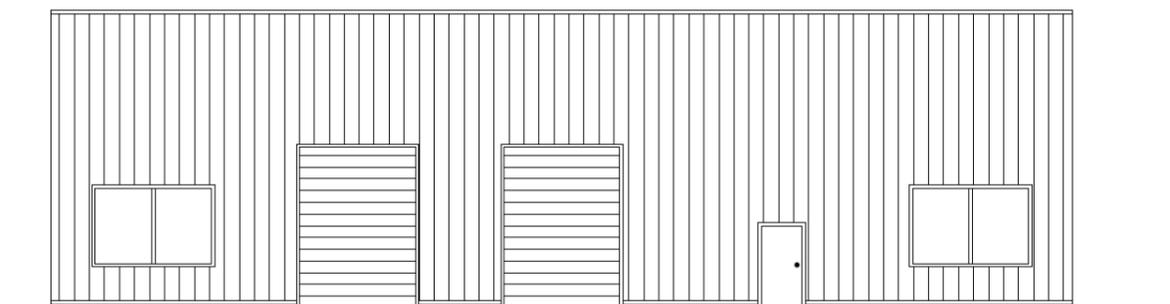
ÉTUDE A	Choix du modèle mécanique des pannes de couverture	3,5 points
ÉTUDE B	Étude d'une poutre continue en béton armé	7,5 points
ÉTUDE C	Étude d'un poteau	3,5 points
ÉTUDE D	Étude de la stabilité au vent de l'ossature métallique	5,5 points
TOTAL		20 points

## Présentation de l'ouvrage

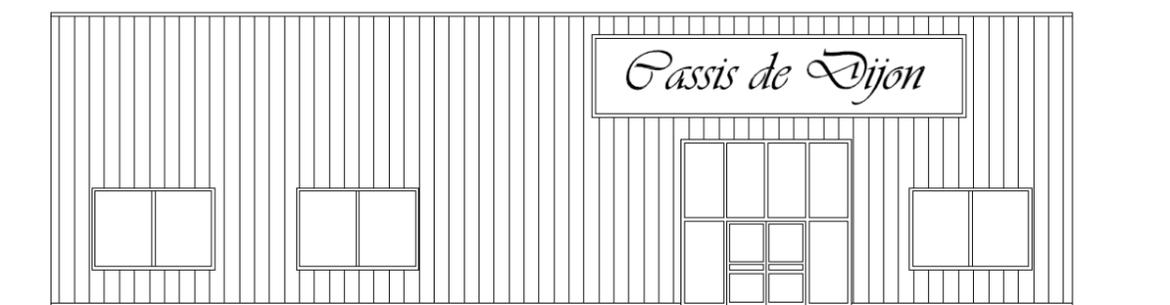
L'étude porte sur la construction d'un bâtiment destiné à l'élaboration et au conditionnement de liqueurs de cassis, en Bourgogne.

Cet ouvrage comporte un sous-sol enterré en béton armé du type poteaux, poutres et dalle.

Le rez-de-chaussée est une ossature métallique recevant une couverture et un bardage métallique.



FACADE EST - FILE D



FACADE OUEST - FILE A

## CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS SUR L'OUVRAGE :

### Charpente métallique

- ✓ Acier S235. Limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ Acier S235. Limite de rupture :  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité longitudinale (module d'Young) :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de sécurité pour le calcul en flexion et traction :  $\gamma_{M0} = 1$
- ✓ Coefficient de sécurité pour le calcul en traction :  $\gamma_{M2} = 1,25$
- ✓ On considère que toutes les sections des profilés IPE sont de classe 1 pour la flexion, sauf l'assemblage IPE 300 + IPE 240 constituant le poteau du portique de contreventement file D : section de classe 3 pour la flexion.

### Béton armé

- ✓ Béton C25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ Armature B500B :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- ✓ Poids volumique du béton armé :  $\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$

## CHARGES SURFACIQUES :

### Charges permanentes

- ✓ Couverture métallique en panneau sandwich (e = 80 mm) :  $0,20 \text{ kN/m}^2$

### Charge d'exploitation

- ✓ Sur le plancher haut du sous-sol (stockage charges lourdes) :  $Q = 12 \text{ kN/m}^2$

### Charge climatique

- ✓ Neige (altitude 480 m, région A1, pente de la toiture  $\leq 30^\circ$ ) :  $S = 0,584 \text{ kN/m}^2$

## TRAVAIL DEMANDÉ

### ÉTUDE A – Choix du modèle mécanique des pannes de couverture

Cette étude consiste à choisir entre deux solutions techniques : placer les pannes de couverture IPE 100 sur deux appuis ou les placer sur trois appuis.

**Documents nécessaires : DT1, DT2 et DT3**

**Q1. Calculer** les charges  $p_u$  à l'ELU et  $p_{ser}$  à l'ELS (en kN/m) reprises par une panne courante IPE 100 (voir la coupe AA du document **DT2**). La pente de la couverture est négligée.

- Pondération pour le calcul à l'ELU :  $1,35 G + 1,5 S$
- Pondération pour le calcul à l'ELS :  $G + S$

**Q2.** En considérant une charge  $p_u = 2,8$  kN/m, **vérifier** la panne IPE 100 vis-à-vis des contraintes normales de flexion, pour les deux solutions : panne sur deux appuis et panne sur trois appuis (voir formulaire **DT3**).

**Q3.** En considérant une charge  $p_{ser} = 1,9$  kN/m, **vérifier** la panne IPE 100 vis-à-vis de la flèche admissible, pour les deux solutions : panne sur deux appuis et panne sur trois appuis (voir formulaire **DT3**). L'Eurocode 3 préconise une flèche admissible  $W_{max}$  égale à  $L / 200$ .

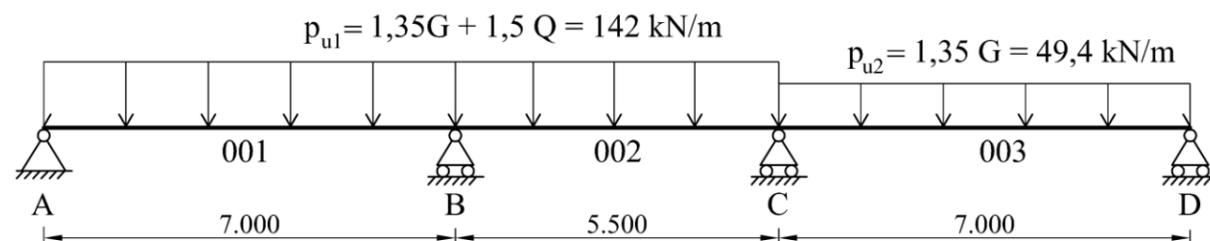
**Q4. Conclure** en justifiant la solution devant être retenue.

### ÉTUDE B – Étude d'une poutre continue en béton armé

Cette étude porte sur la poutre continue file 2 du plancher haut du sous-sol. On demande de calculer le ferrailage longitudinal de cette poutre sur l'appui intermédiaire.

**Documents nécessaires : DT2, DT5, DT6, DT7 et DR**

Un des modèles mécaniques à l'ELU retenu par le bureau d'études est le suivant :



**Q5.** Avec ce cas de charges, **expliquer** où se situe le moment maximum obtenu. Aucun calcul n'est demandé.

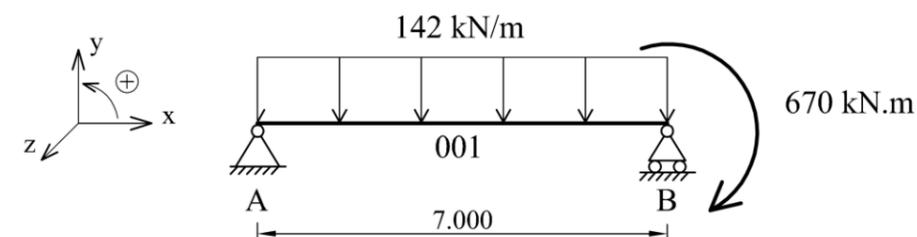
**Q6. Justifier** par le calcul, les valeurs  $p_{u1}$  et  $p_{u2}$  retenues par le bureau d'études.

**Q7. Vérifier** les portées utiles  $L_{eff}$  retenues par le bureau d'études.

**Q8.** En utilisant le théorème des 3 moments, **calculer** le moment fléchissant sur l'appui B.

**Donnée :** Le moment fléchissant sur l'appui C est égal à  $-259$  kN.m

**Q9.** En retenant un moment fléchissant en B arrondi à  $-670$  kN.m, **calculer** les actions de liaisons en A et B.



**Q10.** Les actions de liaisons en A et B valent :  $Y_A = 401$  kN et  $Y_B = 593$  kN. **Tracer** sur la copie, les diagrammes de l'effort tranchant  $V_{Ed}$  et du moment fléchissant  $M_{Ed}$  le long de la poutre AB. **Préciser** toutes les valeurs particulières.

**Q11. Calculer** la section d'armatures longitudinales à mettre en place au nu de l'appui B en prenant pour valeur  $M_{Ed} = -530$  kN.m. La vérification des sections minimale et maximale d'armatures n'est pas demandée.

**Q12. Procéder** au choix des armatures précédemment calculées et **compléter** le document réponse **DR page 13/13** en tenant compte des données suivantes :

- Section d'armatures calculée au nu de l'appui B :  $25,7$  cm<sup>2</sup>
- Armatures d'effort tranchant : 1 cadre et 3 étriers en HA 8
- Armatures de flexion en travée : 15 HA 16 répartis en 3 lits dont 1 emmené sur appuis.
- Armatures de montage : HA 10

## ÉTUDE C – Étude d'un poteau

Cette étude porte sur le poteau P2 : 500 x 500 du sous-sol. On demande de calculer les armatures de ce poteau et de dessiner ces armatures sur une section transversale du poteau.

**Document nécessaire : DT2, DT5 et DT7**

**Q13. Calculer** la section nécessaire d'armatures longitudinales dans le poteau P2.

**Données :** -  $N_{Ed} = 1005 \text{ kN}$

- Longueur de flambement  $l_0 = 3875 \text{ mm}$

**Q14. Procéder** au choix des armatures longitudinales en prenant comme hypothèses que le nombre d'armatures longitudinales est de 8 pour une section de  $7 \text{ cm}^2$ .

**Q15. Déterminer** le diamètre et l'espacement en partie courante des armatures transversales.

**Q16. Dessiner**, sur la copie, une section transversale du poteau en faisant apparaître toutes les armatures.

## ÉTUDE D – Stabilité au vent de l'ossature métallique

Cette étude porte sur la stabilité au vent du bâtiment métallique, le vent soufflant sur les pignons files 1 ou 6. On demande d'analyser le cheminement des efforts et de faire des vérifications sur une partie des ouvrages.

**Documents nécessaires : DT1, DT2, DT3, DT4, DT5 et DR**

**Q17.** Sur le document réponse **DR page 13/13**, indiquer la nature de la sollicitation (traction ou compression) dans les barres qui participent à ramener les efforts du vent soufflant sur le pignon file 6 (notés V1, V2 et V3 sur le document réponse **DR page 13/13**) jusqu'en pied du poteau file 4.

**Expliquer** le rôle de la poutre au vent, de la sablière et de la croix de Saint André.

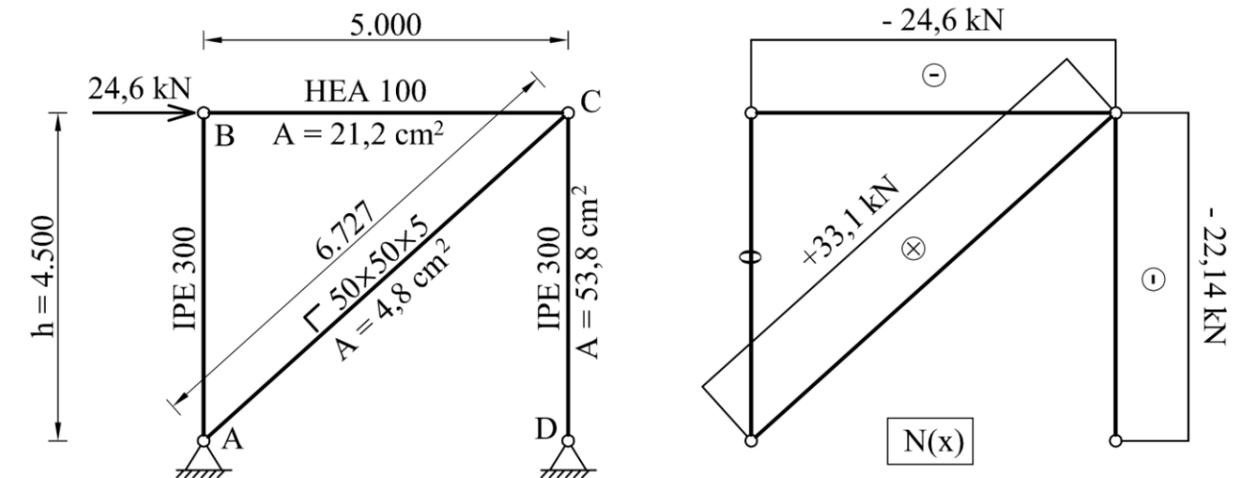
**Q18.** La stabilité en croix de Saint André, entre les files 3 et 4 de la façade Ouest, est constituée d'une cornière 50 x 50 x 5 (voir document **DT1**). La cornière est soumise à un effort de traction de 57,9 kN. **Vérifier** cette cornière en partie courante (section A) puis au droit des perçages (section  $A_{net}$ ).

**Nota :** Pour tenir compte du fait que l'attache n'est pas symétrique et de l'écartement des perçages, prendre un coefficient  $\beta = 0,58$ .

**Q19.** En utilisant le théorème de MULLER-BRESLAU et les intégrales de MOHR, **calculer** le déplacement horizontal du point B situé en tête du poteau (la structure est isostatique).

**Compléter** sur le document réponse **DR page 13/13** les diagrammes  $\overline{N}_j(x)$ .

**Vérifier** que le déplacement en tête du poteau ne dépasse pas  $h/250$ .



**Q20.** Du fait de la présence d'une ouverture dans la façade Est entre les files 3 et 4, la stabilité en croix de Saint André est remplacée par un portique de contreventement (voir document **DT2**).

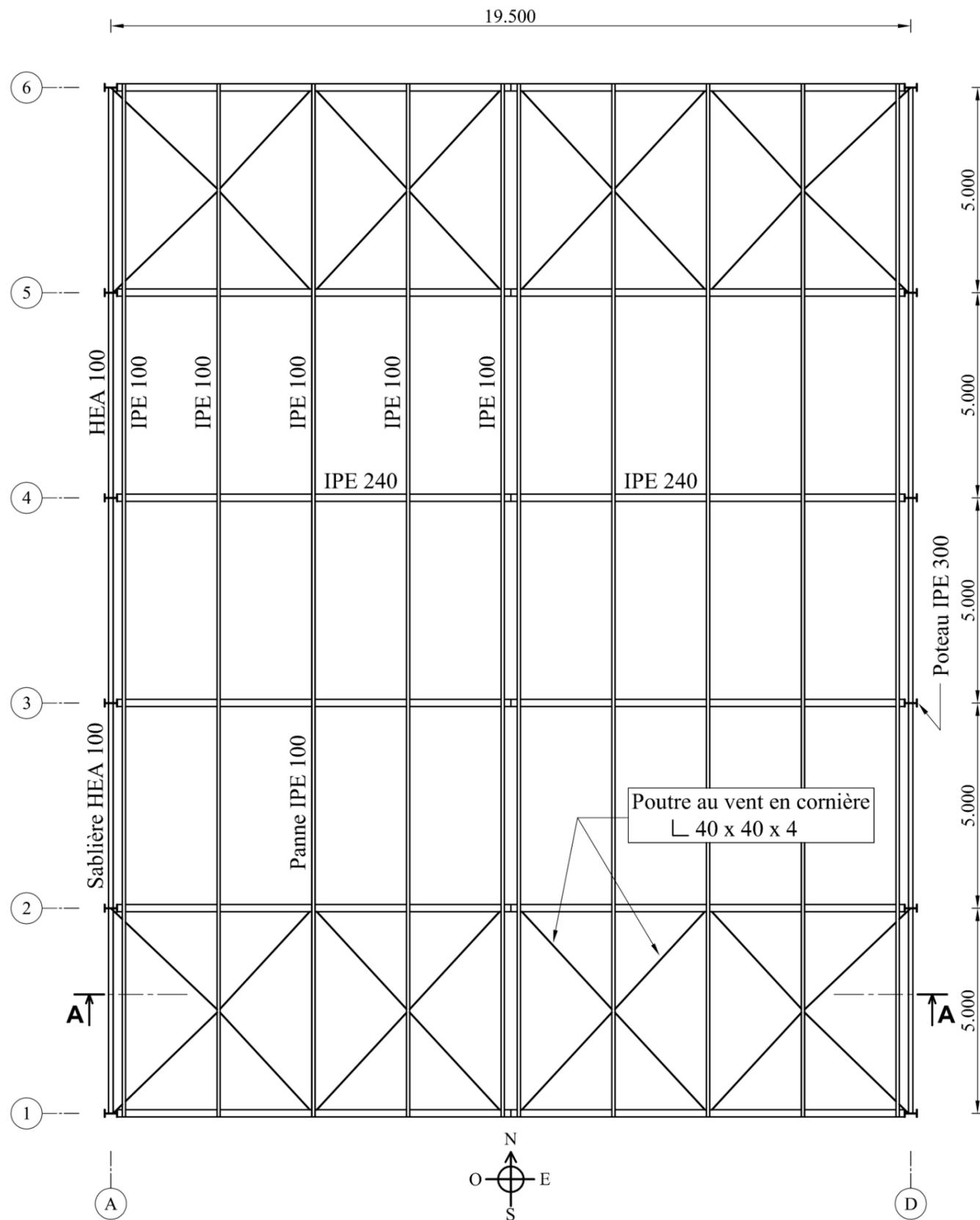
En utilisant les résultats de la note de calcul du document **DT5**, **tracer** les diagrammes  $N(x)$ ,  $V(x)$  et  $M(x)$  le long du portique de contreventement sur le document réponse **DR page 13/13**.

**Q21.** Le moment quadratique propre  $I_{Gz}$  de l'assemblage IPE 300 + IPE 240 vaut  $7950 \text{ cm}^4$ .

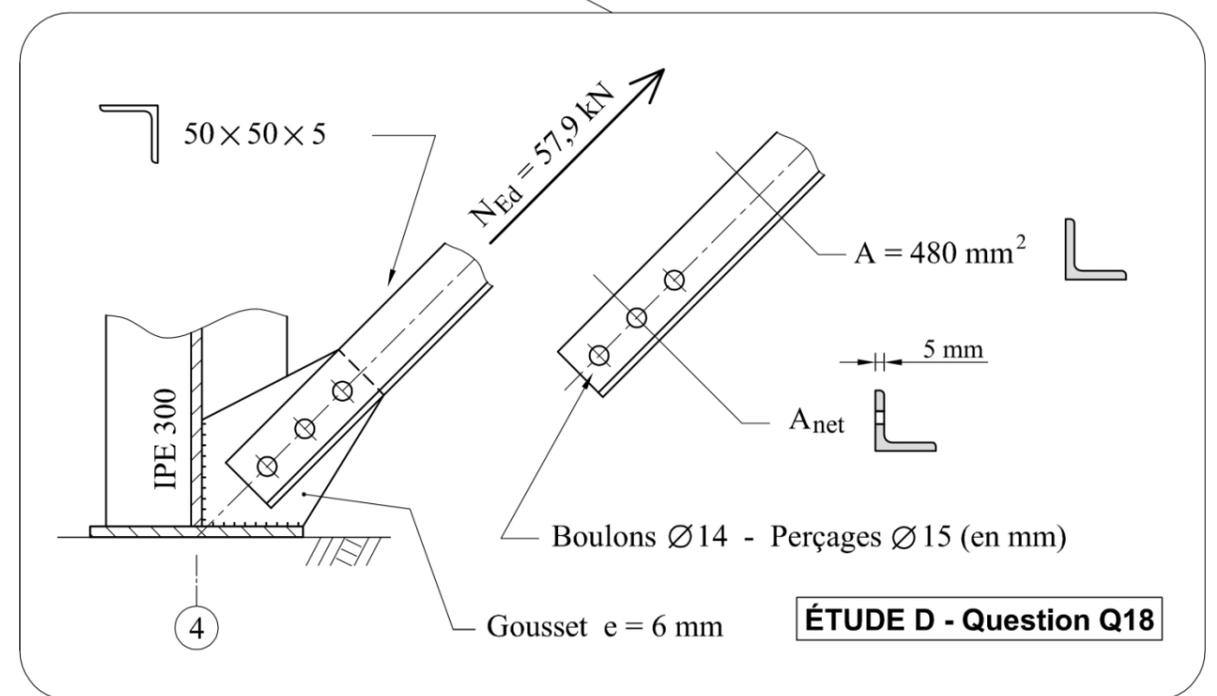
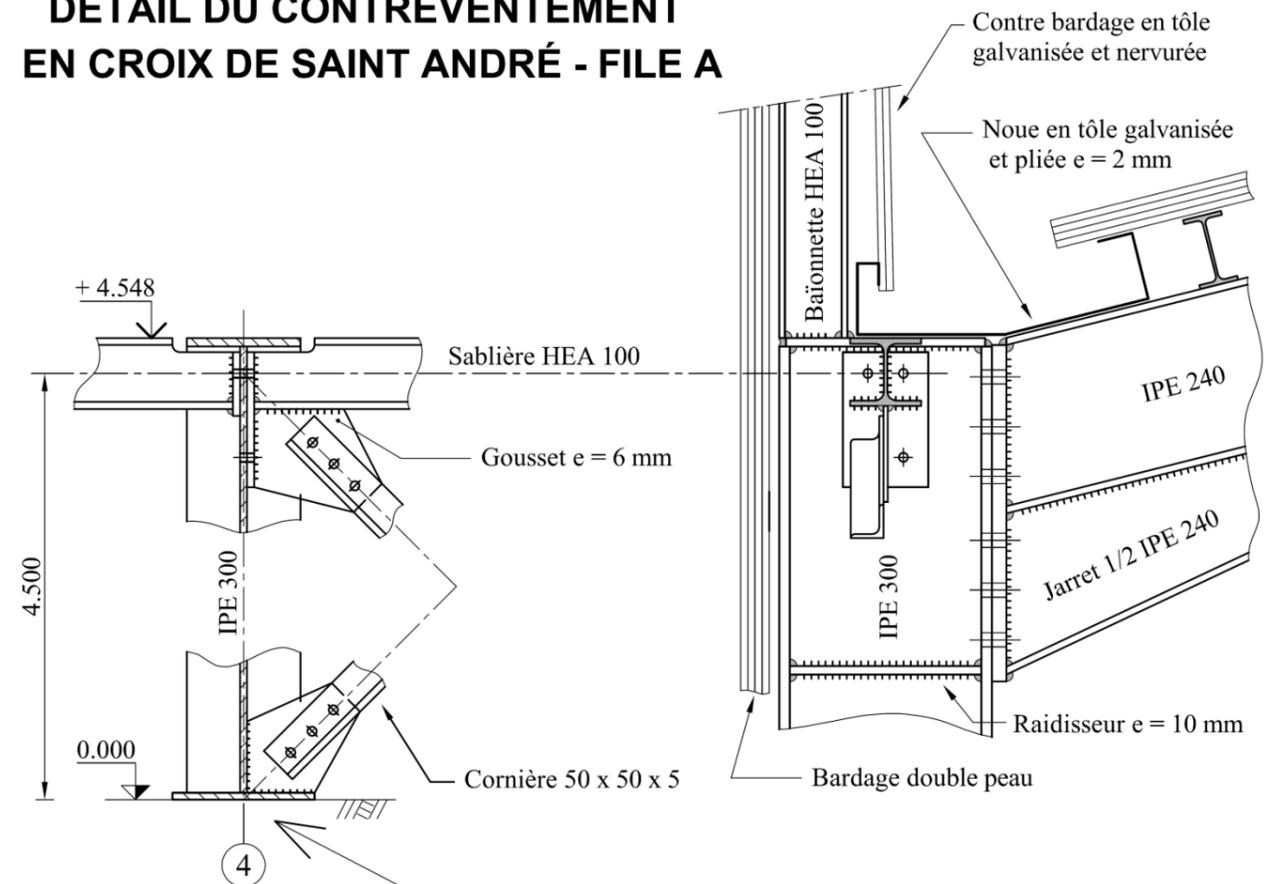
Cet assemblage est soumis à un moment fléchissant maximal  $M_{Ed} = 97 \text{ kN.m}$  :

- En utilisant le document **DT3** (calcul en élasticité des sections de classe 3), **tracer** le diagramme des contraintes normales sur le document réponse **DR page 13/13**.
- **Calculer** la contrainte admissible  $\sigma_e$  et conclure.

# PLAN DE LA TOITURE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE



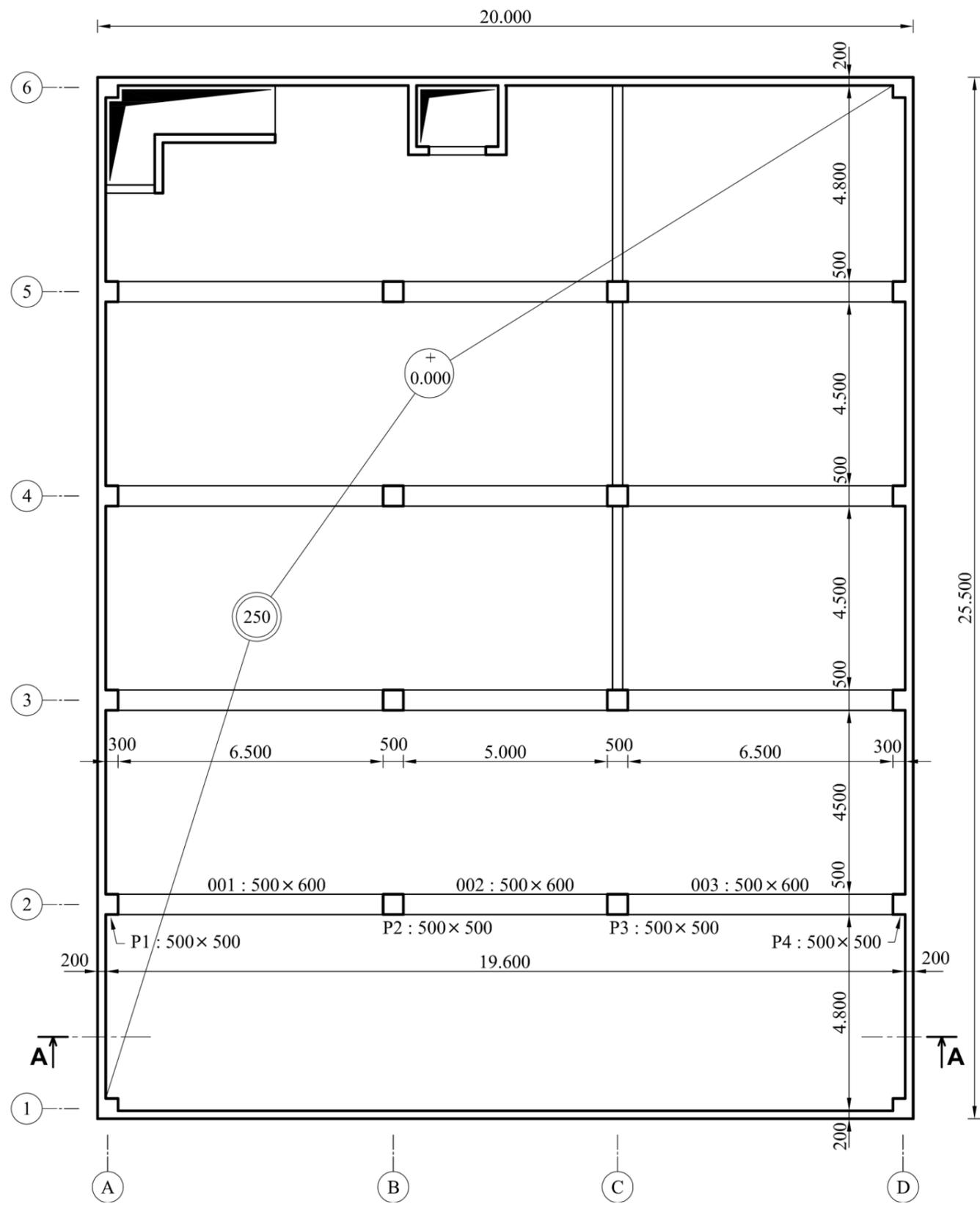
## DÉTAIL DU CONTREVENTEMENT EN CROIX DE SAINT ANDRÉ - FILE A



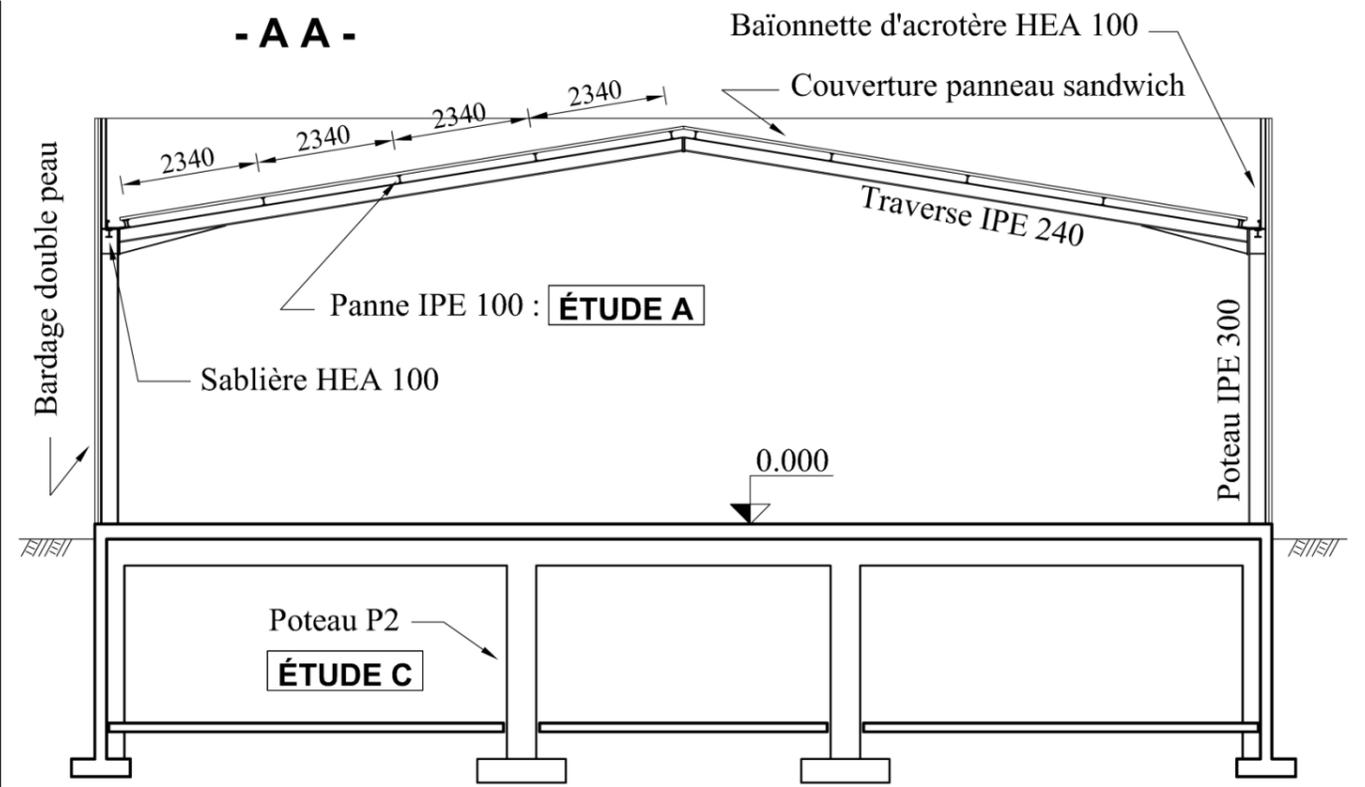
ÉTUDE D - Question Q18

DT1

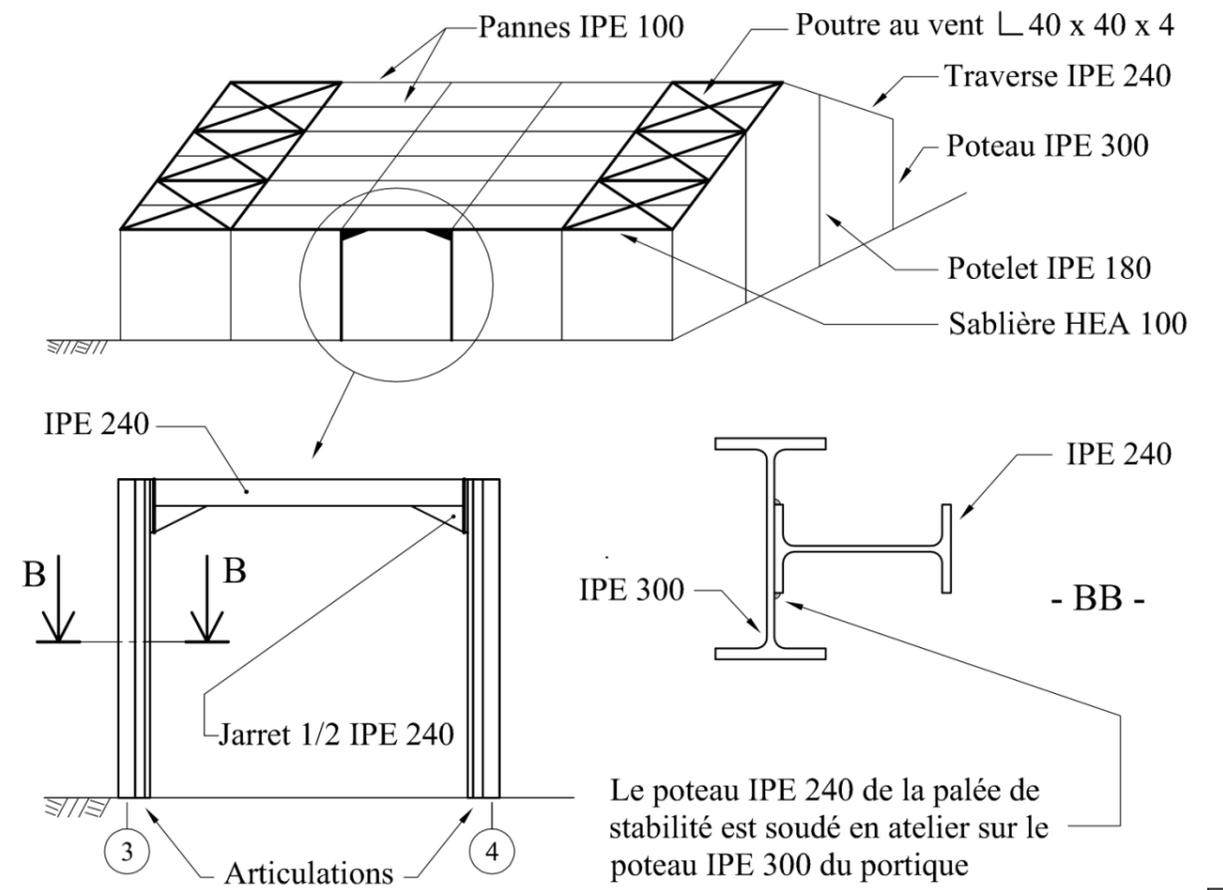
# PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER HAUT DU SOUS-SOL



## - A A -



## PORTIQUE DE CONTREVENTEMENT - FILE D



DT2

# EXTRAIT EUROCODE 3 : Flexion simple

## Flexion simple : Moment fléchissant - vérification simplifiée

On doit vérifier :  $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$

où  $M_{Ed}$  = Moment fléchissant (agissant) de calcul sollicitant la section droite à l'ELU

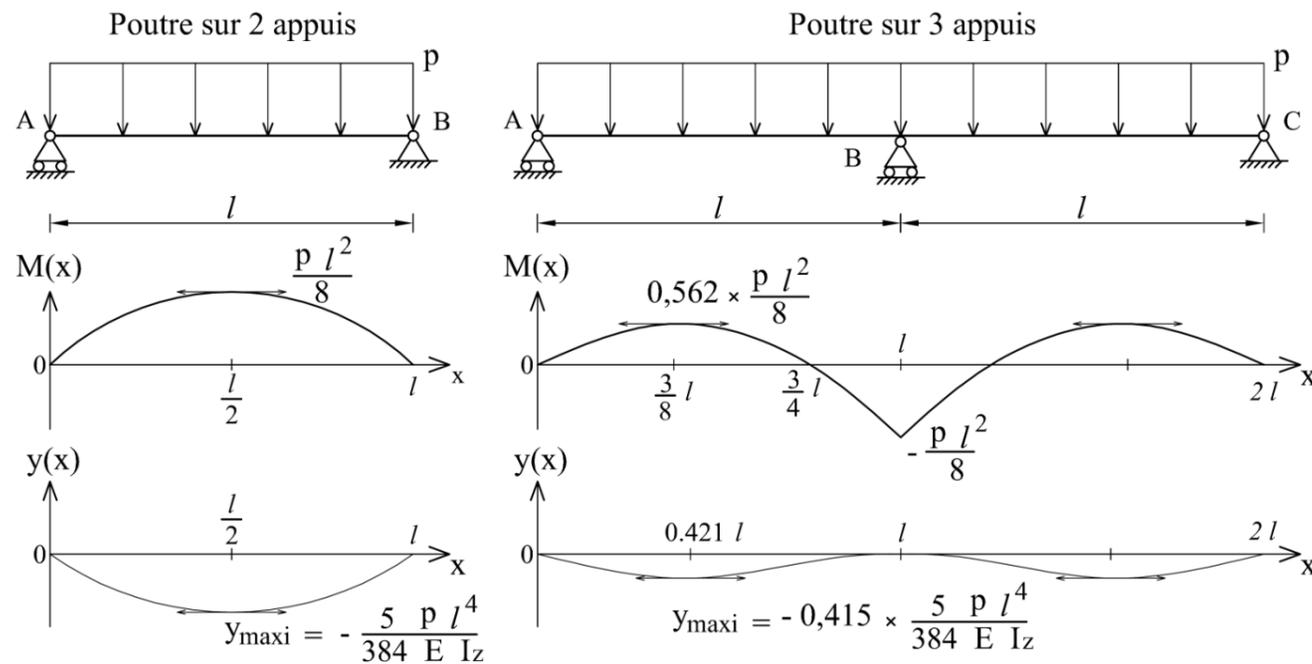
$M_{c,Rd}$  = Résistance de calcul à la flexion de la section à l'ELU

pour une section de classe 1 ou 2	pour une section de classe 3
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$ (moment résistant plastique)	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd}$ (moment résistant élastique)
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{el,Rd} = W_{el,min} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Dans le cas d'une vérification en élasticité (section de classe 3), on peut aussi raisonner en comparant les contraintes :

$$\sigma = -\frac{M_z}{I_z} \times y \quad \sigma \leq \sigma_e \quad \text{avec} \quad \sigma_e = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

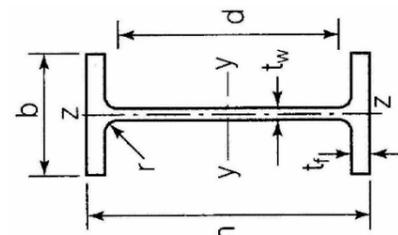
## FORMULAIRE DES SOLLICITATIONS ET DES DÉFORMÉES



# TABLEAU DES PROFILÉS MÉTALLIQUES IPE

## Caractéristiques des profilés IPE

Les axes et désignations sont conformes à l'Eurocode 3.



Profil	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	P	A	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	i <sub>y</sub>	2 × S <sub>y</sub>		i <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	I <sub>z</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>
											Module de résistance élastique à la flexion	Rayon de giration					
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	1,05	3,69	8,48	3,6	5,1
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	1,24	5,78	15,91	5,1	6,7
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	1,45	8,64	27,65	6,3	8,6
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	1,65	12,30	44,90	7,6	10,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	1,84	16,65	68,28	9,7	12,8
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	2,05	22,16	100,81	11,3	15,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1 943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	2,24	28,46	142,31	14,0	18
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	2,48	37,24	204,81	15,9	21,3
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3 891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	2,69	47,26	283,58	19,1	24,8
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	3,02	62,19	419,77	22,1	29
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	3,35	80,48	603,62	25,7	33,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11 766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	3,55	98,50	788,00	30,8	38,7
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16 265,6	903,6	14,95	1 019,1	35,1	3,79	122,73	1 043,20	35,1	45,3
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	3,95	146,40	1 317,58	42,7	51,1
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33 742,9	1 499,7	18,48	1 701,8	50,8	4,12	176,35	1 675,35	50,8	58,3
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48 198,5	1 927,9	20,43	2 194,1	59,9	4,30	214,09	2 140,90	59,9	67,2
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	2 787,0	72,3	4,45	253,95	2 666,49	72,3	76,1
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	3 512,4	83,8	4,66	307,80	3 385,78	83,8	87,9

# EXTRAIT EUROCODE 3 : Traction simple

## Traction simple - vérifications

Section brute	Section nette
$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$ avec $N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{Ed} \leq N_{u,Rd}$ avec $N_{u,Rd} = \beta A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$

## THÉORÈME DE MULLER-BRESLAU

Pour une structure soumise uniquement à des efforts normaux, le théorème de Muller-Breslau prend la forme :

$$\Delta_J = \int_{Structure} \frac{N(x) \overline{N}_J(x)}{E A} dx$$

- Avec
- $\Delta_J$  : le déplacement du point J dans la direction de la force unitaire
  - E : le module d'élasticité longitudinale ou module d'Young
  - A : la section de la barre considérée
  - N(x) l'effort normal dans le chargement étudié
  - $\overline{N}_J(x)$  l'effort normal dans le chargement de la structure par une force ponctuelle unitaire, au point J où l'on calcule le déplacement

## TABLEAU DES INTÉGRALES DE MOHR

1.3 Tableau des intégrales de MOHR :  $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx$

	$LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{24} LM_i M_j$	$\frac{1}{24} LM_j (3M_i + 2M'_i)$	$\frac{1}{24} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{24} LM_i M_j$	$\frac{1}{48} LM_i M_j$	$\frac{1}{144} LM_i M_j$	$\frac{1}{144} LM_j (4M_i + 3M'_i)$	$\frac{1}{144} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{120} LM_i M_j$	$\frac{1}{240} LM_i M_j$	$\frac{1}{720} LM_i M_j$	$\frac{1}{720} LM_j (5M_i + 4M'_i)$	$\frac{1}{720} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{720} LM_i M_j$	$\frac{1}{1440} LM_i M_j$	$\frac{1}{4320} LM_i M_j$	$\frac{1}{4320} LM_j (6M_i + 5M'_i)$	$\frac{1}{4320} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{5040} LM_i M_j$	$\frac{1}{10080} LM_i M_j$	$\frac{1}{25200} LM_i M_j$	$\frac{1}{25200} LM_j (7M_i + 6M'_i)$	$\frac{1}{25200} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{35280} LM_i M_j$	$\frac{1}{70560} LM_i M_j$	$\frac{1}{176400} LM_i M_j$	$\frac{1}{176400} LM_j (8M_i + 7M'_i)$	$\frac{1}{176400} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{252000} LM_i M_j$	$\frac{1}{504000} LM_i M_j$	$\frac{1}{1260000} LM_i M_j$	$\frac{1}{1260000} LM_j (9M_i + 8M'_i)$	$\frac{1}{1260000} LM_i M_j$				
	$\frac{1}{1764000} LM_i M_j$	$\frac{1}{3528000} LM_i M_j$	$\frac{1}{8820000} LM_i M_j$	$\frac{1}{8820000} LM_j (10M_i + 9M'_i)$	$\frac{1}{8820000} LM_i M_j$				

Dans le tableau,  $M_i, M_j, M'_i, M'_j$ , sont les extremums des fonctions  $m_i(x)$  et  $m_j(x)$ . Ils sont à prendre en valeurs algébriques.

## NOTE DE CALCUL DU PORTIQUE DE CONTREVENTEMENT (EXTRAIT)

Élément	Nœud origine	Effort normal	Effort tranchant	Moment fléchissant
	Nœud extrémité	N	V	M
1	1	38,7	-21,5	0
	2	38,7	-21,5	96,75
2	3	-21,5	38,7	96,75
	4	-21,5	38,7	-96,75
3	5	-38,7	-21,5	-96,75
	6	-38,7	-21,5	0

Unités : kN et kN.m

## SECTIONS DES ACIERS EN BARRES

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm <sup>2</sup>									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

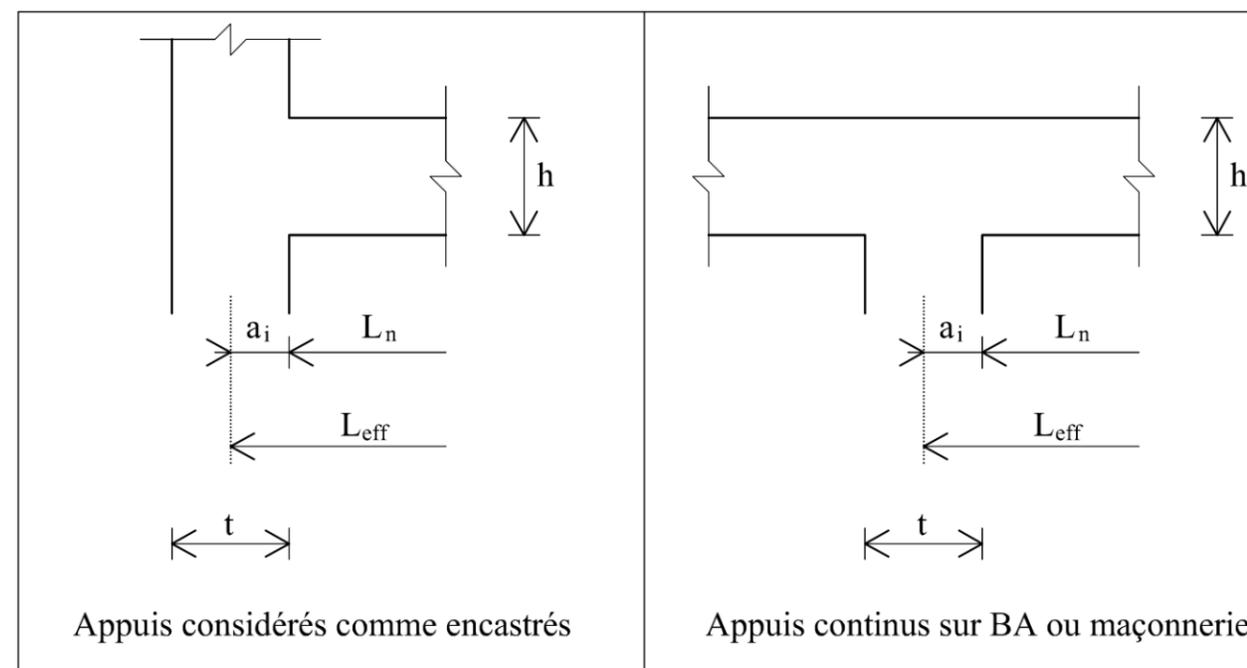
## CALCUL DES PORTÉES UTILES DES POUTRES

La portée utile  $L_{eff}$  d'un élément se calcule de la manière suivante :

$$L_{eff} = L_n + a_1 + a_2$$

- avec
- $L_n$  = distance entre les nus des appuis.
  - $a_1$  = valeur en fonction de l'appui à gauche.
  - $a_2$  = valeur en fonction de l'appui à droite.
  - $a_i = \text{mini} [ 0,5 h ; 0,5 t ]$

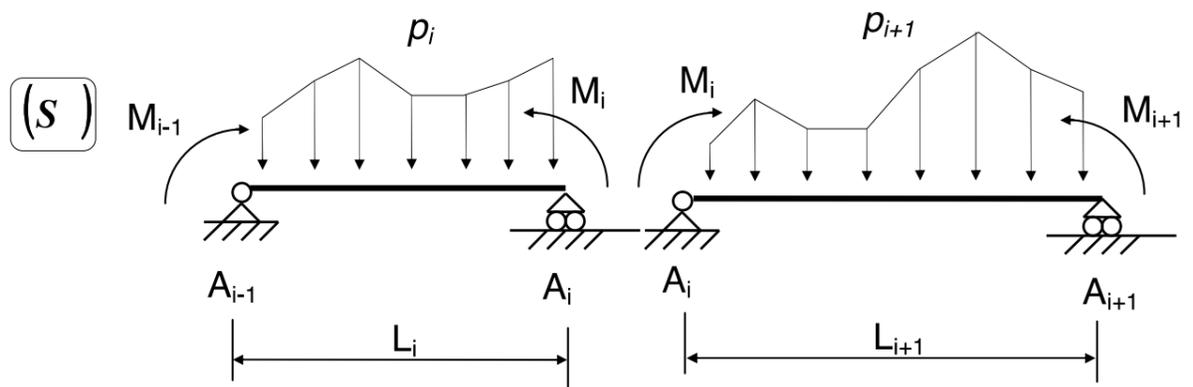
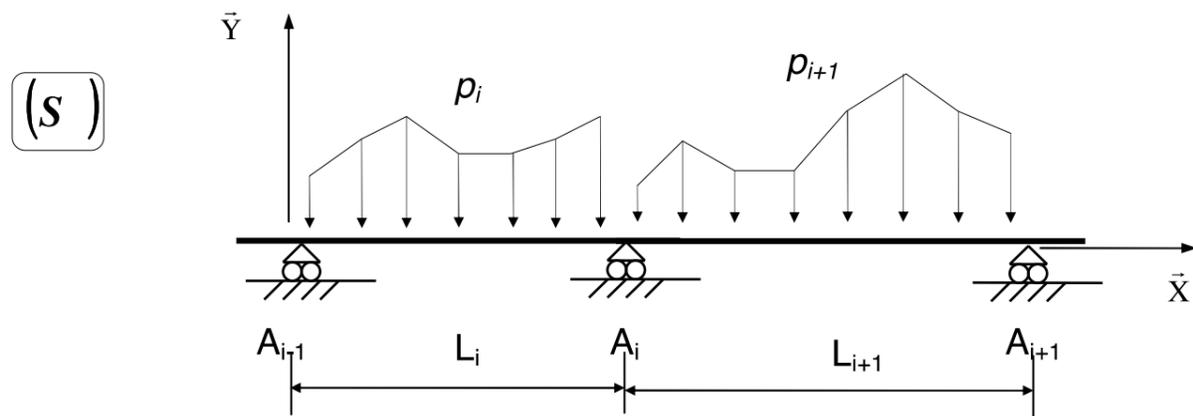
$L_{eff}$  est donnée en fonction des différents types d'appuis dans le tableau ci-dessous :



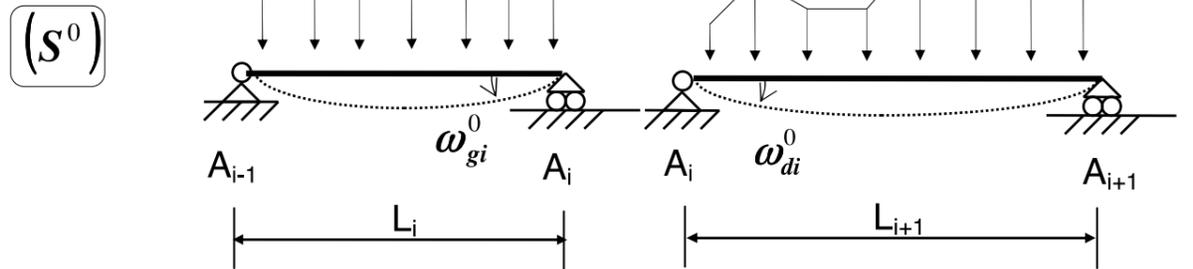
DT5

# THÉORÈME DES TROIS MOMENTS (Formules de Clapeyron)

Hypothèses :  $EI = \text{constante sur l'ensemble de la poutre, en l'absence de dénivellations d'appuis.}$



Système isostatique associé



$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + L_{i+1} M_{i+1} = 6EI(\omega_{di}^0 - \omega_{gi}^0)$$

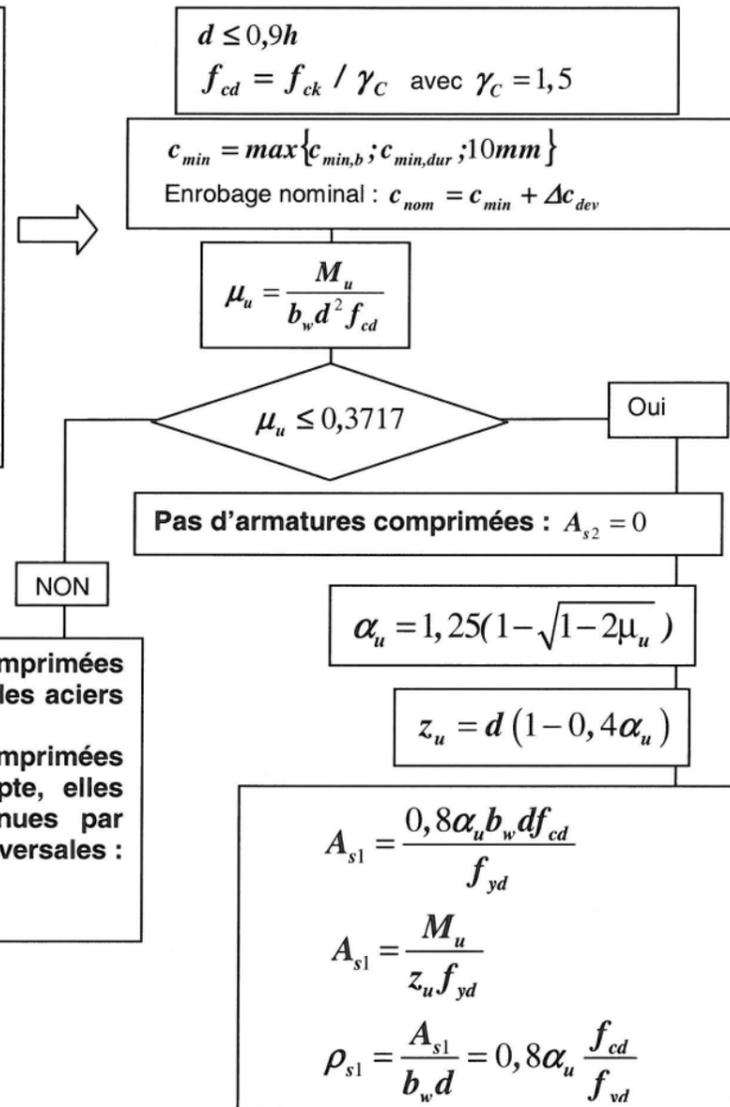
# ROTATIONS AUX APPUIS - FLÈCHES

Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$
	$\omega_A = -\frac{Fa}{6EIL}(L-a)(2L-a)$ $\omega_B = \frac{Fa}{6EIL}(L^2 - a^2)$	pour $a \leq \frac{L}{2}$ $f_{(L/2)} = \frac{Fa}{48EI}(3L^2 - 4a^2)$
	$\omega_A = \frac{CL}{3EI}$ $\omega_B = -\frac{CL}{6EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{CL^2}{16EI}$
	$\omega_B = -\frac{pL^3}{6EI}$	$f_{(L)} = \frac{pL^4}{8EI}$
	$\omega_B = -\frac{FL^2}{2EI}$	$f_{(L)} = \frac{FL^3}{3EI}$

DT6

# ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES RECTANGULAIRES EN FLEXION SIMPLE

**Données**  
 Catégorie de durée d'utilisation de projet : 4  
 Environnement : Classe d'exposition X ..  
 $b_w$  ;  $h$   
 béton C .. / ..  $f_{ck}$   
 acier B500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 diagramme élasto-plastique parfait  
 $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$   
 $p_u = 1,35g + 1,5q \text{ kN / m}$   
 moment de flexion ELU  $M_{Ed} = M_u$



Les armatures comprimées sont conseillées, car les aciers seraient mal utilisés. Si les armatures comprimées sont prises en compte, elles seront alors maintenues par des armatures transversales :  $s \leq 15\phi$ .

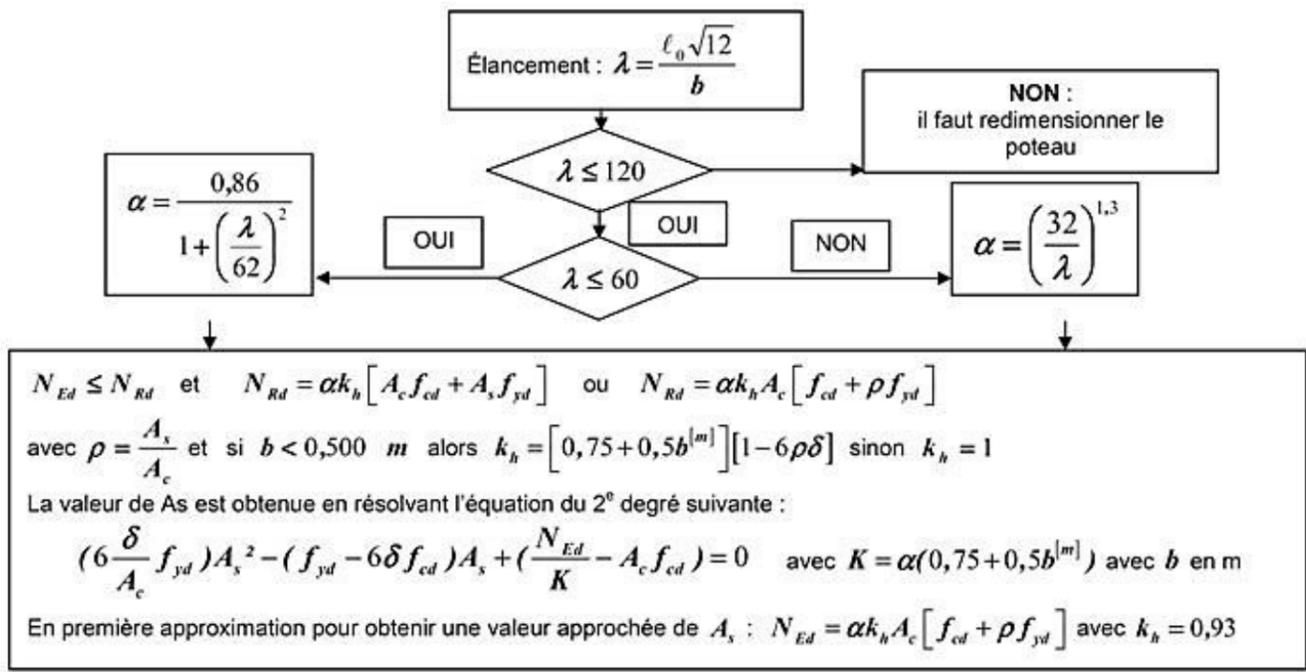
9.2.1.2 (3)

Le pourcentage d'armatures  $\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d}$

Sections minimale et maximale d'armatures longitudinales tendues : Clause 9.2.1.1  
 $A_{s1} > A_{s,min} = \max\left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d\right]$  condition de non-fragilité.  
 $A_{s1} < 0,04 A_c$  avec  $A_c$  aire de la section droite de béton  
 $b_t$  : la valeur moyenne de la largeur tendue, pour une section rectangulaire et une section en T :  $b_t = b_w$

## ORGANIGRAMME DE CALCUL DES POTEAUX RECTANGULAIRES

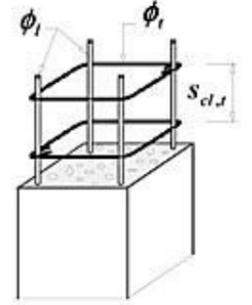
**Données :-** Classe structurante S4 ; Classe d'exposition X ... donnant un enrobage nominal  $c_{nom}$   
 -  $N_{Ed}$ , effort normal centré aux ELU  
 -  $A_c$ , aire du béton  $b \times h$ , avec  $b \leq h$  (ou  $b$  en mètres, correspondant au sens du flambement)  
 - Enrobage relatif  $\delta = \frac{d'}{b}$  avec  $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_t}{2}$   
 - Classe du béton C .. / .. donnant  $f_{ck}$  et  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$  (âge du béton > 28 jours)  
 - Acier B500 donnant  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  et  $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$   
 - Longueur efficace (ou de flambement) notée  $\ell_0 =$  longueur libre du poteau notée  $l$



**Section minimale des armatures longitudinales**  
 $A_{s,min} = \max\left[0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c\right]$  (9.12N)  
 $A_c$  = aire de la section brute transversale de béton  
 $f_{yd}$  limite élastique de calcul de l'armature  
 Le diamètre des barres longitudinales  $\phi_l \geq \phi_{l,min} = 8 \text{ mm}$

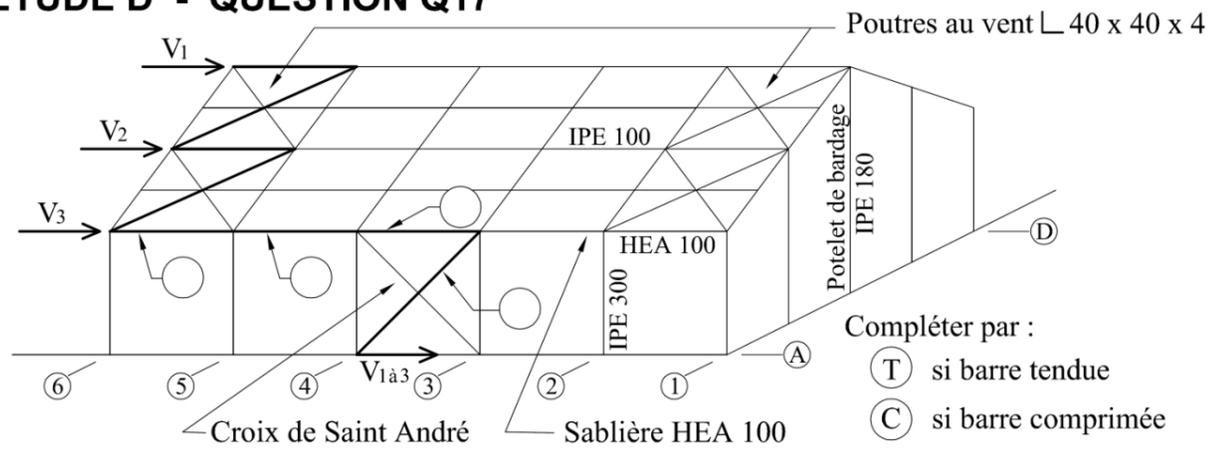
**Section maximale des armatures longitudinales**  
 en dehors des zones de recouvrement  $A_{s,max} = 0,04 A_c$  dans les zones de recouvrement  $A_{s,max} = 0,08 A_c$

**Armatures transversales :**  
 $\phi_t \geq \max[6 \text{ mm}; \phi_{l,max} / 4]$   
 espacement :  $s_{ct,t} \leq s_{ct,t,max} = \min[400 \text{ mm}; 20\phi_{l,min}; b]$   
 $\phi_{l,min}$  = diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante  
 $b$  = plus petite dimension transversale  
 Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance.



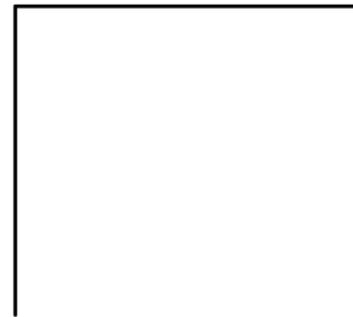
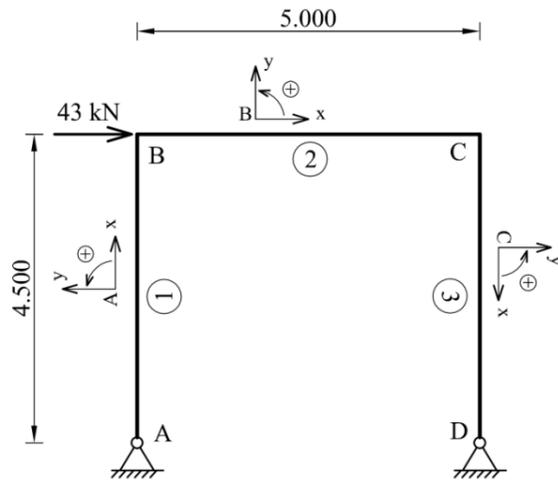
DT7

### ÉTUDE D - QUESTION Q17

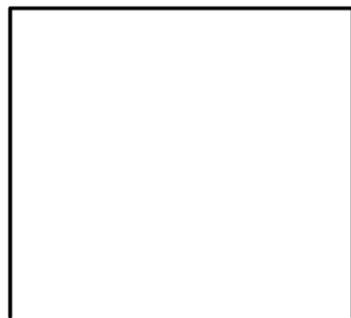


### ÉTUDE D - QUESTION Q20

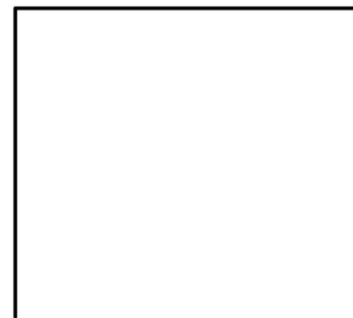
Échelles : 1 cm pour 20 kN  
1 cm pour 100 kN.m



N(x)

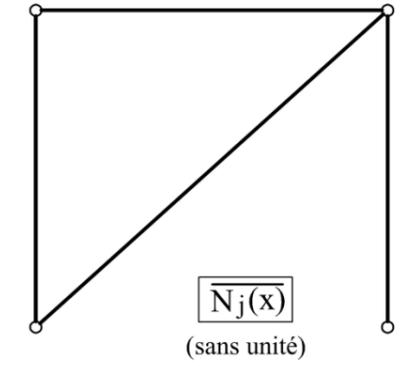
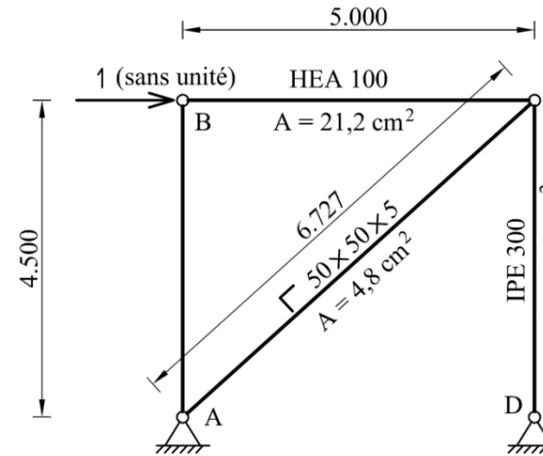


V(x)



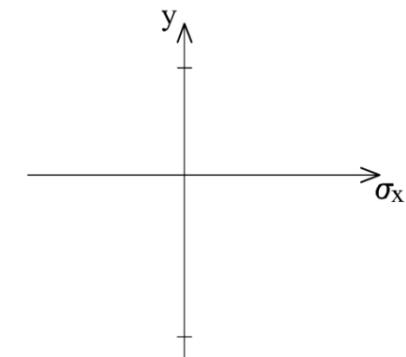
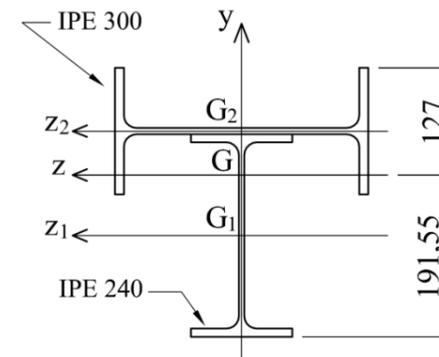
M(x)

### ÉTUDE D - QUESTION Q19



N<sub>j</sub>(x)  
(sans unité)

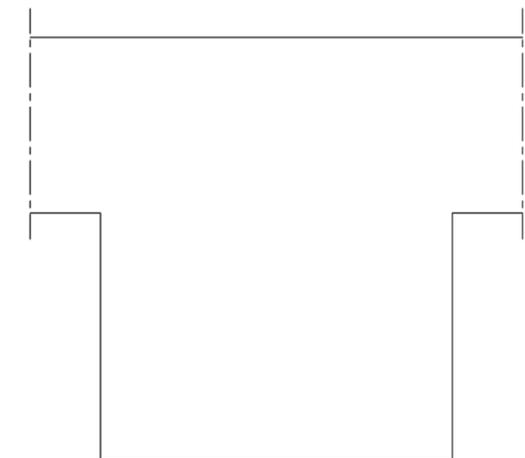
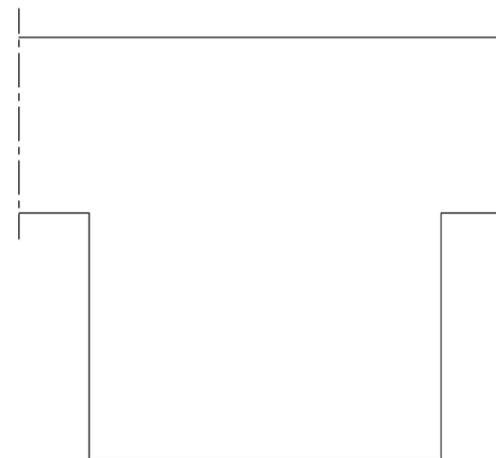
### ÉTUDE D - QUESTION Q21



### ÉTUDE B - QUESTION Q12

Au milieu de la travée AB

Au nu de l'appui B



Échelle non définie

DR