



SERVICES CULTURE ÉDITIONS  
RESSOURCES POUR  
L'ÉDUCATION NATIONALE

**Ce document a été numérisé par le CRDP de Bordeaux pour la  
Base Nationale des Sujets d'Examens de l'enseignement professionnel.**

**Campagne 2012**

**BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR  
BATIMENT**

**EPREUVE E4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS**

(sous-épreuve E4.1)

**ELABORATION D'UNE NOTE DE CALCUL DE  
STRUCTURES**

**SESSION 2012**

**Durée : 4 heures**

**Coefficient : 2**

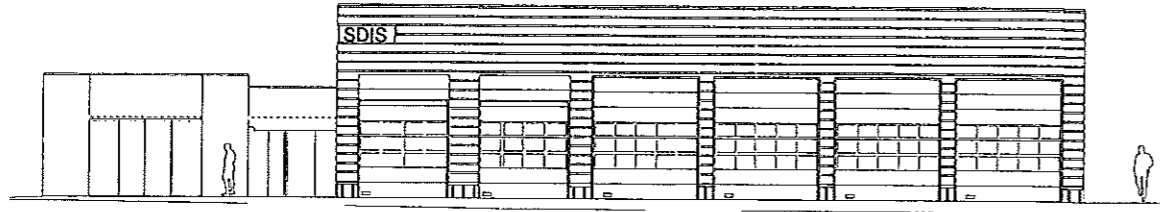
**Matériel Autorisé :**

- toutes les calculatrices de poche y compris les calculatrices programmables alphanumériques ou à écran graphique que leur fonctionnement soit autonome et qu'il ne soit pas fait usage d'imprimante (circulaire n° 99-186, 16/11/1999)

Tous les documents « réponses » même vierges doivent être rendus avec la copie

Dès que le sujet vous est remis, assurez-vous qu'il est complet.  
Le sujet se compose de **19 pages**, numérotées de **1/19 à 19/19**

<b>BTS : BATIMENT</b>		<b>Session 2012</b>
Elaboration d'une note de calcul de structures - E4.1	Code : BTE4ENC	Page : 1/19



## Centre SDIS (Pompiers)

### Barème :

Partie 1 : Etude mezzanine du garage	6 points
Partie 2 : Etude joint de dilatation toiture terrasse	3 points
Partie 3 : Etude poutre, poteau et semelle béton armé	7 points
Partie 4 : Etude du portique métallique du garage	4 points

Toutes les questions sont indépendantes.

### Contenu du dossier

Présentation de l'ouvrage :	Page 2
Plans divers de l'ouvrage :	DT 1 à 5 (pages 3 à 7)
Dossier sujet :	Pages 8 à 11
Annexes :	DT 6 à 18 (pages 12 à 18)
Document réponse :	Page 19

### Présentation de l'ouvrage

L'étude porte sur une caserne de pompiers. Le maître d'ouvrage est donc le SDIS (Service Départemental d'Incendie et de Secours).

Ce bâtiment est divisé en deux parties distinctes mais en contact l'une de l'autre (DT2). La première est une construction métallique pour accueillir les véhicules. L'autre en maçonnerie et béton armé accueille la zone de vie des pompiers (catégorie A habitation). Les joints de dilatation mesurent 2 cm. L'ouvrage est à une altitude inférieure à 200 m.

Description sommaire de la zone garage (R+1 partiel mezzanine DT2, coupe AA DT3)

- Fondations : massifs en gros béton et longrines.
- Dallage : géotextile, hérissos 0/80 (30 cm mini), tout-venant concassé 0/31 (20 cm), polyane, isolation thermique et dallage béton armé 20 cm.
- Chape avec incorporation de granulats résistants et pulvérisation d'une résine de surface.
- Localement murs en blocs de béton manufacturés BBM (enduit mortier).
- Mezzanines en béton armé ou bois (2 niveaux différents, bois sur structure métallique et béton brut sur murs en blocs de béton manufacturés BBM), sous face faux plafond plaque de plâtre (12 mm).
- Portiques métalliques en profilés de type IPE.
- Pannes métalliques de type IPE.
- Couverture en bacs acier
- Isolation sous toiture en feutre de laine de verre (100 mm).
- Bardage double peau avec isolation intérieure de 75 mm d'épaisseur.
- Cloison de séparation (garage et atelier/ambulances) en bardage simple peau.

Description sommaire de la zone de vie (DT2, coupe DD DT3) : catégorie A habitation

- Fondations : Semelles superficielles (filantes ou isolées).
- Dalle sur vide sanitaire en BA (20 cm).
- Poutres, poteaux, linteaux en béton armé.
- Murs vide sanitaire et RDC en blocs de béton manufacturés BBM (enduit monocouche).
- Bandeau et casquette béton armé.
- Acrotère en béton armé.
- Toiture terrasse accessible béton armé (20cm), pare-vapeur, isolant (80 mm), étanchéité bicouche élastomère, protection gravillons roulés (6 cm).
- Chape et carrelage grès cérame dans tous les locaux de la zone de vie.

## Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour l'ouvrage.

### Béton Armé (catégorie de durée d'utilisation de projet 4)

- Caractéristiques mécaniques du béton C25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   $\gamma_c = 1,5$
- Armature pour BA : B500 :  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   $\gamma_s = 1,15$
- Dimension du plus gros granulat :  $d_g = 20 \text{ mm}$
- Classe d'exposition pour tous les ouvrages en béton armé (sauf fondation) : XC1
- Classe d'exposition pour les fondations en BA : XC2
- Enrobage 3 cm pour les ouvrages en béton armé (sauf fondation).

### Aciers pour charpente (catégorie de durée d'utilisation de projet 4)

- Limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale ou module d'Young :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Profils utilisés de type IPE : classe 1
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_{M0} = 1$

### Sol de fondation

Le sol sur lequel est construite la caserne est horizontal. Il est constitué de trois couches :

- du niveau 0 à -1 m : une couche de remblais limoneux avec des éléments hétérogènes.
- du niveau -1 à -3 m : une couche de sable limoneux aux caractéristiques mécaniques moyennes.
- à partir du niveau -3 m : une marne sableuse aux caractéristiques mécaniques bonnes

Le bureau d'étude géotechnique conseille :

- des fondations superficielles ancrées de 30 cm dans la couche de sable limoneux.

La contrainte de calcul aux Etats Limites Ultimes du sol pour les fondations sera prise égale à  $q_d = 0,45 \text{ MPa}$ .

On peut utiliser la relation  $V_d \leq R_d = q_d A'$  pour calculer la surface  $A'$  des fondations.

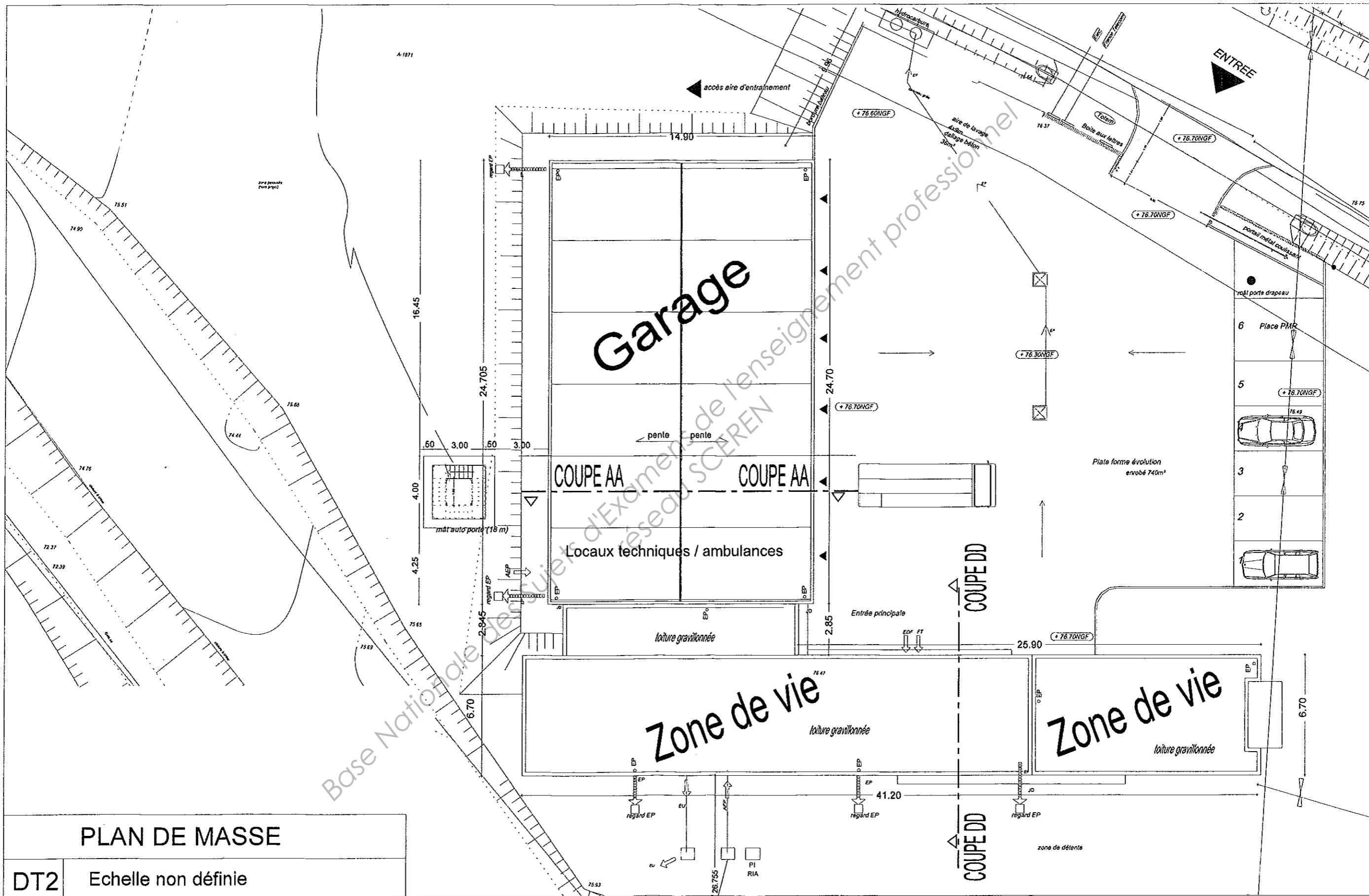
## DT 1 : Charges diverses.

### Charge permanente G

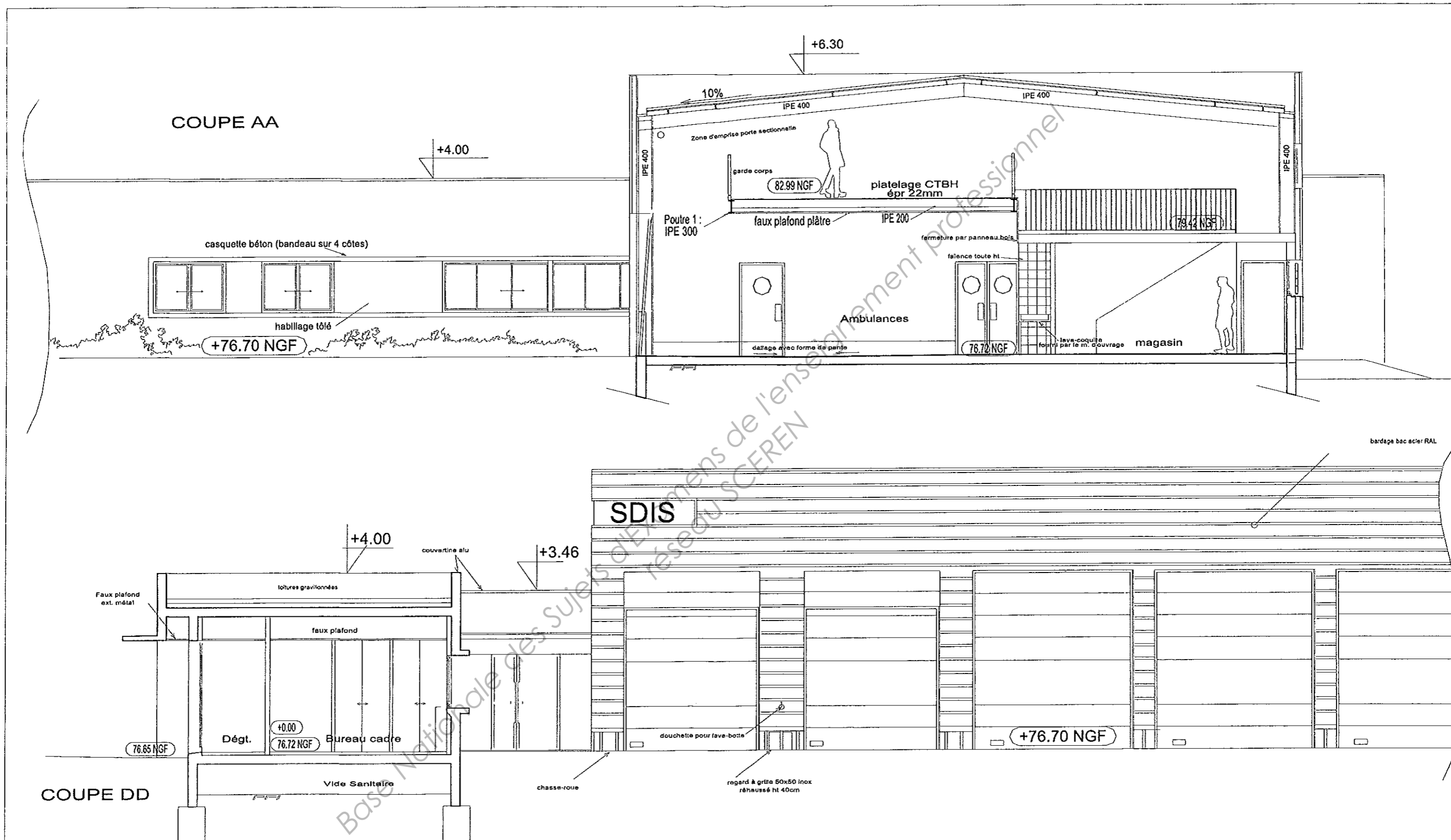
- Poids volumique du béton armé :  $25 \text{ kN/m}^3$
- Poids de la couverture bacs acier, isolation et étanchéité (zone garage)  $0,3 \text{ kN/m}^2$
- Poids surfacique panneaux CTBH (plancher mezzanine zone garage)  $0,12 \text{ kN/m}^2$
- Poids linéique IPE 200  $0,23 \text{ kN/m}$
- Poids linéique IPE 300  $0,42 \text{ kN/m}$
- Poids surfacique du plâtre (par cm d'épaisseur zone garage)  $0,1 \text{ kN}/(\text{m}^2.\text{cm})$
- Poids surfacique étanchéité toiture terrasse accessible (zone de vie)  $0,15 \text{ kN/m}^2$
- Poids surfacique isolation toiture terrasse accessible (zone de vie)  $0,1 \text{ kN/m}^2$
- Poids volumique protection gravillons roulés (zone de vie).  $16,0 \text{ kN/m}^3$
- Poids surfacique carrelage et chape  $0,6 \text{ kN/m}^2$

### Charge d'exploitation $Q_i$

- Charge climatique due à la neige (en projection horizontale) :  $0,36 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation dallage (zone garage)  $7,0 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation mezzanines (zone garage)  $5,0 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation toiture terrasse accessible (zone de vie)  $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation plancher (zone de vie)  $2,5 \text{ kN/m}^2$
- Cloison de distribution sur le plancher (zone de vie)  $1,2 \text{ kN/m}^2$



**PLAN DE MASSE**  
**DT2** Echelle non définie



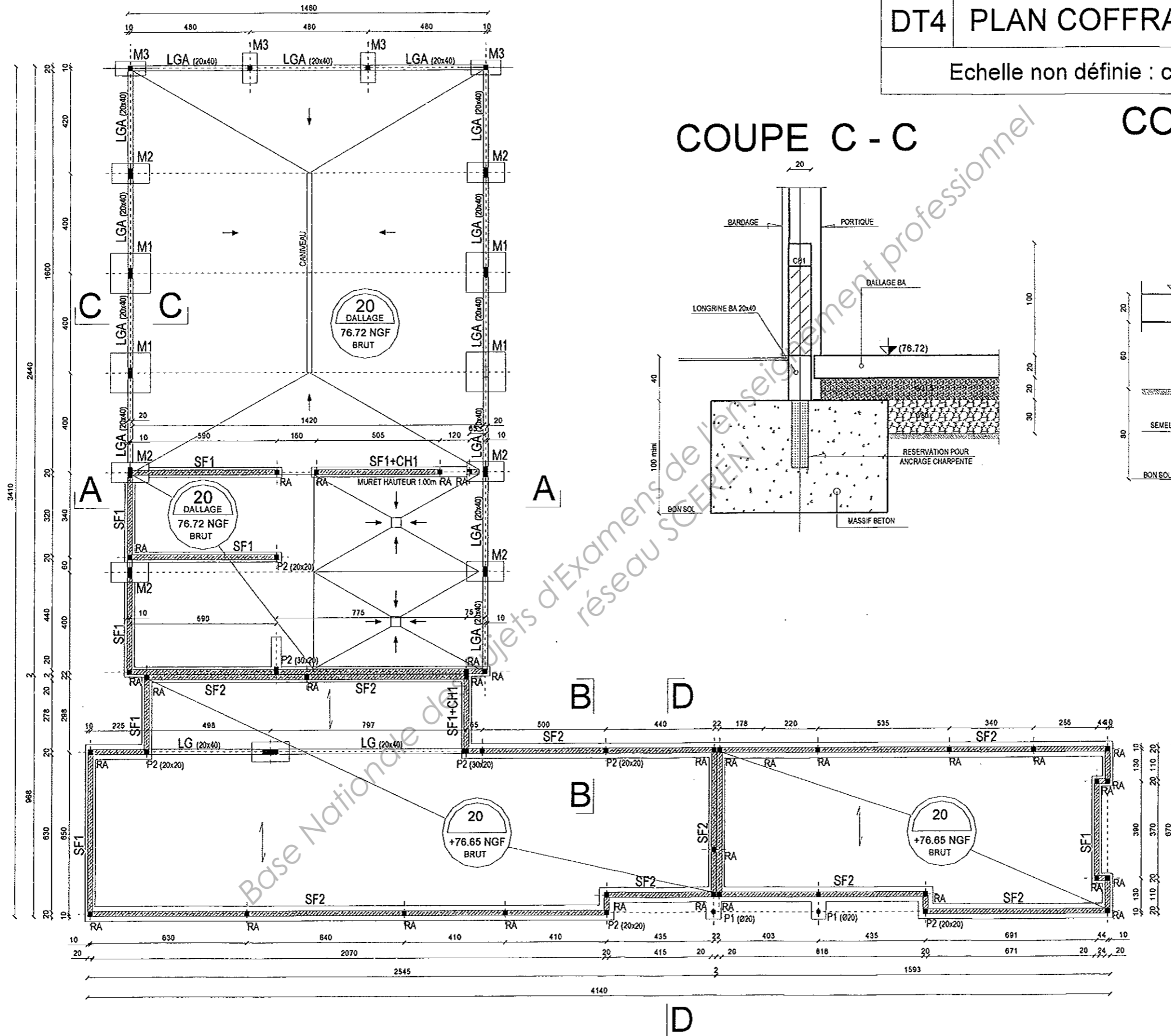
**COUPES AA et DD**

DT3

Echelle non définie

# DT4 PLAN COFFRAGE FONDATIONS

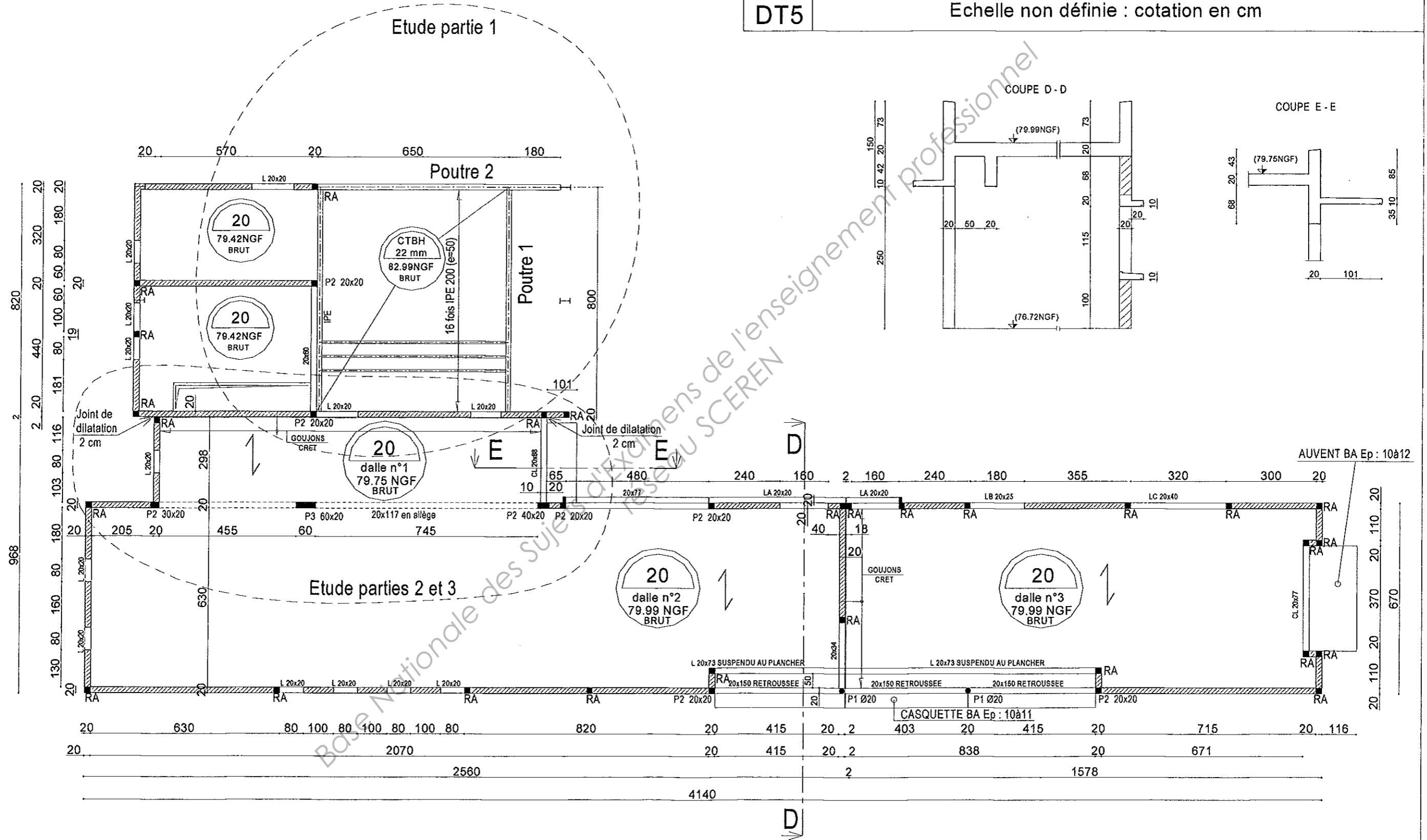
Echelle non définie : cotation en cm



# Plan de coffrage de plancher Haut Rez De Chaussée

DT5

Echelle non définie : cotation en cm





## Travail demandé

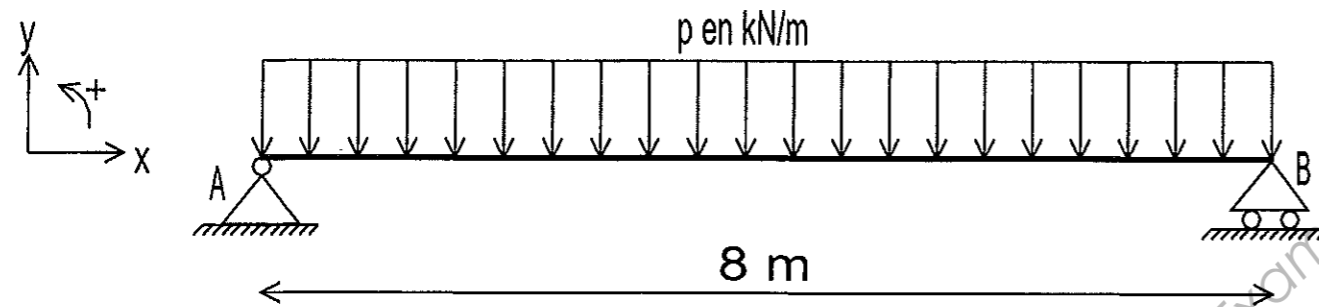
### - PARTIE 1 : Etude mezzanine du garage

La mezzanine dans la zone garage est séparée en deux parties (DT5), l'une est une dalle béton portée par des maçonneries en blocs de béton manufacturés, l'autre partie est un contre-plaqué bois CTBH sur une structure métallique (poteaux, poutres primaires et secondaires).

L'objet de cette étude porte sur une partie de cette structure métallique.

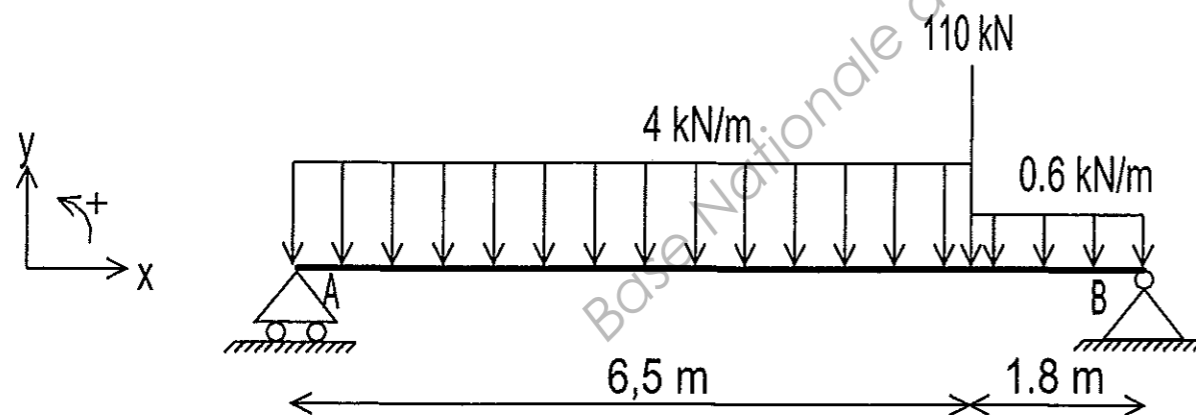
1.1) La poutre n°1 (IPE300 voir DT3 et DT5) peut être modélisée par le schéma mécanique suivant :

Hypothèses simplificatrices : on néglige le poids propre du garde corps et on considérera que les poutres secondaires (solives IPE200 espacés de 50 cm) apportent une charge uniformément répartie.



Calculer les valeurs des charges permanentes et d'exploitation (voir DT1) reprises par cette poutre.

1.2) On donne le schéma mécanique de la poutre n°2 (voir DT5) dans le cas du chargement aux ELU.



Calculer les actions de liaison et tracer l'évolution des sollicitations (N, V et Mf) sur le document réponse en précisant les valeurs particulières.

1.3) Dimensionnement de la poutre n°2 du plancher de la mezzanine (voir DT7 et DT 14).

On donne :

- Moment fléchissant de calcul max aux ELU : 175 kNm
- Effort tranchant de calcul max aux ELU : 100 kN
- Flèche maxi aux ELS sous les charges  $g+q$  (unité légale m, N, Pa,...) : 691375/EI
- Flèche maxi aux ELS sous les charges  $q$  (unité légale m, N, Pa,..) : 610656/EI

Choisir le profilé métallique de type IPE qui vérifie le critère de résistance vis à vis du moment fléchissant.

Choisir le profilé métallique de type IPE qui vérifie le critère de résistance vis à vis de l'effort tranchant.

Choisir le profilé métallique de type IPE qui vérifie le critère de déformation vis à vis de la charge totale  $g+q$ .

Choisir le profilé métallique de type IPE qui vérifie le critère de déformation vis à vis de la charge d'exploitation  $q$ .

Conclure pour le choix final de l'IPE.

## - PARTIE 2 : Etude joint dilatation toiture terrasse

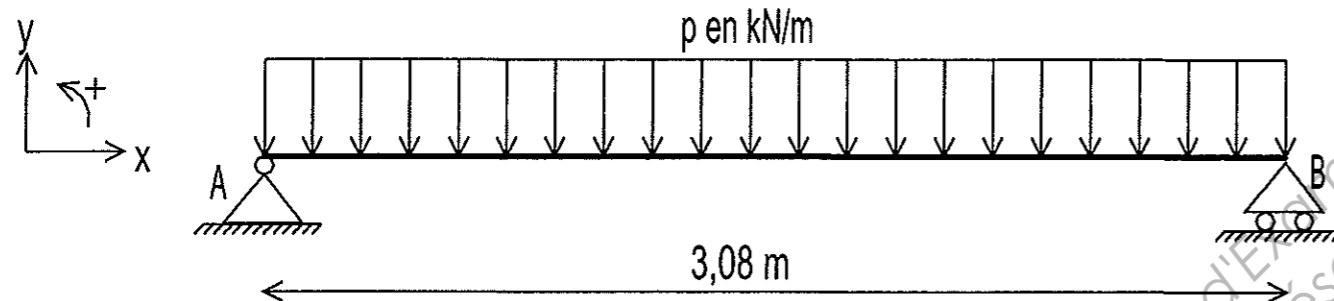
Le plancher haut de la zone de vie (DT5) est une toiture terrasse accessible. La dalle n°1 porte sur deux cotés (poutre en allège 20 cm x 117 cm et sur une maçonnerie en blocs de béton manufacturés). Entre ce mur et la dalle il existe un joint de dilatation de 2 cm, l'appui sera donc réalisé avec des goujons.

L'objet de cette partie est le dimensionnement de ces goujons.

2.1) Calculer la charge permanente reprise par cette dalle en  $\text{kN/m}^2$  (DT1).

2.2) La dalle portant sur 2 cotés sera calculée comme une poutre de 1 m de large. On donne les valeurs suivantes :

- charge permanente :  $6,3 \text{ kN/m}$ .
- charge variable (neige) :  $0,36 \text{ kN/m}$ .
- charge variable (accessibilité) :  $1,5 \text{ kN/m}$ .



Calculer (DT13) la valeur numérique de la charge aux ELU et aux ELS (combinaison fréquente) que doit reprendre cette poutre (poutre dalle de 1 m de large).

2.3) Le tableau permettant de choisir le type et les goujons est donné page DT6

Le choix s'effectue en fonction de l'effort tranchant à reprendre aux ELU.

En prenant  $p = 11 \text{ kN/m}$  justifier que l'effort tranchant à reprendre est de 17 kN.

Justifier votre choix de type de goujons inoxydables (type et espacement DT6).

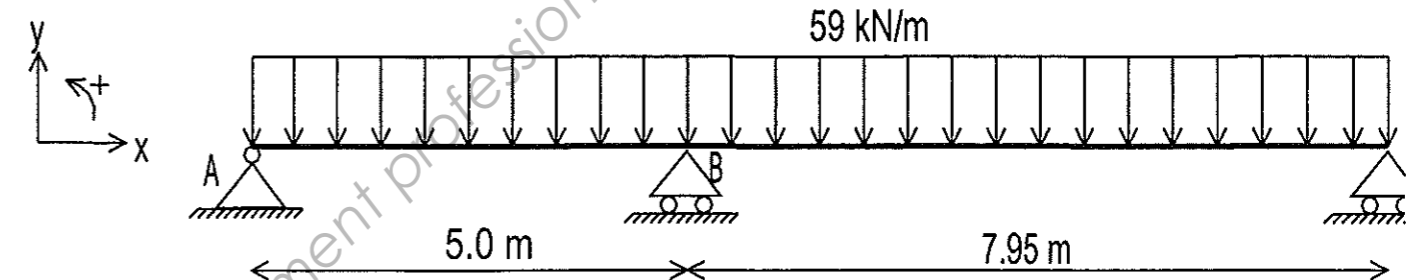
## - PARTIE 3 : Etude poutre, poteau et semelle

La poutre en allège 20 cm x 117 cm du plancher haut du rez-de-chaussée sert d'appui aux toitures terrasses (dalles n°1 et 2 voir DT5).

L'objet de cette partie est :

- de dimensionner les armatures longitudinales de cette poutre dans une section voisine de l'appui central,
- de dimensionner P3 le poteau rectangulaire (20 cm x 60 cm) qui sert d'appui central à la poutre,
- de dimensionner la semelle sous ce poteau.

Pour un cas de charge le schéma mécanique de la poutre aux ELU est le suivant :



3.1) Justifier les deux portées du schéma mécanique de la poutre (DT15).

3.2) Justifier que le moment sur l'appui central est égal à  $-357 \text{ kNm}$  (DT9, DT10). Calculer les trois actions de liaison et tracer l'évolution des sollicitations (N, V et Mf) le long de la poutre sur le document réponse en précisant les valeurs particulières.

3.3) Dans la section sur l'appui central, la valeur du moment fléchissant est de  $-357 \text{ kNm}$ .

- Calculer la section d'armatures longitudinales nécessaires dans la poutre 20 cm x 117 cm pour reprendre ce moment fléchissant (DT17).

- Choisir les armatures longitudinales (DT16) et représenter sur copie la section de la poutre cotée avec la position des deux dalles adjacentes ainsi que la position des armatures longitudinales calculées.

3.4) En pied du poteau P3 (longueur de flambement ou longueur libre 3,1m), l'effort normal aux ELU est égal à  $N_{Ed} = 500 \text{ kN}$ .

- Calculer les armatures longitudinales et transversales dans le poteau (DT18).

- Calculer les espacements (en zone courante) entre les cadres (DT18).

- Faire un schéma sur copie de la section du poteau montrant l'emplacement des armatures longitudinales et un cours des armatures transversales (DT16).

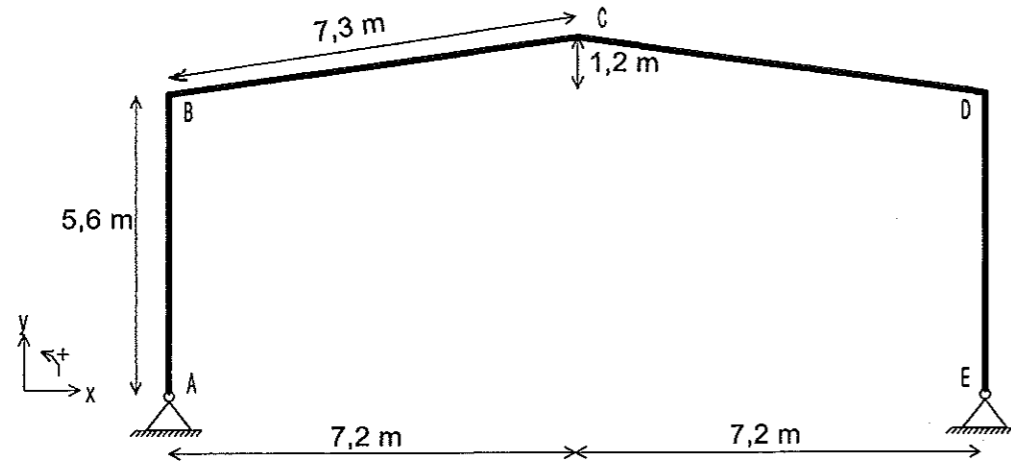
3.5) Le poteau central et la longrine apportent sur la fondation un effort vertical  $V_d = 950 \text{ kN}$  aux ELU.

- Calculer les dimensions minimales de la semelle homothétique au poteau (DT19). Faites un choix de dimensions (hauteur, largeur, longueur).

- Vérifier le critère de portance du sol sous la semelle en tenant compte du poids propre de la semelle (ELU).

## - PARTIE 4 : Etude portique (IPE) du garage

La structure de la partie garage est une succession de portiques métalliques. Chaque portique est composé de profilés IPE 400 (poteaux et traverses). Le portique est articulé en pieds. Son schéma mécanique est donc le suivant :



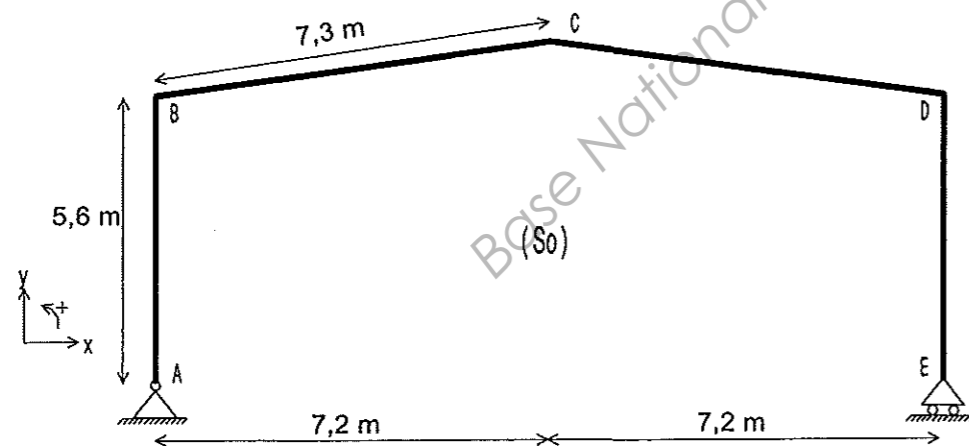
4.1) Calculer en le justifiant le degré d'hyperstaticité de la structure.

4.2) On cherche à calculer les actions mécaniques dans les liaisons en pieds de poteau (structure hyperstatique).

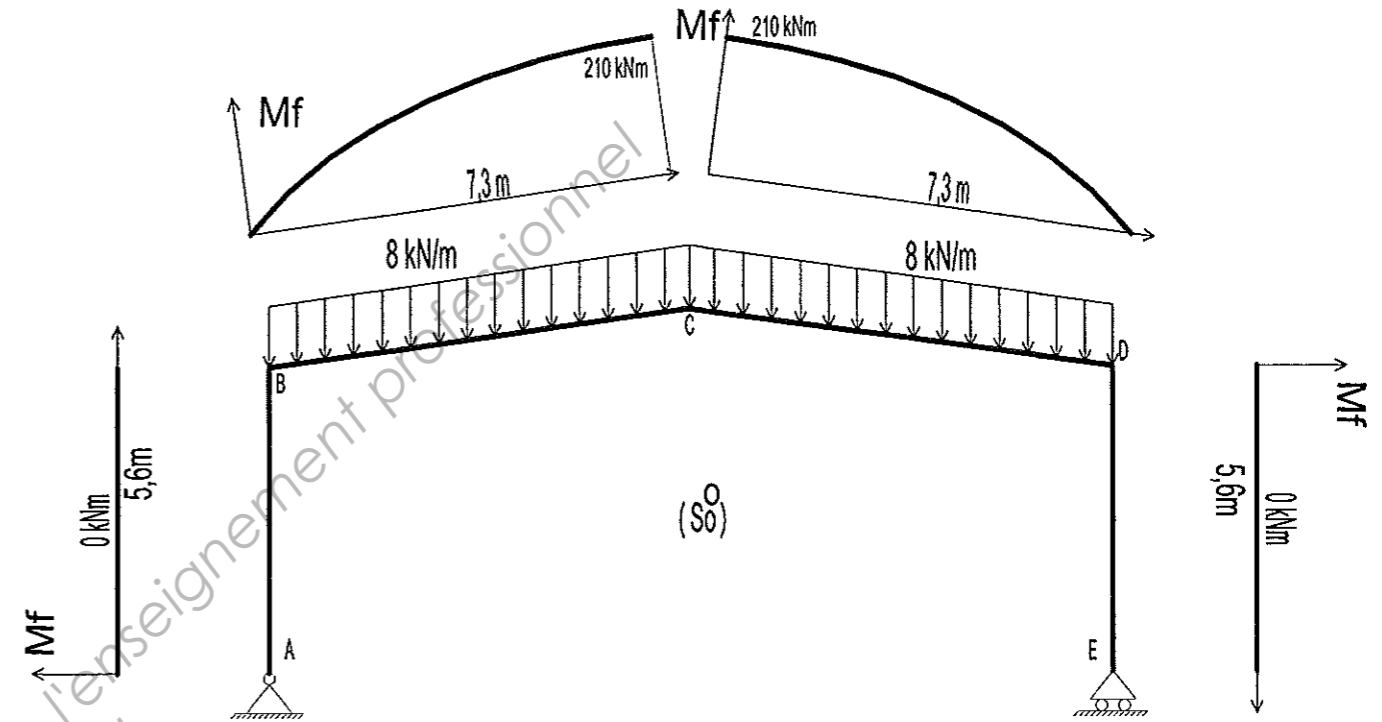
La structure étant hyperstatique, les équations apportées par le PFS ne sont pas suffisantes. Des équations supplémentaires sont apportées en étudiant les déformations d'une structure que l'on appelle structure isostatique associée à la structure hyperstatique.

4.2.1) Donner un exemple de structure isostatique autre que celle donnée dans la question suivante pouvant être associée à cette structure hyperstatique.

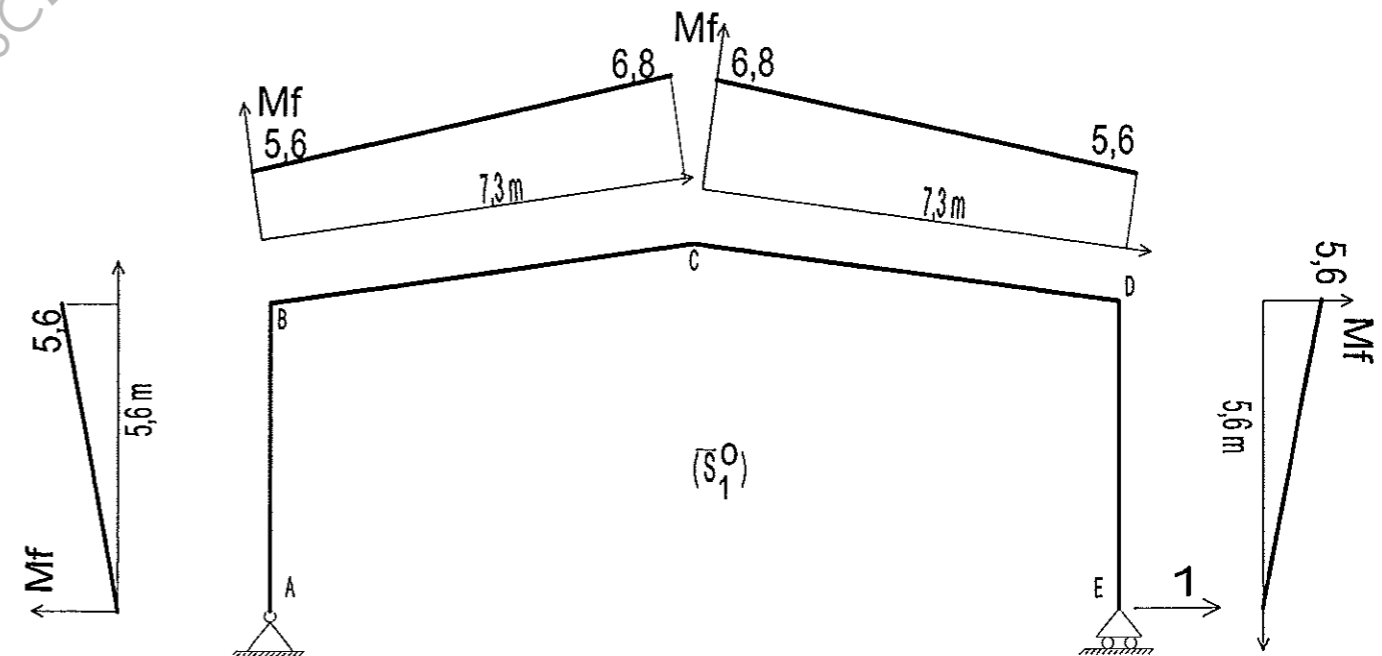
4.2.2) Nous choisissons la structure isostatique associée suivante :



On donne le moment fléchissant dans la structure isostatique sous la charge réelle :



On donne le moment fléchissant dans la structure isostatique sous une charge unité en E :



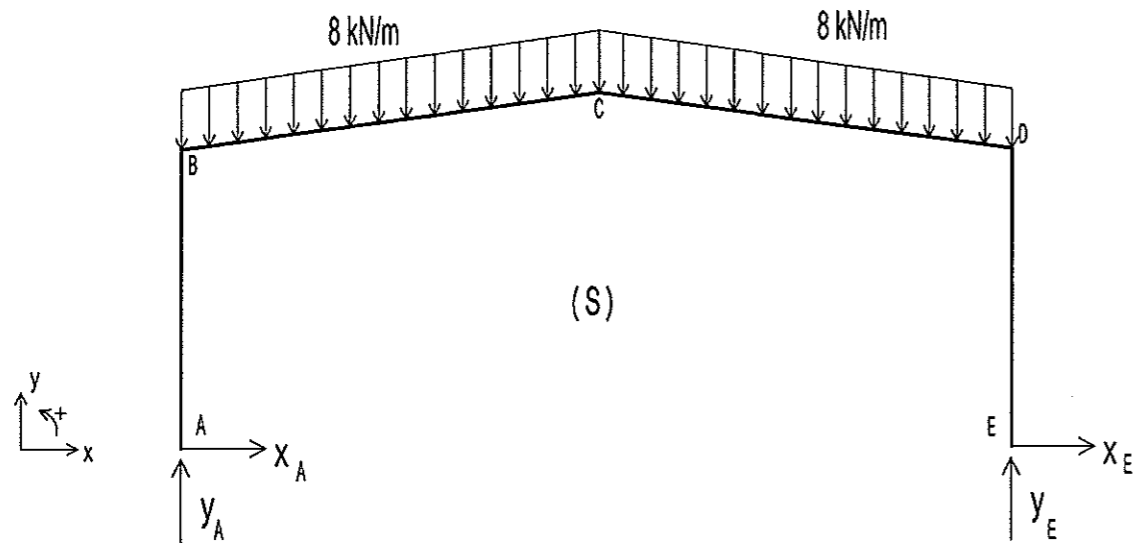
Calculer le déplacement horizontal du point E dans la structure isostatique sous la charge réelle (DT8, DT11, DT12).

Calculer le déplacement horizontal du point E dans la structure isostatique sous une charge unité de 1 (DT8, DT11, DT12).

4.2.3) On donne :

Le déplacement horizontal du point E dans la structure isostatique associée sous le chargement réel : 0,267 m

Le déplacement horizontal du point E dans la structure isostatique associée sous le chargement unité 0,014 m



Ecrire la relation entre ces deux déplacements et X<sub>E</sub> la composante horizontale de l'action mécanique en E de la structure hyperstatique.

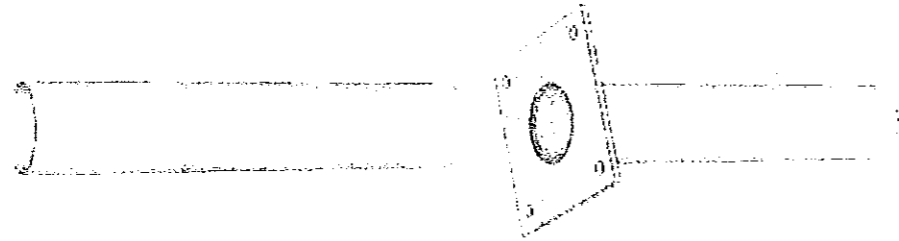
Calculer X<sub>E</sub>

4.2.4 On donne X<sub>E</sub> = -19,1 kN

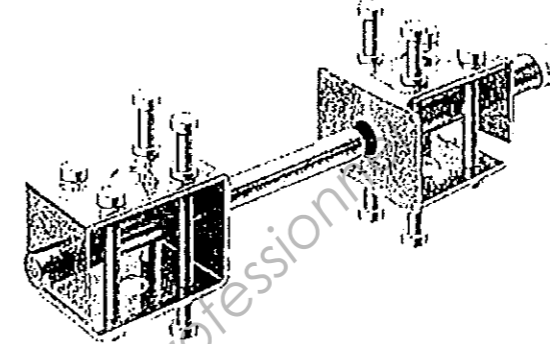
Calculer les trois autres composantes (X<sub>A</sub>, Y<sub>A</sub> et Y<sub>E</sub>).

Base Nationale des Sujets d'Examens de l'enseignement professionnel  
réseau SCEREN

Goujons pour le transfert de charges au travers des joints de dilatation  
 Gamme de charges jusqu'à 9 tonnes par goujons (ELU)  
 Avis technique CSTB n°3/94.254 du 28/06/94

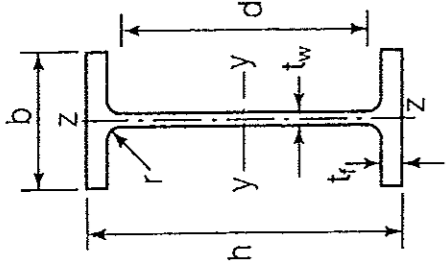


## DT6 : Choix goujons



Description	Code article			Poids du goujon (kg)	Poids de la douille (kg)	Effort tranchant ELU (kN) a : largeur du joint de dilatation			Renfort type Acier HA fe 500	Longueur douille (cm)	
	Douille inox	Douille inox rectangulaire	Douille plastique			a = 20mm		a = 40mm			
Goujon en acier galvanisé	GG 222 I	GG 222 R	GG 222 P	0.90	I = 0.32 R = 0.33 P = 0.03	15 ≤ H ≤ 22 <b>35.4</b>			-	2 HA 8	16.0
	GG 302 I	GG 302 R	GG 302 P	2.30	I = 0.40 R = 0.54 P = 0.05	H = 20 <b>71.5</b>	H = 21 <b>75.0</b>	H ≥ 22 <b>75.4</b>	-	4 HA 8	21.5
Goujon en acier inoxydable	GI 222 I	GI 222 R	GI 222 P	0.90	I = 0.32 R = 0.33 P = 0.03	15 ≤ H ≤ 22 <b>35.4</b>			-	2 HA 8	16.0
	GI 224 I	GI 224 R	-	0.96	I = 0.33 R = 0.34	15 ≤ H ≤ 22 <b>40.5</b>			H ≥ 15 28.1	2 HA 8	18.0
	GI 302 I	GI 302 R	GI 302 P	2.30	I = 0.40 R = 0.54 P = 0.05	H = 20 <b>71.5</b>	H = 21 <b>75.0</b>	H ≥ 22 <b>75.4</b>	-	4 HA 8	21.5
	GI 304 I	GI 304 R	-	2.40	I = 0.42 R = 0.57	H = 20 <b>80.0</b>	H = 21 <b>86.0</b>	H ≥ 22 <b>87.0</b>	H ≥ 20 62.2	4 HA 8	23.5

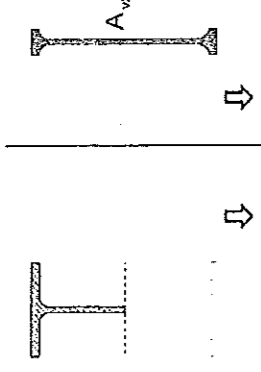
- Entraxe maximal des goujons pour le cas des dalles : 8 fois l'épaisseur de la dalle (H)
- Dalle en situation XC1
- Goujon GI = goujon en acier inoxydable
- Goujon GG = goujon en acier galvanisé
- Douille I = douille en inox cylindrique
- Douille R = douille en inox rectangulaire
- Douille P = douille en plastique cylindrique



DT 7

### Caractéristiques des profilés IPE

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



Profil	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r m	P kg/m	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	Module de résistance élastique à la flexion W <sub>el,y</sub> cm <sup>3</sup>	Rayon de giration i <sub>y</sub> cm	2xS <sub>y</sub>		I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	2xS <sub>z</sub>		A <sub>yz</sub> cm <sup>2</sup>
											Module plastique W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>yz</sub> cm <sup>2</sup>				I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	3,6
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	5,1
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	6,3
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	7,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	9,7
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	11,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18	14,0
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	15,9
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8	19,1
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29	22,1
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	25,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	30,8
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	35,1
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	42,7
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	50,8
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	59,9
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67116,5	2440,6	22,35	1390	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	72,3
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92083,5	3069,4	24,30	1760	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	83,8

DT 8

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

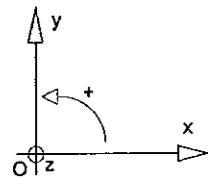
$m_i(x)$	$m_j(x)$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$	$M_j$
		$L M_j M_j$	$\frac{1}{2} L M_j M_j$	$\frac{1}{3} L M_j M_j$	$\frac{1}{4} L M_j M_j$	$\frac{1}{5} L M_j M_j$	$\frac{1}{6} L M_j M_j$	$\frac{1}{7} L M_j M_j$	$\frac{1}{8} L M_j M_j$	$\frac{1}{9} L M_j M_j$	$\frac{1}{10} L M_j M_j$	$\frac{1}{11} L M_j M_j$	$\frac{1}{12} L M_j M_j$	$\frac{1}{13} L M_j M_j$	$\frac{1}{14} L M_j M_j$	$\frac{1}{15} L M_j M_j$	$\frac{1}{16} L M_j M_j$	$\frac{1}{17} L M_j M_j$	$\frac{1}{18} L M_j M_j$	$\frac{1}{19} L M_j M_j$
		$\frac{1}{2} L M_j M_j$	$\frac{1}{3} L M_j M_j$	$\frac{1}{4} L M_j M_j$	$\frac{1}{5} L M_j M_j$	$\frac{1}{6} L M_j M_j$	$\frac{1}{7} L M_j M_j$	$\frac{1}{8} L M_j M_j$	$\frac{1}{9} L M_j M_j$	$\frac{1}{10} L M_j M_j$	$\frac{1}{11} L M_j M_j$	$\frac{1}{12} L M_j M_j$	$\frac{1}{13} L M_j M_j$	$\frac{1}{14} L M_j M_j$	$\frac{1}{15} L M_j M_j$	$\frac{1}{16} L M_j M_j$	$\frac{1}{17} L M_j M_j$	$\frac{1}{18} L M_j M_j$	$\frac{1}{19} L M_j M_j$	$\frac{1}{20} L M_j M_j$
		$\frac{1}{6} L M_j M_j$	$\frac{1}{12} L M_j M_j$	$\frac{1}{24} L M_j M_j$	$\frac{1}{36} L M_j M_j$	$\frac{1}{48} L M_j M_j$	$\frac{1}{60} L M_j M_j$	$\frac{1}{72} L M_j M_j$	$\frac{1}{84} L M_j M_j$	$\frac{1}{96} L M_j M_j$	$\frac{1}{108} L M_j M_j$	$\frac{1}{120} L M_j M_j$	$\frac{1}{132} L M_j M_j$	$\frac{1}{144} L M_j M_j$	$\frac{1}{156} L M_j M_j$	$\frac{1}{168} L M_j M_j$	$\frac{1}{180} L M_j M_j$	$\frac{1}{192} L M_j M_j$	$\frac{1}{204} L M_j M_j$	$\frac{1}{216} L M_j M_j$
		$\frac{1}{3} L M_j M_j$	$\frac{1}{6} L M_j M_j$	$\frac{1}{9} L M_j M_j$	$\frac{1}{12} L M_j M_j$	$\frac{1}{15} L M_j M_j$	$\frac{1}{18} L M_j M_j$	$\frac{1}{21} L M_j M_j$	$\frac{1}{24} L M_j M_j$	$\frac{1}{27} L M_j M_j$	$\frac{1}{30} L M_j M_j$	$\frac{1}{33} L M_j M_j$	$\frac{1}{36} L M_j M_j$	$\frac{1}{39} L M_j M_j$	$\frac{1}{42} L M_j M_j$	$\frac{1}{45} L M_j M_j$	$\frac{1}{48} L M_j M_j$	$\frac{1}{51} L M_j M_j$	$\frac{1}{54} L M_j M_j$	$\frac{1}{57} L M_j M_j$
		$\frac{1}{12} L M_j M_j$	$\frac{1}{24} L M_j M_j$	$\frac{1}{36} L M_j M_j$	$\frac{1}{48} L M_j M_j$	$\frac{1}{60} L M_j M_j$	$\frac{1}{72} L M_j M_j$	$\frac{1}{84} L M_j M_j$	$\frac{1}{96} L M_j M_j$	$\frac{1}{108} L M_j M_j$	$\frac{1}{120} L M_j M_j$	$\frac{1}{132} L M_j M_j$	$\frac{1}{144} L M_j M_j$	$\frac{1}{156} L M_j M_j$	$\frac{1}{168} L M_j M_j$	$\frac{1}{180} L M_j M_j$	$\frac{1}{192} L M_j M_j$	$\frac{1}{204} L M_j M_j$	$\frac{1}{216} L M_j M_j$	$\frac{1}{228} L M_j M_j$
		$\frac{1}{4} L M_j M_j$	$\frac{1}{8} L M_j M_j$	$\frac{1}{12} L M_j M_j$	$\frac{1}{16} L M_j M_j$	$\frac{1}{20} L M_j M_j$	$\frac{1}{24} L M_j M_j$	$\frac{1}{28} L M_j M_j$	$\frac{1}{32} L M_j M_j$	$\frac{1}{36} L M_j M_j$	$\frac{1}{40} L M_j M_j$	$\frac{1}{44} L M_j M_j$	$\frac{1}{48} L M_j M_j$	$\frac{1}{52} L M_j M_j$	$\frac{1}{56} L M_j M_j$	$\frac{1}{60} L M_j M_j$	$\frac{1}{64} L M_j M_j$	$\frac{1}{68} L M_j M_j$	$\frac{1}{72} L M_j M_j$	$\frac{1}{76} L M_j M_j$
		$\frac{1}{16} L M_j M_j$	$\frac{1}{32} L M_j M_j$	$\frac{1}{48} L M_j M_j$	$\frac{1}{64} L M_j M_j$	$\frac{1}{80} L M_j M_j$	$\frac{1}{96} L M_j M_j$	$\frac{1}{112} L M_j M_j$	$\frac{1}{128} L M_j M_j$	$\frac{1}{144} L M_j M_j$	$\frac{1}{160} L M_j M_j$	$\frac{1}{176} L M_j M_j$	$\frac{1}{192} L M_j M_j$	$\frac{1}{208} L M_j M_j$	$\frac{1}{224} L M_j M_j$	$\frac{1}{240} L M_j M_j$	$\frac{1}{256} L M_j M_j$	$\frac{1}{272} L M_j M_j$	$\frac{1}{288} L M_j M_j$	$\frac{1}{304} L M_j M_j$

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.

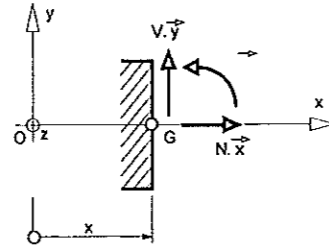
## DT 9 : Rotations et flèches (poutres isostatiques courantes)

### CONVENTIONS DE SIGNES ET DE REPRÉSENTATION

Repère



Éléments de réduction



Liaisons

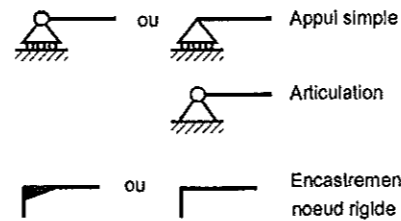
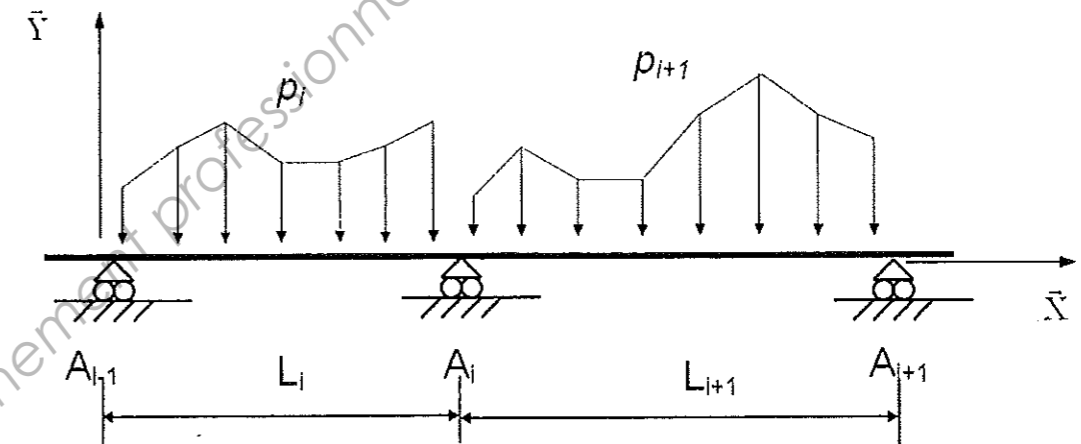


Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$
	$\omega_A = -\frac{Fa}{6EI}(L-a)(2L-a)$ $\omega_B = \frac{Fa}{6EI}(L^2-a^2)$	<p>pour <math>a \leq \frac{L}{2}</math></p> $f_{(L/2)} = \frac{Fa}{48EI}(3L^2-4a^2)$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

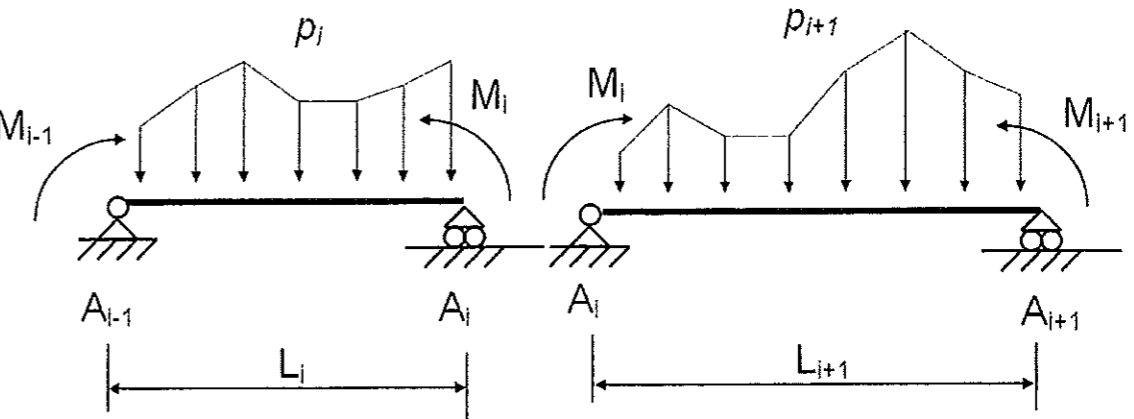
## DT 10 : Théorème des 3 moments (formule de clapeyron)

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

(S)

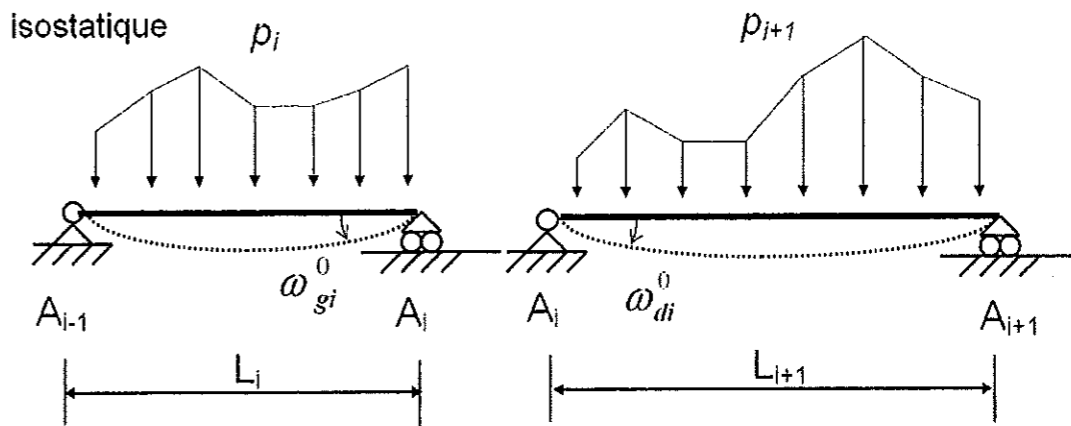


(S)



Système isostatique associé

(S<sup>0</sup>)



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

### DT 11 : Théorème de Muller-Breslau

**Théorème de Castigliano ou théorème de Bertrand de Fonviolant**

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j}{EI} dx$$

$E$  : Module d'élasticité longitudinale ou module d'Young

$I$  : Moment quadratique

$\Delta_j$  : Déplacement au point  $j$ ,

$M$  : Moment de flexion, dans la structure étudiée ( $S$ )

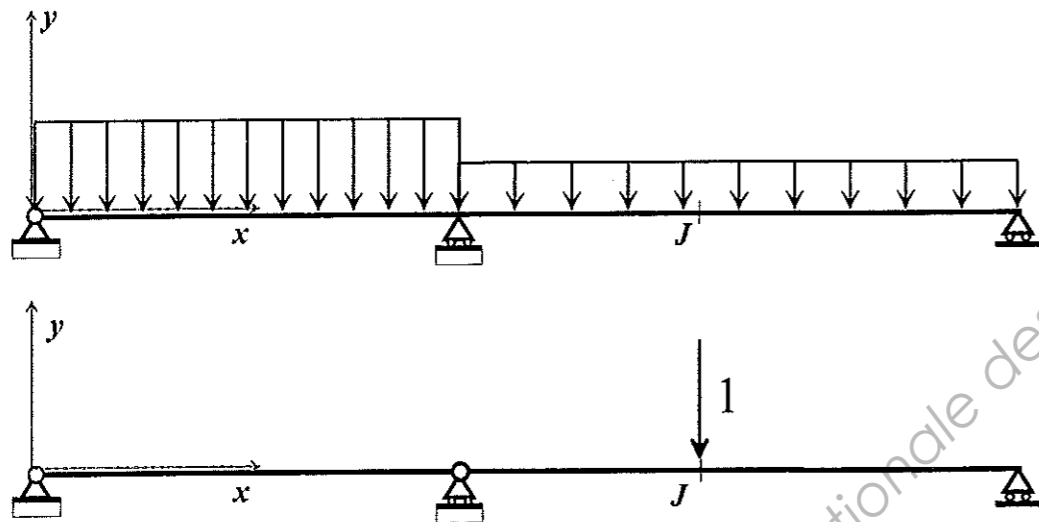
$\bar{M}_j$  : Moment de flexion, dans ( $\bar{S}_j$ ) qui correspond à la structure initiale ( $S$ ) soumise à un facteur sollicitant unité (force unité ou couple unité = 1) appliqué au point  $j$ .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j}{EI} dx + \sum_{poutres\ bi-articulées} \frac{N \times \bar{N}_j}{EA} L$$

### DT 12 : Théorème de Pasternak

Pour déterminer le déplacement en un point  $J$  d'une structure hyperstatique suivant une direction donnée, on applique en ce point  $J$  dans une de ses structures associées isostatiques (structure virtuelle) suivant la direction souhaitée une charge unité.



Structure réelle ( $S$ )

Moments de flexion  $M(x)$

Structure isostatique associée (virtuelle) ( $S_j^0$ )

Moments de flexion  $\bar{M}_j^0(x)$

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M(x) \times \bar{M}_j^0(x)}{EI} dx$$

$M(x)$  : représente le moment fléchissant dans la structure réelle.

$\bar{M}_j^0$  : représente le moment fléchissant dans la structure isostatique associée soumise à un facteur sollicitant unité (= 1) appliqué au point  $J$ .

Dans le cas de structures composées de poutres et de barres bi-articulées :

$$\Delta_j = \int_{structure} \frac{M \times \bar{M}_j^0}{EI} dx + \sum_{poutres\ bi-articulées} \frac{N \times \bar{N}_j^0}{EA} L$$

### DT 13 : Eurocode 0 : Combinaisons fondamentales ELU et ELS

**États limites ultimes, pour les situations de projet durables et transitoires.**

- $G_{k,j}$  : valeur caractéristique de l'action permanente  $j$  ;
- $\gamma_{G,j}$  : coefficient de sécurité partiel de l'action permanente  $j$  ;
- $Q_{k,1}$  : valeur caractéristique de l'action variable dite dominante ;
- $Q_{k,i}$  : valeurs caractéristiques des autres actions variables dites d'accompagnement ( avec  $i \geq 2$  ) ;
- $\gamma_{Q,1}$  : coefficient de sécurité partiel affecté à l'action dominante ;
- $\gamma_{Q,i}$  : coefficient de sécurité partiel affecté à chaque type d'action d'accompagnement ;
- $\psi_{0,i}$  : coefficients traduisant le fait qu'il soit très improbable que plusieurs actions variables atteignent toutes ensemble et au même moment leurs valeurs caractéristiques.

STR/GEO	6.10 tableau A1.2 (B)(F)	Pour le dimensionnement des éléments structuraux non soumis à des actions géotechniques (EN 1990 A1.3.1 (4)). $\{A1.2B\} \quad 1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$  Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par $\gamma_{G,sup} = 1,35$ si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et $\gamma_{G,inf} = 1,00$ si cet effet est favorable.
---------	-----------------------------------	---

Tableau valeurs des coefficients  $\psi$  pour les bâtiments

Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1)</b>			
- Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
- Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
- Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
- Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
- Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
- Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
- Catégorie H : toits	0	0	0
- Catégorie I : toiture terrasse accessible idem catégorie du bâtiment			
<b>Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :</b>			
- pour lieux situés à une altitude $H > 1000$ m au-dessus du niveau de la mer et pour Saint-pierre et Miquelon	0,70	0,50	0,20
- pour lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m au-dessus du niveau de la mer	0,50	0,20	0

#### États limites de service

Combinaison caractéristique  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$  elle correspond à un état limite irréversible

Combinaison fréquente  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Combinaison quasi permanente  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$



## DT 14 : Eurocode 3 Vérification simplifiée flexion simple

### Vérification moment de flexion :

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)
$M_{pl,Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{el,Rd} = W_{el,min} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

### Vérification effort tranchant :

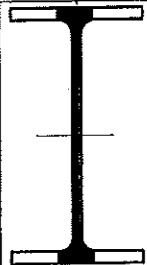

On doit vérifier :  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$

Calcul plastique  $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,58 A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

où  $V_{Ed}$  : effort tranchant (agissant) de calcul à l'E.L.U. ;

$V_{pl,Rd}$  : effort tranchant résistant à l'E.L.U. ;

$A_v$  : aire de cisaillement donnée dans les catalogues des caractéristiques des profilés.

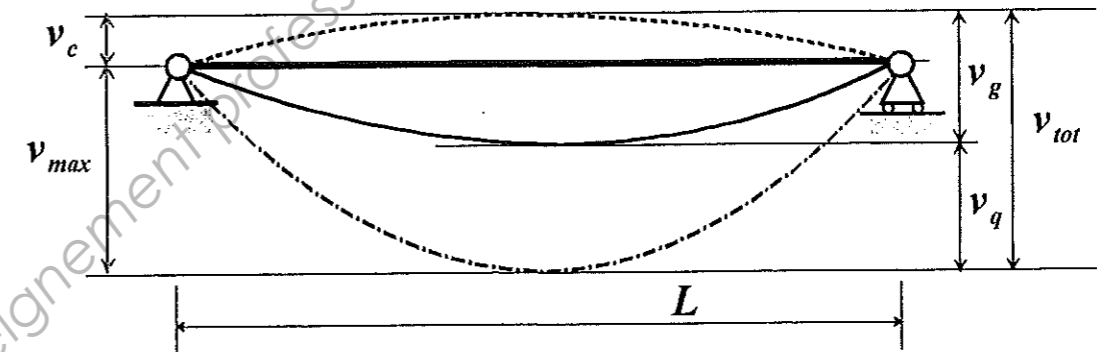
	<p><b>Laminés marchands :</b> Les valeurs de l'aire plastifiée (<math>A_v</math>) sont données dans les tableaux de caractéristiques des profilés.</p>		<p><b>Profilés Reconstitués Soudés :</b> Pour les P.R.S., la valeur de <math>A_v</math> est celle de l'âme seule</p>
---	--	--	--

## DT 14 : Eurocode 3 Vérification simplifiée flexion simple (suite)

### Vérification Flèches :

#### notations

Les valeurs limites sont destinées à être comparées aux valeurs calculées à partir des combinaisons E.L.S. (Etats Limites de Service).



$v_c$  : contreflèche dans l'élément structural non chargé ;

$v_g$  : flèche sous charges permanentes de la combinaison d'actions correspondante ;

$v_q$  : flèche sous charges variables de la combinaison d'actions correspondante ;

$v_{tot}$  : flèche totale  $v_{tot} = v_g + v_q$  ;

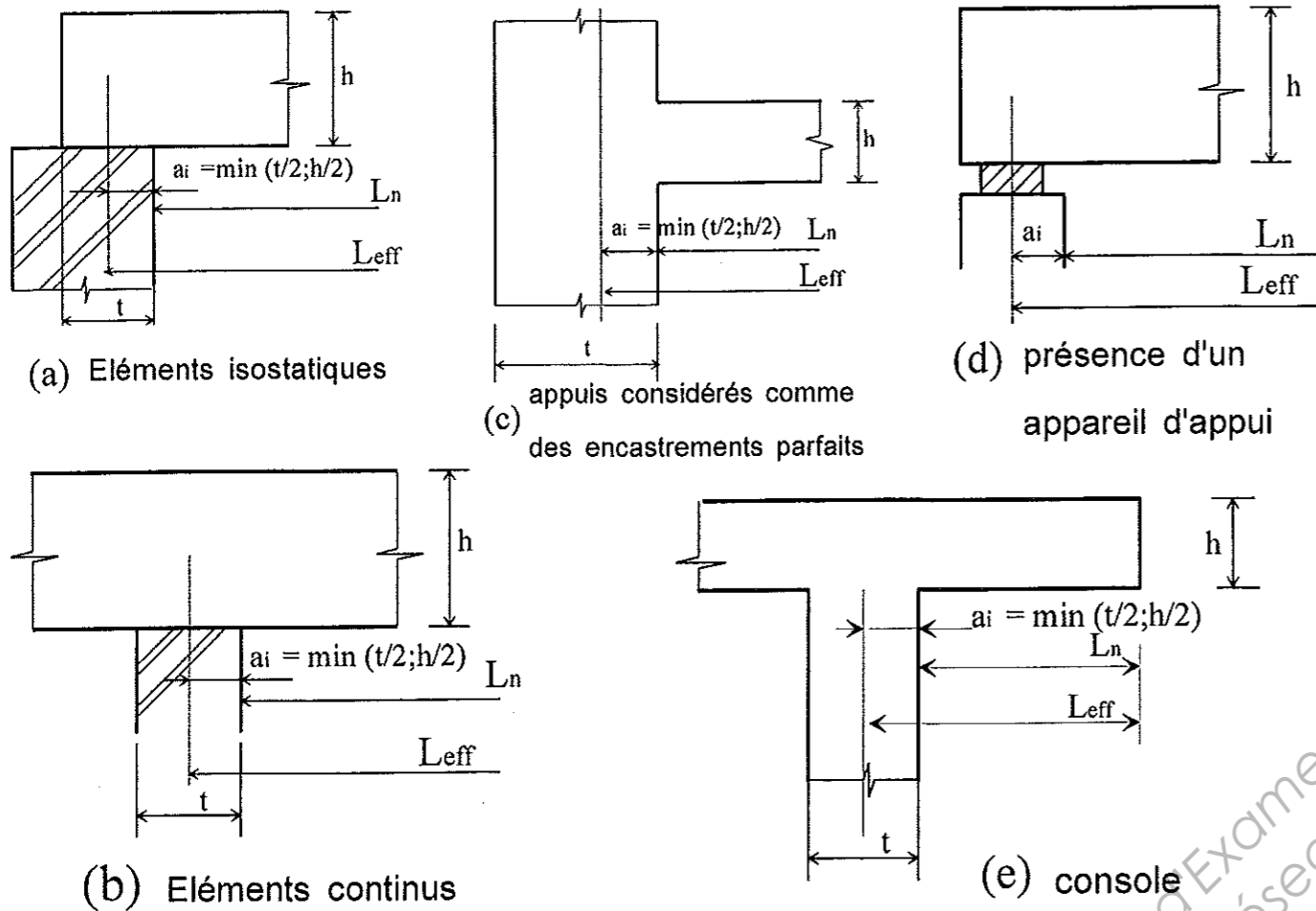
$v_{max}$  : flèche résiduelle compte tenu de la contreflèche éventuelle.  $v_{max} = v_g + v_q - v_c = v_{tot} - v_c$ .

#### Valeurs limites recommandées de flèches verticales pour les poutres de bâtiments

$L$  : Portée de la poutre. (Pour les poutres en porte à faux, la longueur fictive  $L$  à considérer est égale à deux fois la longueur réelle du porte à faux.)

Conditions	Limites	
	$v_{max}$	$v_q$
Toitures en général (non accessible aux usagers sauf aux personnes chargées de l'entretien).	$L/200$	$L/250$
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien.	$L/200$	$L/300$
Planchers en général.	$L/200$	$L/300$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides.	$L/250$	$L/350$
Planchers supportant des poteaux.	$L/400$	$L/500$
Cas où $v_{max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	$L/250$	

**DT 15 : Eurocode 2 Détermination portée (différents cas d'appuis)**



**DT 16 : Tableau section aciers en barres**

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

**DT 17 : Eurocode 2 armatures longitudinales (section rectangulaire)**

Données  
 Cat. durée d'utilisation de projet : 4  
 Environnement : Classe d'exposition X..  
 $b_w ; h$   
 béton C.. / ..  $f_{ck}$   
 acier B500 classe B  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 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  $M_{Ed} = M_u$

$d \leq 0,9h$   
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$   
 Enrobage nominal :  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$\mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}}$

Decision diamond:  $\mu_u \leq 0,3717$

Oui: Pas d'armatures comprimées :  $A_{s2} = 0$

$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$

$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$

$A_{s1} = \frac{0,8\alpha_u b_w d f_{cd}}{f_{yd}}$

$A_{s1} = \frac{M_u}{z_u f_{yd}}$

$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b_w d} = 0,8\alpha_u \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

**9.2.12 (3)**  
 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 :  $s \leq 15\phi$ .

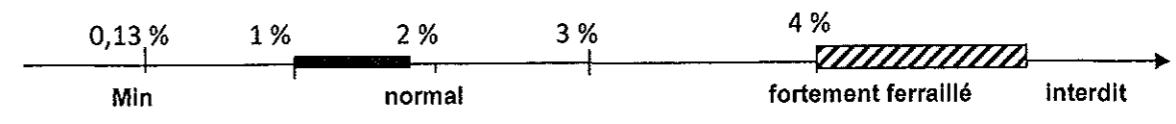
Sections minimale et maximale d'armatures longitudinales tendues :  
 Clause 9.2.1.1  
 $A_{s1} > A_{s,min} = \max\left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d ; 0,0013 b_w d\right]$

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

Équation alternative du bras de levier

$z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = d \frac{(1 + \sqrt{1 - 2\mu_u})}{2}$

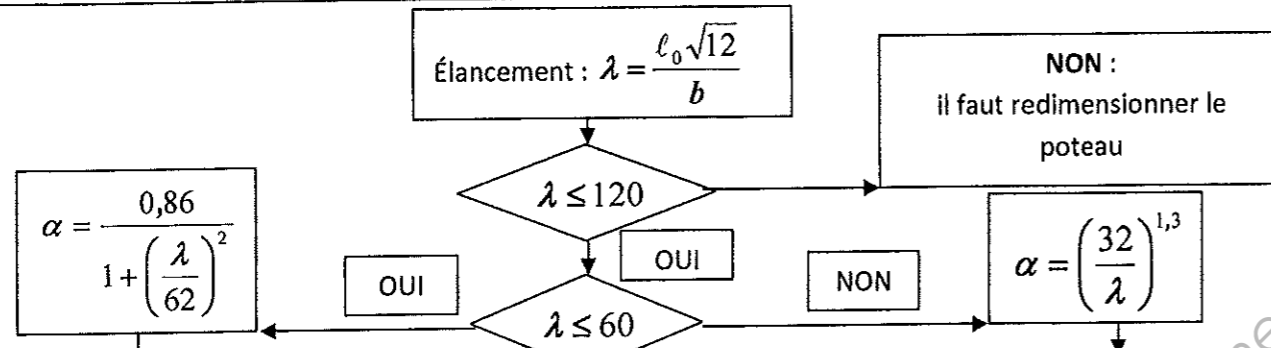
Il faut déterminer la hauteur utile réelle  $d_{réelle}$ , celle-ci doit être supérieure à la valeur forfaitaire considérée.



## DT 18 : Eurocode 2 organigramme poteaux rectangulaires

- Données :- Cat. durée d'utilisation de projet <sup>4</sup> ; 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 mètre, correspondant au sens du flambement)
  - Enrobage relatif  $\delta = \frac{d'}{b}$  avec  $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$ 

Si  $d'$  est inconnu, prendre :  
 40 mm pour XC1  
 55 mm pour XC4
  - Classe du béton C ../.. donnant  $f_{ck}$  et  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$  (âge du béton > 28 jours)
  - Acier B500 donnant  $f_{yk} = 500$  MPa et  $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 434,8$  MPa
  - Longueur efficace (ou de flambement) notée  $\ell_0$  = longueur libre du poteau notée  $l$



$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \text{ et } N_{Rd} = \alpha k_h [A_c f_{cd} + A_s f_{yd}] \text{ ou } N_{Rd} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$$

avec  $\rho = \frac{A_s}{A_c}$  et si  $b < 0,500$  m alors  $k_h = [0,75 + 0,5b^{[m]}][1 - 6\rho\delta]$  sinon  $k_h = 1$

La valeur de  $A_s$  est obtenue en résolvant l'équation du 2<sup>e</sup> degré suivante :

$$\left(6 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 6\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \text{ avec } K = \alpha(0,75 + 0,5b^{[m]}) \text{ avec } b \text{ en m}$$

En première approximation pour obtenir une valeur approchée de  $A_s$  :  $N_{Ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$  avec  $k_h = 0,93$

### Section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s,min} = \max \left[ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \text{ {9.12N}}$$

$A_c$  = aire de la section brute transversale de béton  
 $f_{yd}$  limite élastique de calcul de l'armature

Le diamètre des barres longitudinales  $\phi_l \geq \phi_{l,min} = 8$  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:  $s_{cl,t} \leq s_{cl,t,max} = \min[400 \text{ mm}; 20\phi_{l,min}; b]$

$\phi_{l,min}$  = 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.

## DT 18 : Eurocode 2 organigramme poteaux rectangulaires (suite)

espacement des cours  $s_{cl,t}$

Il convient d'ancrer convenablement les armatures transversales.

Il convient de réduire l'espacement  $s_{cl,t,max}$  d'un facteur 0,6 (multiplier  $s_{cl,t,max}$  par 0,6):

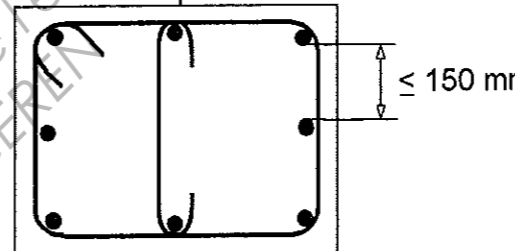
$$s_{cl,t} \leq 0,6 s_{cl,t,max} = \min[240 \text{ mm}; 12\phi_{l,min}; 0,6b] \text{ avec } b \text{ (ou } D) \text{ petite dimension}$$

transversale du poteau

- \* dans les sections situées à une distance égale à la plus grande dimension de la section transversale du poteau ( $h$  ou  $D$ ) au-dessus ou au-dessous d'une poutre ou d'une dalle. **9.5.3(4)**
- \* dans les jonctions par recouvrement d'armatures longitudinales lorsque le diamètre maximal des barres longitudinales est supérieur à 14 mm ( $\phi_l > 14$ ). Un minimum de 3 barres (cours d'armatures) transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement est nécessaire.

Lorsque la direction des barres longitudinales change (aux changements de dimensions du poteau par exemple), il convient de calculer l'espacement des armatures transversales en tenant compte des efforts transversaux associés. Ces effets peuvent être ignorés si le changement de direction est inférieur ou égal à 1 pour 12. **9.5.3(5)**

Il convient que chaque barre longitudinale (ou paquet de barres longitudinales) placé dans un angle soit maintenue par des armatures transversales.



Il convient dans une zone comprimée, de ne pas disposer de barre non tenue à plus de 150 mm d'une barre tenue.

**9.5.3(6)**

## DT 19 : Eurocode 7 Calcul semelles superficielles (charge centrée)

Sol de fondation

- Soit  $V_d$  la charge verticale agissante de calcul (ELU) au niveau de la base de la fondation (assise). Cette charge ultime extérieure tient compte du poids de la semelle, du sol situé au-dessus, du dallage éventuel et de la charge variable sur le dallage.
- Soit  $A'$  aire de la surface effective de la fondation (en compression centrée, aire totale de la surface horizontale de la fondation en contact avec le sol; si le chargement est excentré, utiliser la méthode de Meyerhof)
- La valeur de la portance de calcul du sol de fondation est notée :  $R_d$ ; (soit la contrainte de calcul :

$$q_d = \frac{R_d}{A'} ; \text{ la notation } q_d \text{ n'existe pas dans l'EN 1997}$$

- Critère de résistance :  $V_d \leq R_d = q_d A'$

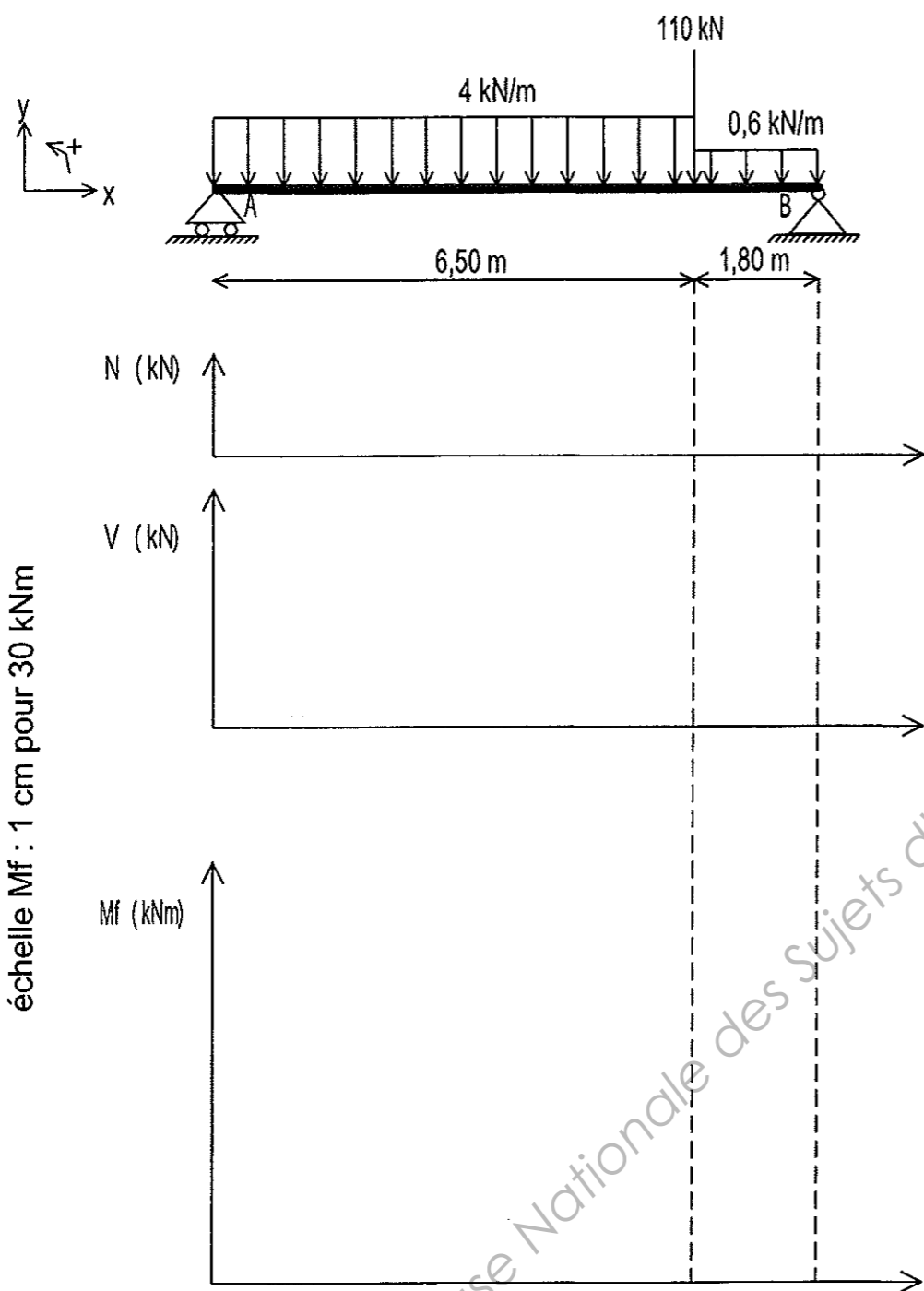
### Dimensionnement du coffrage

Lorsque la hauteur  $h$  de la semelle est inconnue, on utilisera la condition de rigidité qui fixe la hauteur utile minimum  $d$ .

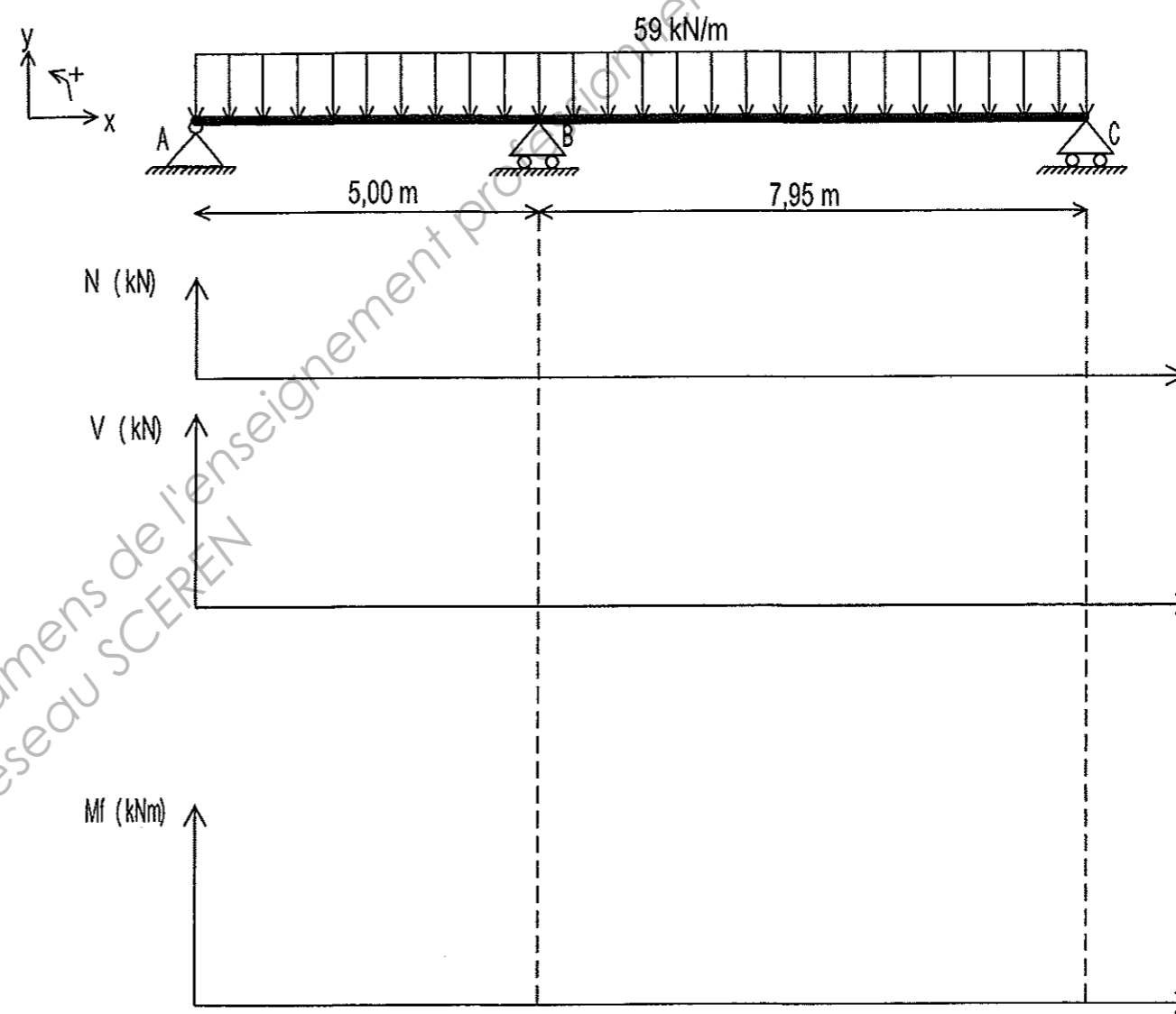
$$\text{Pour une semelle rectangulaire : } d \geq \max \left[ \frac{b'-b}{4}; \frac{c'-c}{4} \right]$$

On admet que lorsque les dimensions de la semelle vérifient la condition de rigidité ci-dessus le cisaillement limite de poinçonnement est implicitement vérifié (il n'y a donc pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant).

# DOCUMENT REPOSE



échelle N et V : 1 cm pour 30 kN  
 échelle Mf : 1 cm pour 30 kNm



échelle N et V : 1 cm pour 100 kN  
 échelle Mf : 1 cm pour 100 kNm

Base Nationale des Sujets d'Examens de l'enseignement professionnel  
 réseau SCEREN