



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 2010**

Ce fichier numérique ne peut être reproduit, représenté, adapté ou traduit sans autorisation.

# Brevet de technicien supérieur Bâtiment

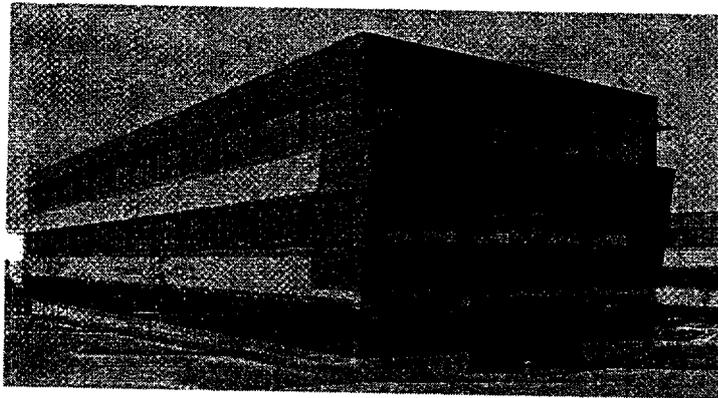
Session 2010

## Epreuve U4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS

Sous - Epreuve : U. 41

### ÉLABORATION D'UNE NOTE DE CALCUL DE STRUCTURES

Durée : 4 h



Coefficient : 2

### Construction d'un bâtiment de bureaux « AROBASE 6 ».

Barème :

-1- Etude d'une poutre de toiture	8 / 20
-2- Étude de la poutre continue file B	8 / 20
-3- Étude du poteau B 11	2,5 / 20
-4- Étude de la semelle sous poteau B 11	1,5 / 20

Toutes les questions sont indépendantes.

NOTE : Tous les documents « réponse » même vierges doivent être rendus avec la copie.

## Contenu du dossier

### Présentation de l'ouvrage

#### Dossier sujet :

- DS1 à DS2 : Travail demandé

#### Dossier technique (dossier et pièces graphiques) :

- DT 1 : Plan du 1<sup>er</sup> étage et façade Nord Est
- DT 2 : Coupe transversale AA et Extrait du Plan de fondations de la Tranche 2
- DT 3 : Plan Charpente Tranche 2
- DT 4 : Plan de coffrage du plancher haut du 1<sup>er</sup> étage Tranche 2.

#### Document réponse:

- DR 1

### Annexes formulaire

## Présentation de l'ouvrage

L'étude porte sur un bâtiment, destiné à héberger des bureaux, construit pour le compte d'un investisseur. Les distributions et revêtements de sol ne sont donc pas encore définis.

Ce bâtiment comporte :

- Un niveau de sous-sol à destination de parking (44 places), de locaux d'archives et de locaux techniques divers ;
- Trois niveaux de surfaces de bureaux ;
- Quatre cages d'escaliers d'accès aux différents niveaux.

Le système constructif est le suivant :

- Fondations superficielles sur semelles filantes pour les voiles et isolées pour les poteaux, dallage de 20 cm d'épaisseur, désolidarisé de la structure, coulé sur forme drainante en tout-venant compacté ;
- Infrastructure en ossature béton armé constituée de voiles périmétriques et de séparation, de poutres et de poteaux rectangulaires et circulaires supportant un plancher en béton coulé sur prédalles précontraintes avec isolant thermique en sous face ;
- Superstructure en ossature béton constituée de poteaux rectangulaires et poutres allèges en façades, de voiles de contreventement au niveau des circulations verticales, de poteaux circulaires et de poutres à l'intérieur du bâtiment, le tout supportant des planchers de 22 cm d'épaisseur en béton coulés sur prédalles précontraintes ;
- Une couverture non accessible en bacs acier supports d'étanchéité posés sur une ossature métallique prenant appui sur la structure béton du 2<sup>ème</sup> étage en zone courante et plancher terrasse en béton sur zone technique.

## Caractéristiques des matériaux utilisés sur l'ouvrage :

### Béton armé

- Béton : C30/37  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$  ;  $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$  ;
- Armatures : B500 (classe B)  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  ;  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$  ;
- Poids volumique du béton armé :  $25 \text{ kN} / \text{m}^3$  ;
- Dimension du plus gros granulats :  $d_g = 25 \text{ mm}$  ;
- Les éléments B.A. situés à l'intérieur du bâtiment sont de classe d'exposition XC1, ce qui conduit à un enrobage de  $20 \text{ mm}$  pour les éléments étudiés ;
- Les fondations sont classées XC2.

### Aciers pour charpente : S235

- Limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$  ;
- Module d'élasticité longitudinale (module d'Young) :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$  ;
- On considère que toutes les sections des profilés utilisés sont de classe 1 ;
- Valeur du coefficient partiel de sécurité sur les résistances pour le calcul aux ELU :  $\gamma_{M0} = 1$ .

### Sol de fondation

- Le sol de fondation est un calcaire résistant, niveau entre -1,00 m et -2,50 m par rapport au terrain naturel ;
- La contrainte de calcul au niveau des fondations sera prise égale à  $q_d = 0,55 \text{ MPa}$  ; la contrainte de calcul est reliée à la valeur de la portance de calcul du sol de fondation  $R_d$  par la relation :  $q_d = \frac{R_d}{A'}$  avec  $A'$  aire de la surface effective de la fondation.

## Actions sur le plancher haut du 1<sup>er</sup> étage

### Charges permanentes :

- Dalle : *en fonction des épaisseurs*
- L'ensemble faux plafond et revêtement de sol :  $0,6 \text{ kN/m}^2$

### Charges d'exploitation

- Le rez-de-chaussée et les étages sont considérés de catégorie d'usage B  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Cloisons mobiles légères de poids propre  $\leq 2 \text{ kN/m}$  linéaire de mur  $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

## Actions sur la couverture

- Charges permanentes (poids propre bac, étanchéité et faux plafond) :  $0,75 \text{ kN/m}^2$
- Charges d'exploitation :  $0,80 \text{ kN/m}^2$
- Neige :  $0,50 \text{ kN/m}^2$

# Brevet de technicien supérieur Bâtiment

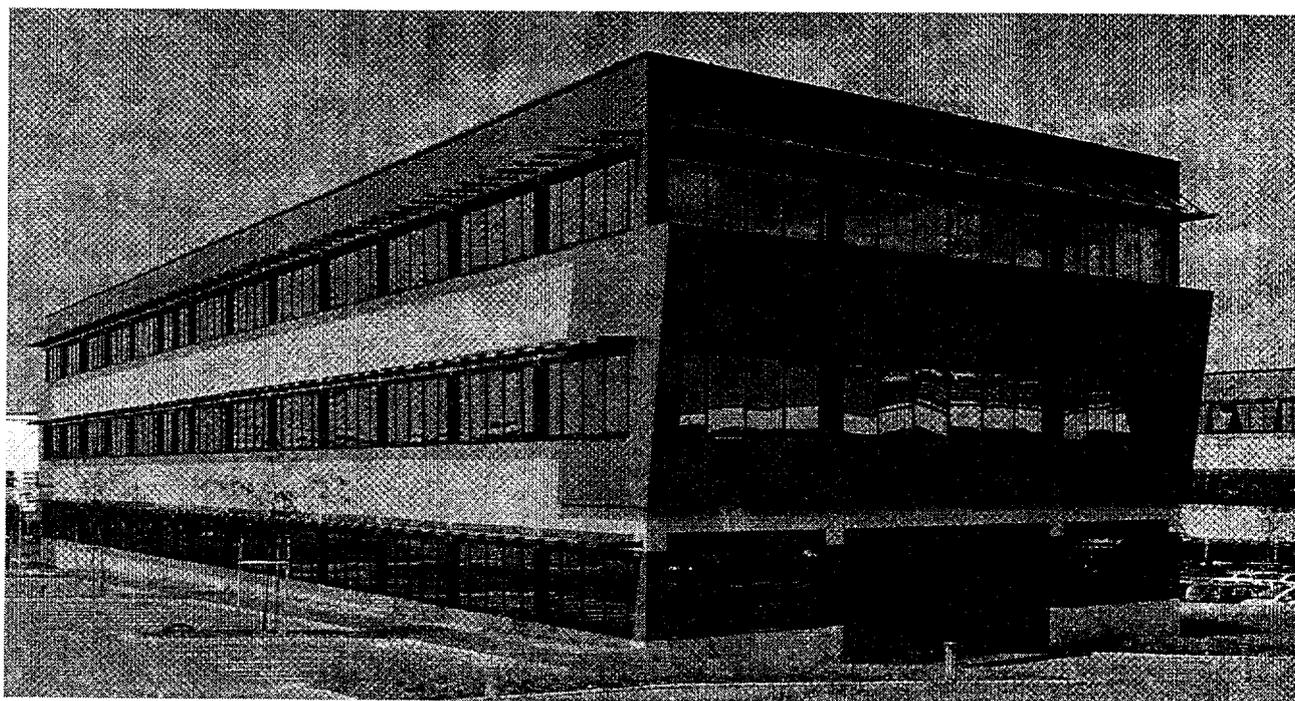
*Session 2010*

## **Epreuve U4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS**

**Sous - Epreuve : U. 41**

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

# DOSSIER SUJET



# Travail demandé

## ETUDE A : Vérification de la section d'une poutre de toiture (repérée sur DT3)

La charpente du bâtiment se compose de poutres et de pannes métalliques de profil IPE. On se propose de vérifier la section des poutres en conformité avec l'Eurocode 3.

Hypothèses : Les bacs acier reposent uniquement sur les pannes constituées d'un profil IPE 200. La pente de la toiture est négligée.

Documents à consulter : Données générales DT2 et DT3  
Annexes 1 à 8

**A1** : Calculer les taux de charges permanentes  $g$ , de charges d'exploitation  $q$  et de neige  $s$  reprises par une panne courante (pannes 2,3 ou 4) de la zone d'influence de la poutre étudiée (voir les DT2 et DT3).

Pour la suite du problème on donne les taux de charges sur les pannes 1 et 5 supposées égales :

$$g = 1,16 \text{ kN/m}$$

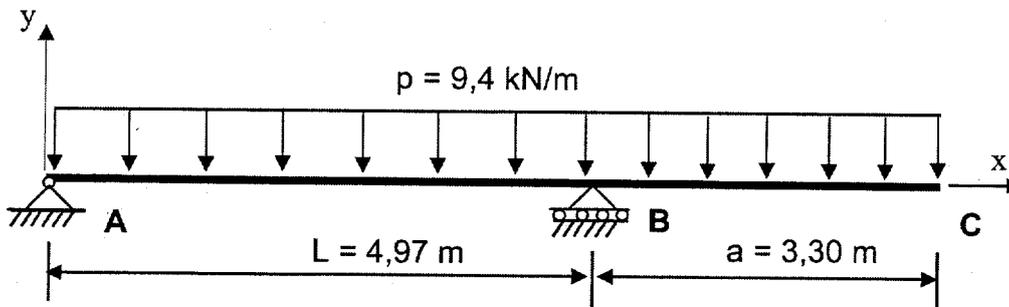
$$q = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$s = 0,62 \text{ kN/m}$$

**A2** : Pour la poutre de toiture étudiée, la charge de neige est plus défavorable car  $q$  ne s'applique que sur  $10 \text{ m}^2$  (EUROCODE 1). En faisant l'hypothèse que les pannes sont isostatiques, proposer un schéma mécanique de la poutre étudiée aux E.L.U. (le poids propre du profil étudié ne sera pas pris en compte pour ce calcul).

**A3** : Par souci de simplification :  
- les charges ponctuelles ramenées sur les poutres par les pannes seront considérées comme étant uniformément réparties.  
- la poutre est considérée horizontale

Le schéma mécanique retenu pour la poutre étudiée aux E.L.S. est le suivant :



**A31** : Déterminer les actions de contact en A et B

**A32** : Tracer, sur le document réponse DR1, les courbes d'effort tranchant et de moment fléchissant le long de la poutre. Préciser les valeurs particulières.

**A33** : En utilisant les intégrales de Mohr, justifier l'expression du déplacement vertical du point C,

$$v = -\frac{260,5 \times 10^3}{EI} \text{ (unités : m, N)}$$

(on supposera que c'est la valeur la plus importante le long de la poutre).

A34 : Dimensionner le profil IPE pour que cette poutre vérifie le critère sur la déformation maxi  $v_{\max}$  de l'Eurocode 3 ?

**Rappel :**  $v_{\max} = \frac{L}{200}$  avec  $L =$  longueur fictive égale à deux fois la longueur réelle du porte à faux

Pour la suite du problème on prendra un profil IPE 240

La vérification des contraintes normales dans la poutre métallique étudiée devant être faite aux E.L.U., on vous donne le moment maximum le long de la poutre  $M_{Ed,u,\max} = 78 \text{ kNm}$

A35 : Vérifier que le profilé I.P.E. 240 satisfait le critère de résistance relatif au moment de flexion selon l'Eurocode 3.

## ETUDE B : Etude de la poutre continue BA file B (0,40 x 0,62) de la Tranche 1

**Documents à consulter :** Données générales DT2 et DT4  
Annexes 2 ; 9 à 13 ; 16

B1 : Déterminer les charges permanentes et d'exploitation en kN/m qui s'exercent sur la partie de la poutre située entre les files 9 et 12.

Pour la suite du problème nous prendrons :

$$g = 41,20 \text{ kN/m}$$

$$q = 20,10 \text{ kN/m}$$

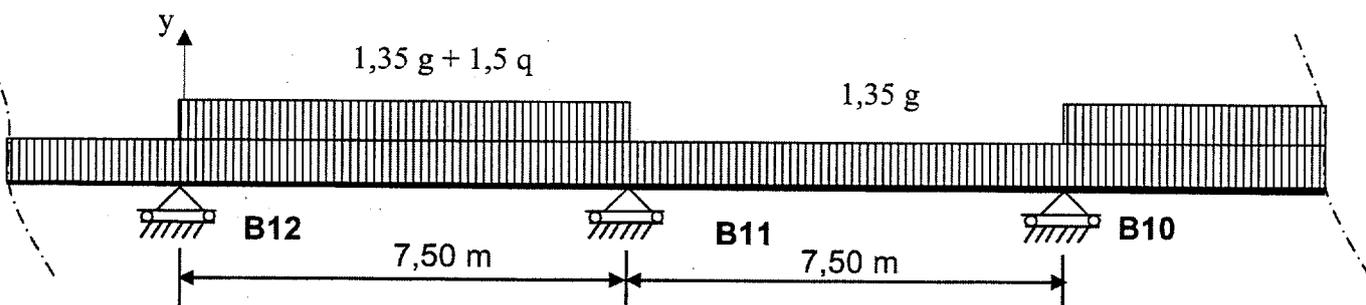
B2 : Représenter schématiquement sur le document réponse DR1 les cas de charge E.L.U. donnant :

- le moment maximal dans la travée située entre B10 et B11 ;
- le moment maximal sur l'appui B11.

(aucune valeur numérique n'est demandée)

B3 : Nous allons dans cette question nous intéresser uniquement à la partie de la poutre continue située entre les files 10 et 12.

Pour le cas de charge suivant :



Ecrire l'équation des trois moments reliant les moments fléchissant sur B10, B11 et B12

Calculer les coefficients numériques, les seules inconnues sont les moments sur appuis. On ne vous demande pas de résoudre l'équation

B4 : Pour ce cas de charge on donne les moments à l'axe des appuis  $M_{B11} = -337,2 \text{ kNm}$  et

$M_{B12} = -307,7 \text{ kNm}$  respectivement sur les appuis B11 et B12, tracer sur le document réponse DR1, le diagramme des moments fléchissants dans la travée située entre B11 et B12 en indiquant les valeurs numériques particulières.

**B5** : On donne le moment maxi au nu de l'appui B11 à l'E.L.U.,  $M_{B11} = -375$  kNm, déterminer la section d'aciers longitudinaux à mettre en place et proposer un choix d'armatures en deux lits de 4 barres.

**B6** : Dans la travée située entre B12 et B11 l'effort tranchant ultime retenu au voisinage de l'appui **B11** est égal à :

$$V_{Ed,u} = 325,6 \text{ kN}$$

On choisit les armatures d'effort tranchant : 1 cadre + 2 épingles HA 6

On fait l'hypothèse que les armatures d'effort tranchant sont nécessaires. (la justification n'est pas demandée) et  $\cot \theta = 1$  soit  $\theta = 45^\circ$ .

➤ Déterminer le premier espacement au voisinage de l'appui **B11**.

**B7** : Compléter sur le document réponse **DR1** le schéma de la section droite de la poutre au niveau de l'appui B11 où figureront :

➤ Les armatures longitudinales (calculées dans la question B5);

➤ Les armatures d'effort tranchant.

### **ETUDE C : Etude du poteau béton armé B11 situé au Rez-de-Chaussée**

#### Documents à consulter :

Données générales **DT2** et **DT4**

Annexes **14 ;16**

Le poteau étudié a une section circulaire de diamètre 0,40 m.

↪ Le poteau est soumis à un effort normal ultime (poids propre compris)  $N_{Ed,u} = 1530$  kN en pied de poteau.

↪ La longueur efficace (ou de flambement) considérée est égale à la longueur libre du poteau :

$$l_0 = l = 3,52 \text{ m}$$

**C1** : Déterminer les aciers longitudinaux et proposer un choix d'armatures.

**C2** : Déterminer les aciers transversaux ainsi que leur espacement uniquement en zone courante

**C3** : Représenter sur la copie, le schéma de la section transversale du poteau. Les aciers longitudinaux et transversaux seront représentés en respectant les dispositions réglementaires (enrobage, espacement et diamètre).

**ETUDE D : Etude de la semelle située sous le poteau B11 situé au Sous Sol**  
(section du poteau  $0,30 \times 0,70$ )

Documents à consulter : Données générales DT2  
Annexe 15

Hypothèses :

- ↪ La charge verticale arrivant sur la fondation vaut :  $N_{Ed,u} = 2250 \text{ kN}$  ;
- ↪ On rappelle que le dallage est désolidarisé du poteau ;
- ↪ Les charges amenées par le dallage et le sol sur la semelle ne seront pas prises en compte dans les calculs ;
- ↪ La semelle B.A. est coulée sur un béton de propreté.

**D1 :** En négligeant son poids propre, dimensionner le coffrage de la semelle (dimensions en plan et hauteur). Etant données les dimensions du poteau, le calcul sera mené en semelle à débords égaux.

*Par la suite de l'étude, on retiendra pour la semelle les dimensions suivantes :*

$$1,90 \text{ m} \times 2,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m}$$

**D2** Vérifier (compte tenu de son poids propre) les dimensions de la semelle étudiée.

# Brevet de technicien supérieur Bâtiment

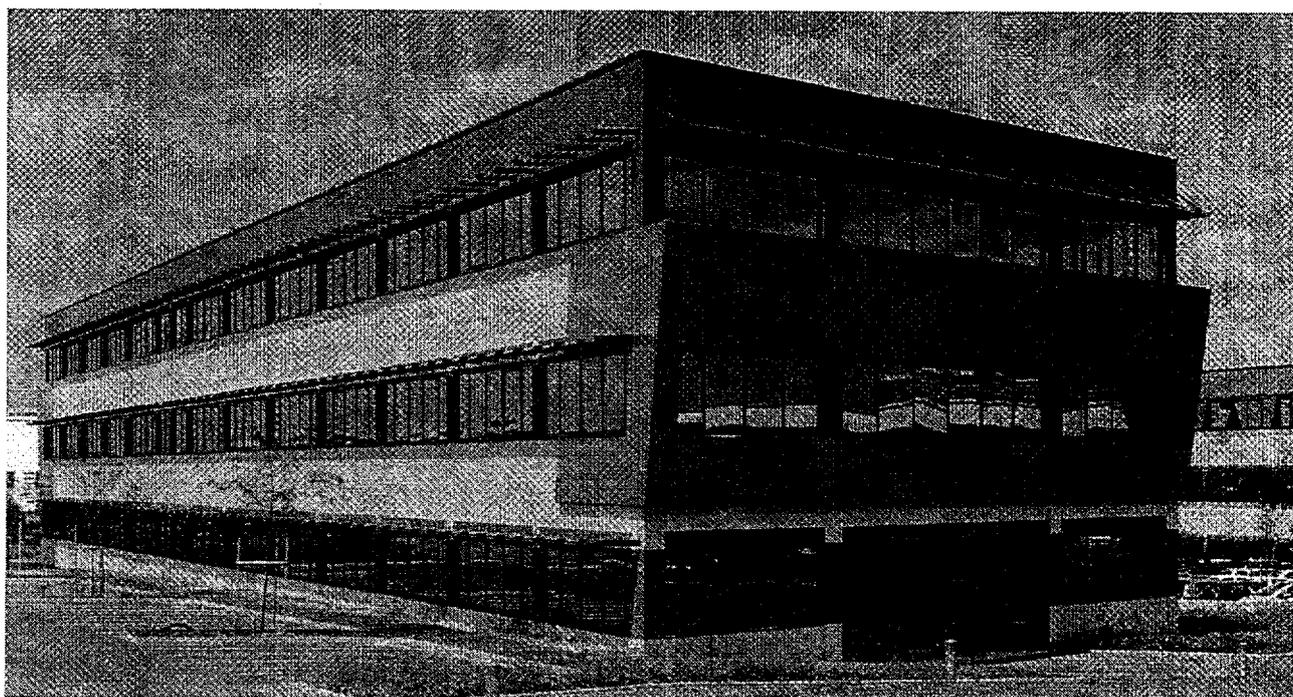
*Session 2010*

## **Epreuve U4 : ÉTUDE DES CONSTRUCTIONS**

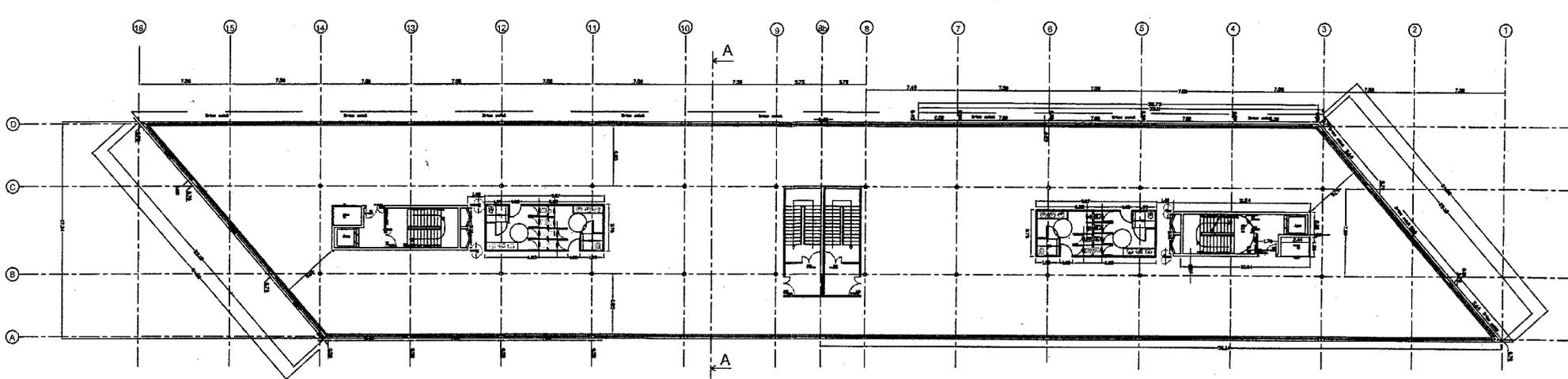
**Sous - Epreuve : U. 41**

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

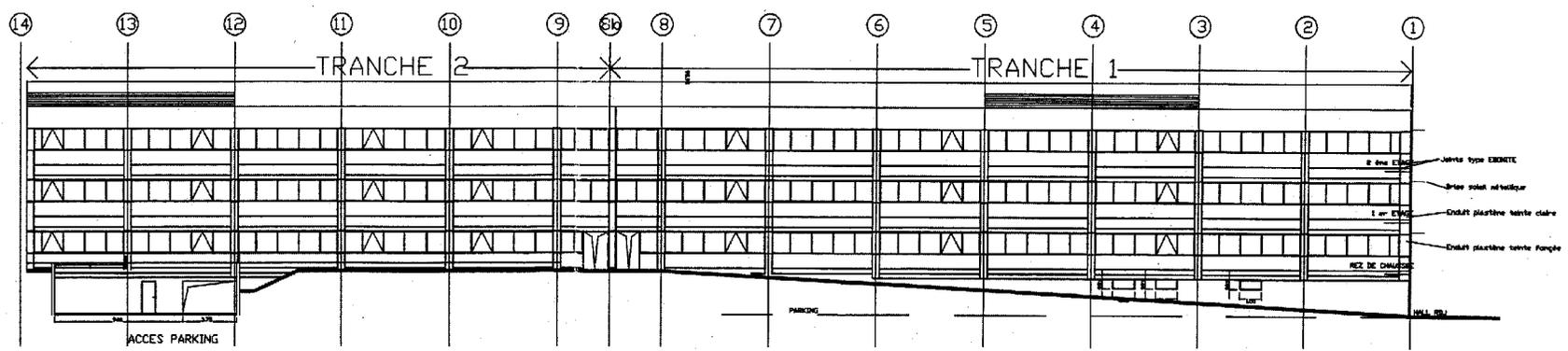
# DOSSIER TECHNIQUE



BTE4ENC10



### ETAGE 1

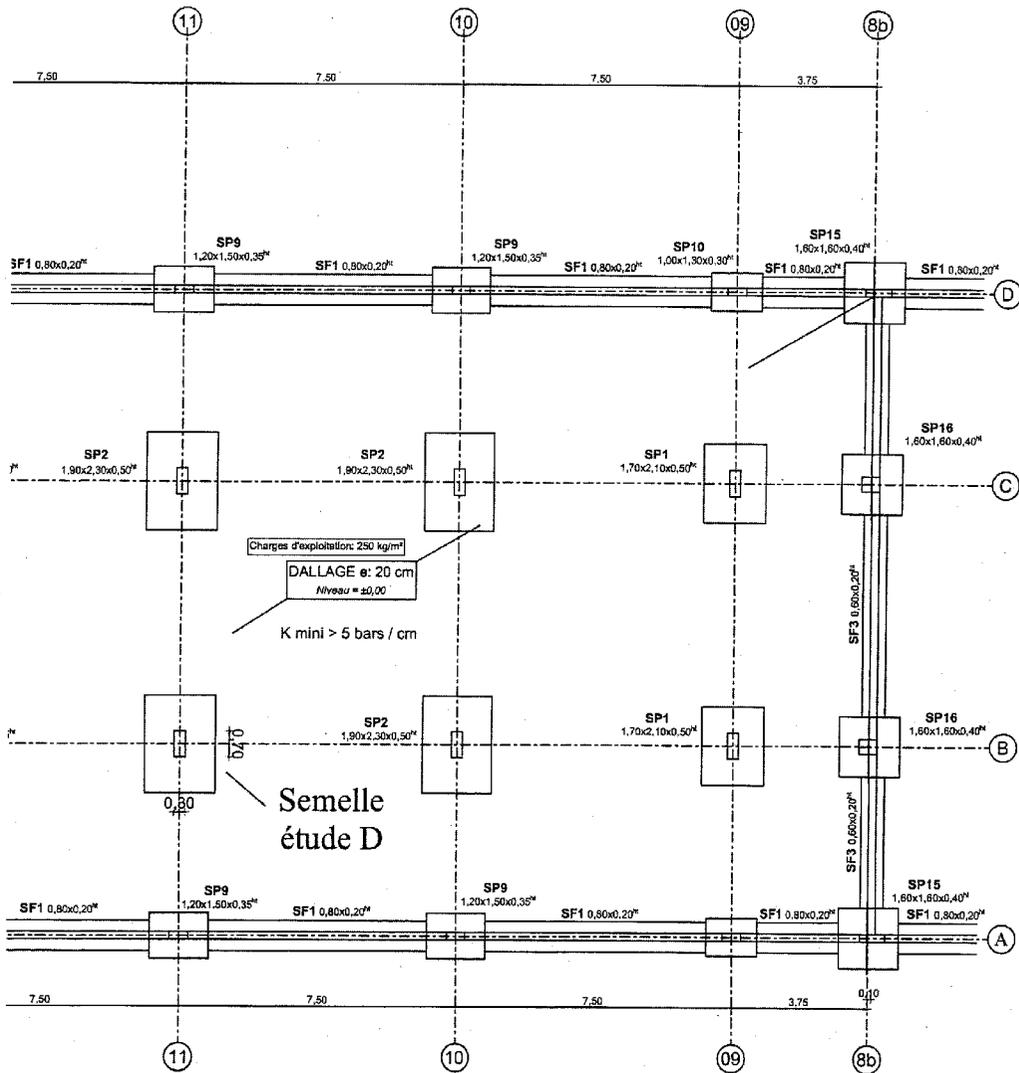


### FACADE NORD EST

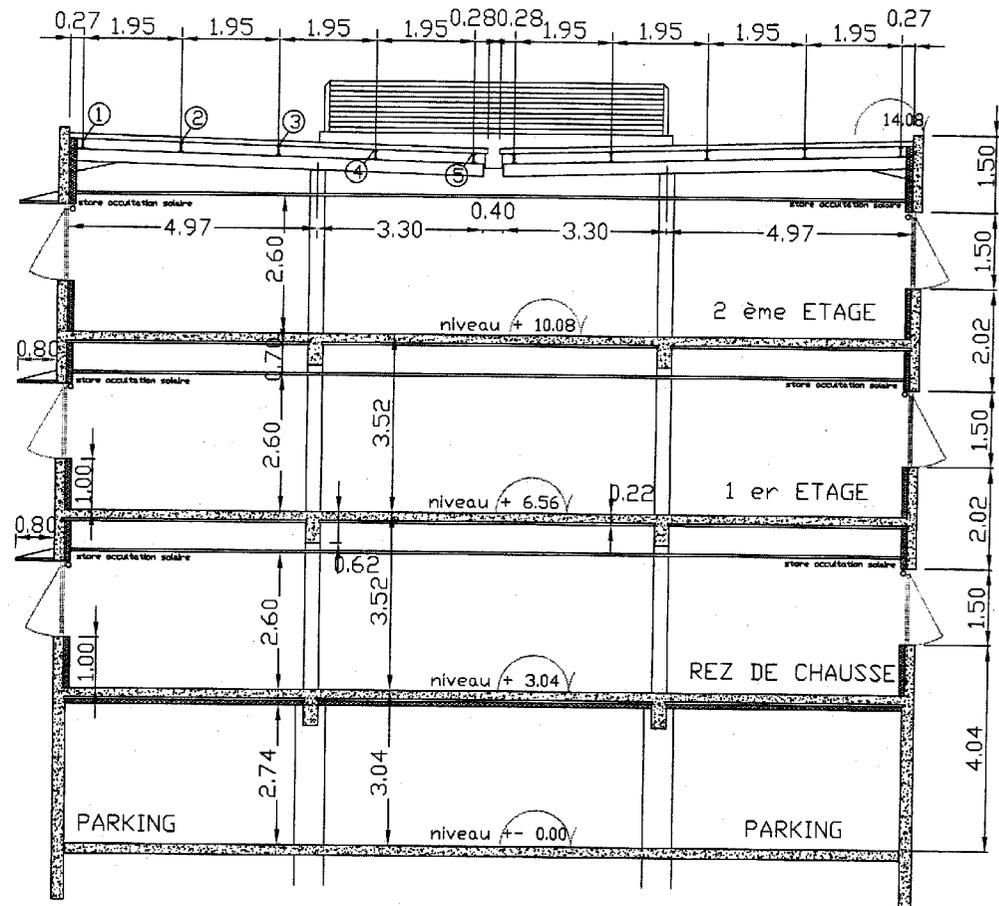
**DT 1**

Echelle non définie

# VUE EN PLAN : FONDATIONS



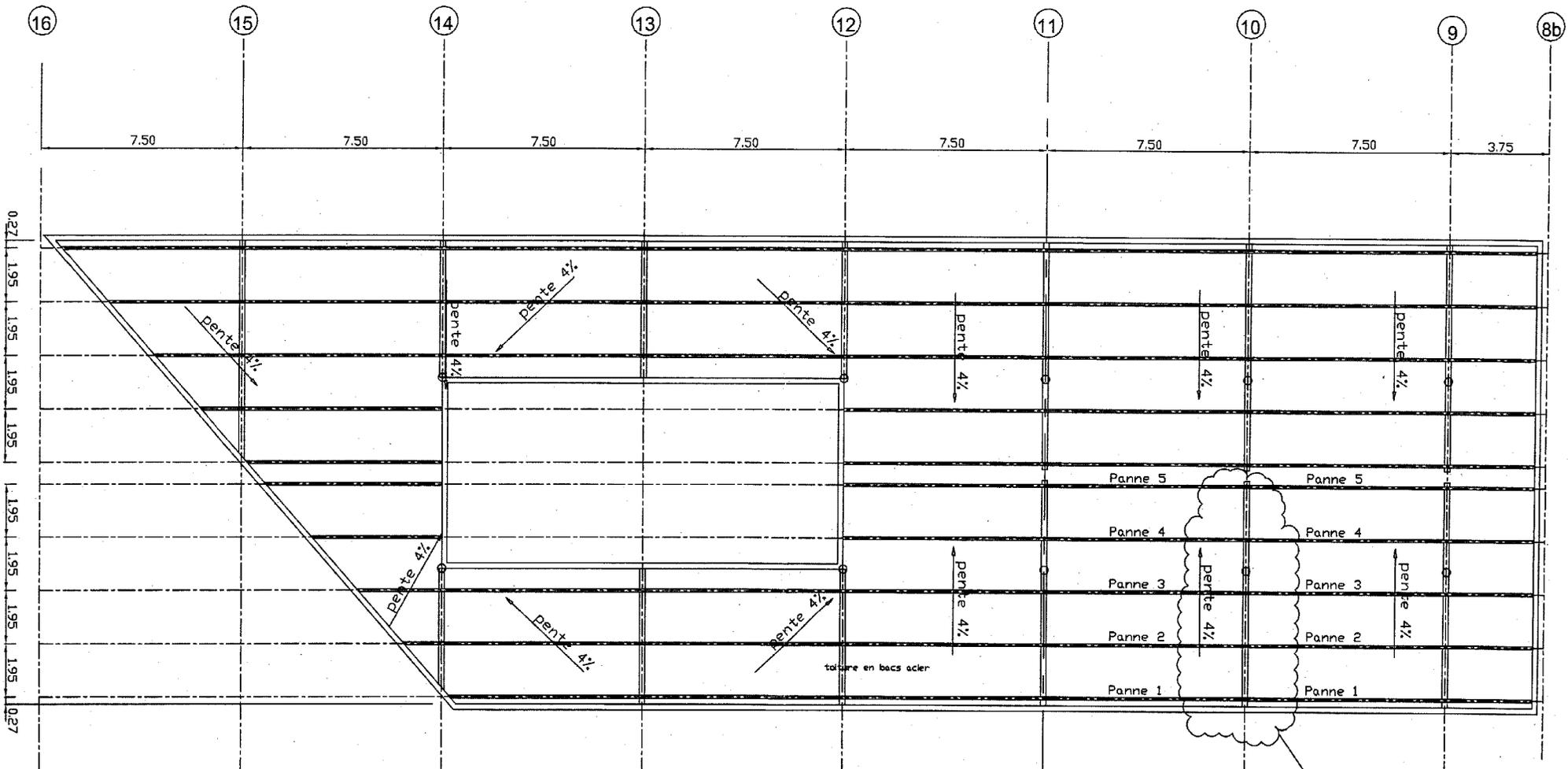
# COUPE TRANSVERSALE AA



**DT 2**

Echelle non définie

BTE4ENC10

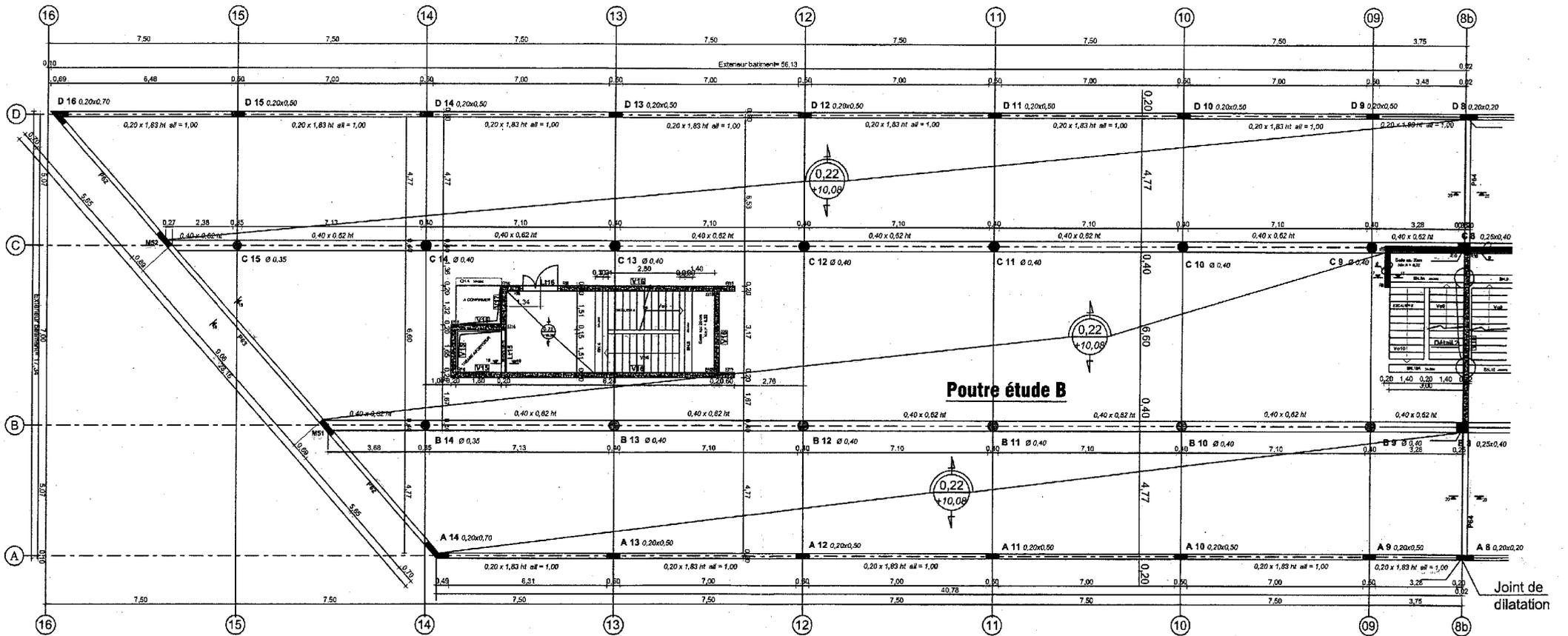


Poutre de toiture étudiée  
en questions A2 et A3

## PLAN DE CHARPENTE TRANCHE 2

**DT 3**

Echelle non définie



**PLANCHER HAUT DU 1er ETAGE TRANCHE 2**

**DT 4**

Echelle non définie

BTE4ENC10

# Brevet de technicien supérieur Bâtiment

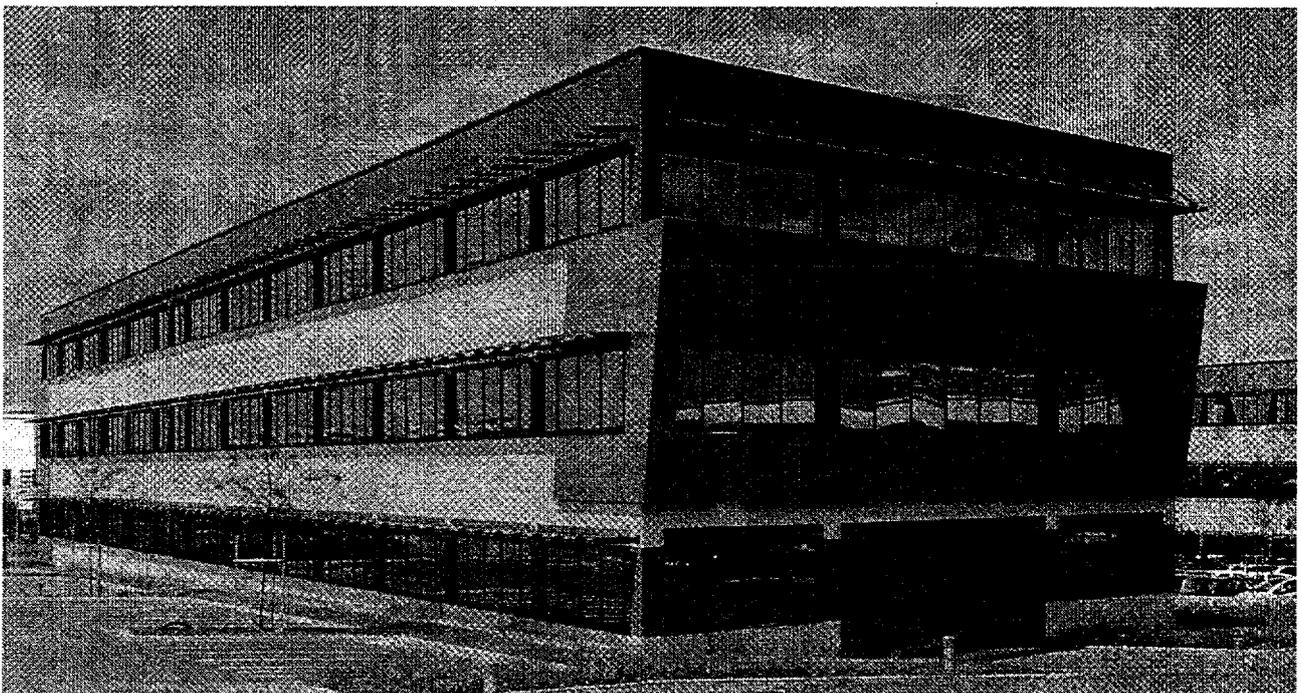
*Session 2010*

## **Epreuve U4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS**

**Sous - Epreuve : U. 41**

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

# DOCUMENT REPONSE

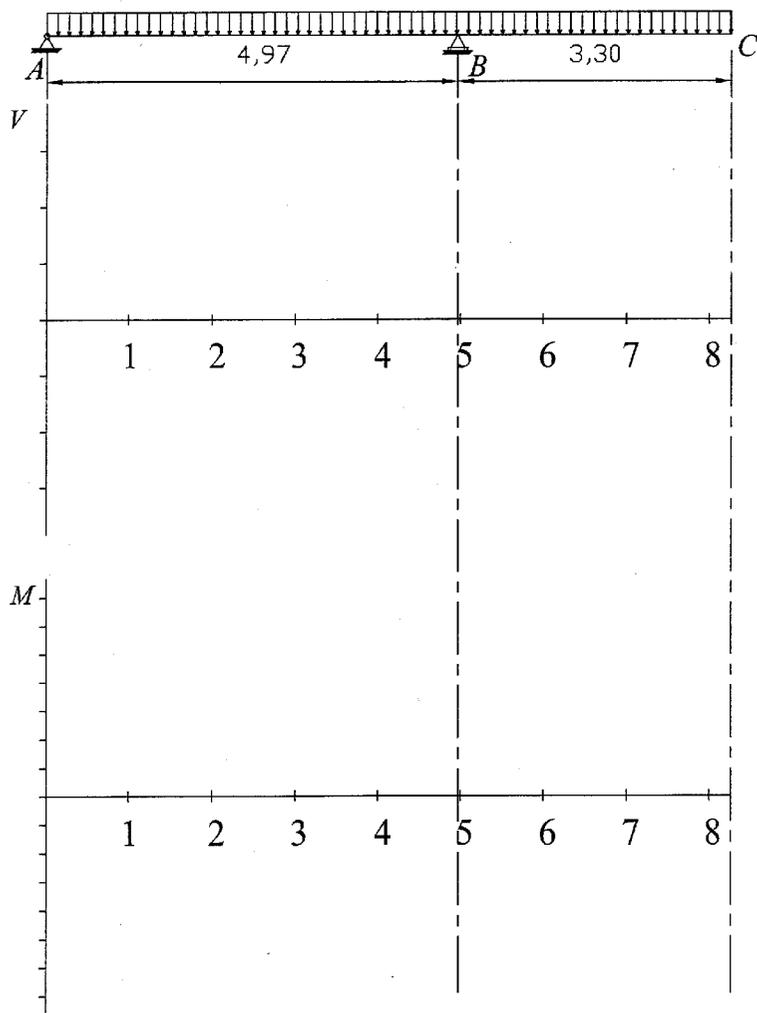


BTE4ENC10

# Etude A

Question A 32

$p = 9,40 \text{ kN/m}$

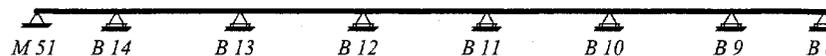


Echelle de longueurs :  $1,5 \text{ cm / m}$   
 Echelle des efforts tranchants :  $1 \text{ cm / 10 kN}$   
 Echelle des moments :  $1 \text{ cm / 10 kNm}$

# Etude B

Question B 2

Travée B10 B11

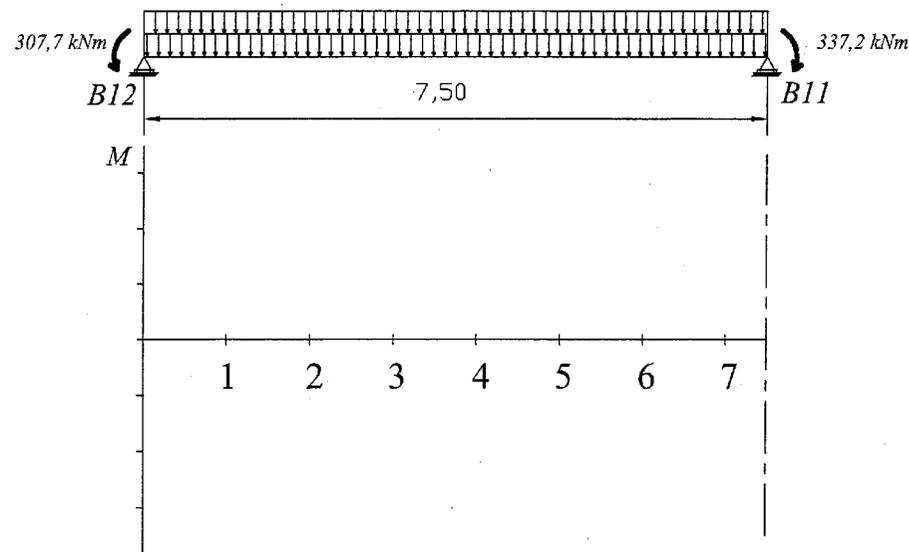


Appui B11



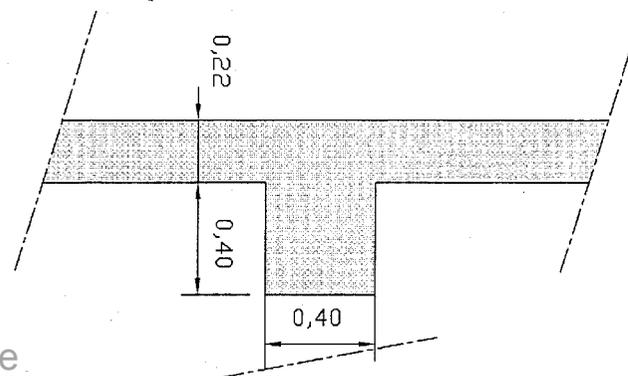
Question B 4

Echelle de longueurs :  $1,5 \text{ cm / m}$   
 Echelle des moments :  $1 \text{ cm / 100 kNm}$



Question B 7

Echelle : 0,05



# Brevet de technicien supérieur Bâtiment

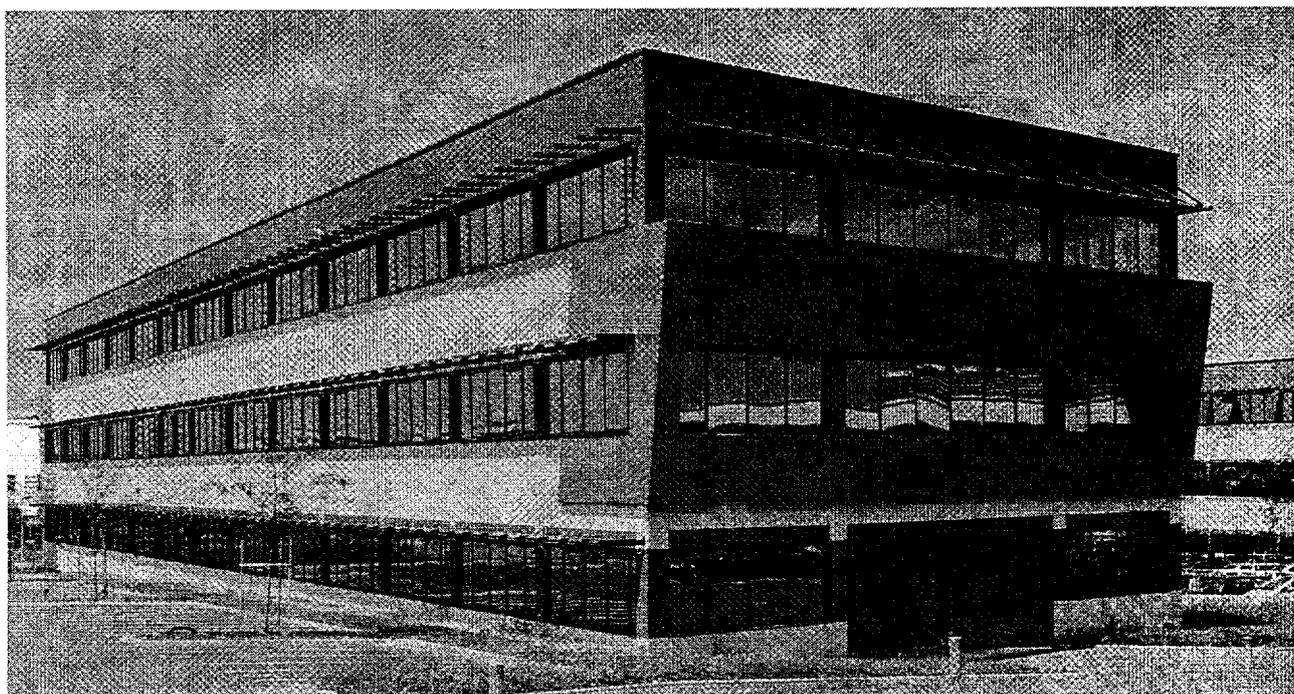
*Session 2010*

## **Epreuve U4 : ETUDE DES CONSTRUCTIONS**

**Sous - Epreuve : U. 41**

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

## **DOSSIER : ANNEXES FORMULAIRE**



BTE4ENC10

F

## COMBINAISONS FONDAMENTALES :

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

Lorsque la précontrainte est absente {6.10} se réduit à :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \{6.10\} \quad \text{le symbole « + » signifie « doit être combiné »}$$

à »

avec :

- $G_{k,j}$  : 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.

Approche 2 : Application de valeurs de calcul provenant du Tableau A1.2 (B) aux actions géotechniques ainsi qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci.

Équation {A1.2B} pour toutes les actions.

STR/GEO	6.10 tableau A1.2 (B)(F)	<p>Pour le dimensionnement des éléments structuraux non soumis à des actions géotechniques (EN 1990 A1.3.1 (4)).</p> $\{A1.2B\} \quad 1,35G_{k,sup} + 1,00G_{k,inf} + 1,50Q_{k,1} + 1,50 \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ <p>Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par <math>\gamma_{G,sup} = 1,35</math> si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et <math>\gamma_{G,inf} = 1,00</math> si cet effet est favorable.</p> <p>Par exemple, toutes les actions provenant du poids propre de la structure peuvent être considérées comme émanant d'une même origine ; cela s'applique également si différents matériaux sont concernés.</p>
---------	--------------------------------	--

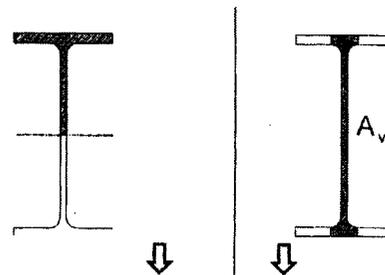
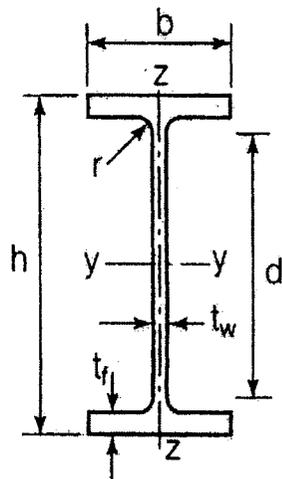
Tableau A1.1 (F): Valeurs des coefficients  $\psi$  pour les bâtiments

Valeur caractéristique :  $\psi_0$  ; valeur fréquente :  $\psi_1$  ; valeur quasi-permanente :  $\psi_2$

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
<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
<b>Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)</b>	0,6	0,2	0
<b>Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)</b>	0,6	0,5	0

# Caractéristiques des profilés IPE

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



ANNEXE 1

Profil	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	Mass e par mètre P	Aire de la section A	Moment quadratique I <sub>y</sub>	Module de résistance élastique à la flexion W <sub>el.y</sub>	Rayon de giration i <sub>y</sub>	2 × S <sub>y</sub>		A <sub>vz</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el.z</sub>	i <sub>z</sub>	2 × S <sub>z</sub>	
											Module plastique W <sub>pl.y</sub>	W <sub>pl.z</sub>					A <sub>yy</sub>	
	mm	mm	mm	mm	m m	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</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	
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	
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	
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	
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	
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	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	142,31	28,46	2,24	44,6	18	
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	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	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8	
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29	
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	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	788,00	98,50	3,55	153,7	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	1 043,20	122,73	3,79	191,1	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	1 317,58	146,40	3,95	229,0	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	1 675,35	176,35	4,12	276,4	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	2 140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	1 390	72,3	2 666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	1 760	83,8	3 385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	

**Théorème de Muller-Breslau (autre forme du 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 ( $S$ )

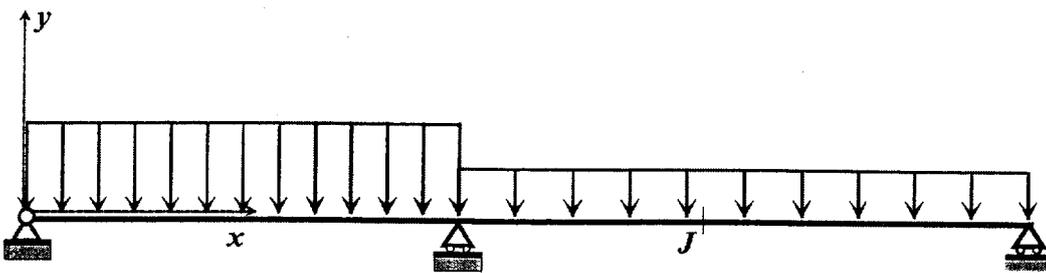
$\bar{M}_j$  : Moment de flexion, dans ( $\bar{S}_j$ ) qui correspond à la structure initiale ( $S$ ) soumise à un facteur sollicitant unité (force unité ou couple unité = 1) appliqué au point  $j$ .

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

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

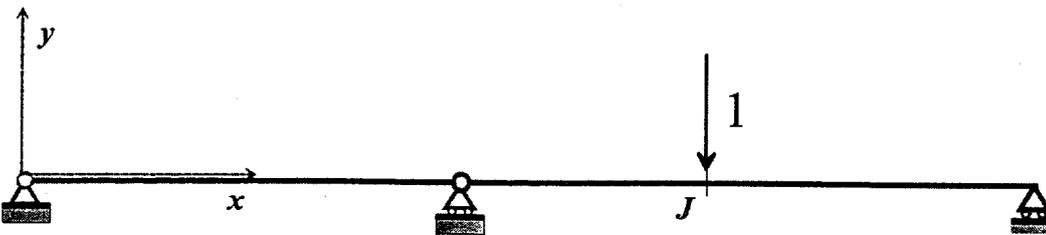
**Théorème de Pasternak**

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) ( $\bar{S}_j^0$ )

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

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

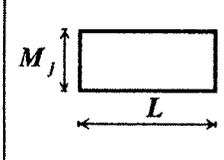
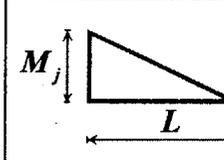
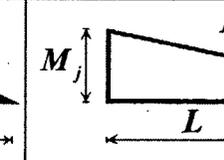
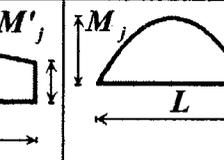
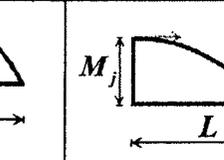
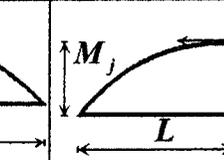
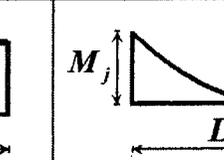
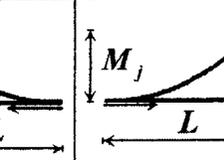
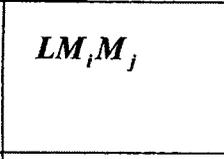
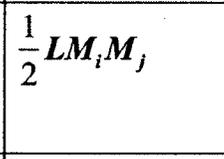
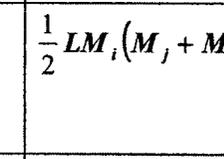
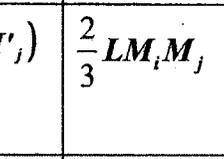
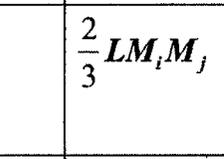
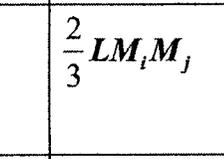
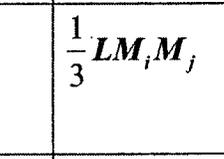
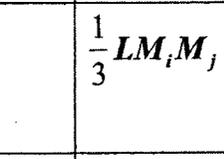
$M(x)$  : représente le moment fléchissant dans la structure réelle.

$\bar{M}_j^0$  : 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 :

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

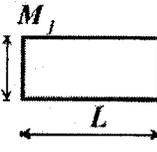
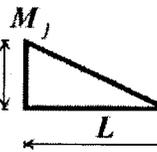
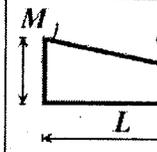
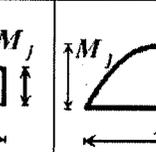
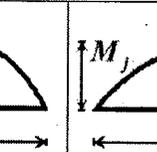
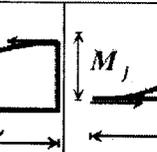
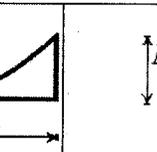
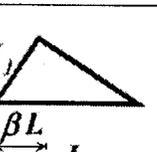
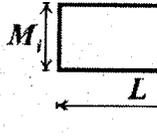
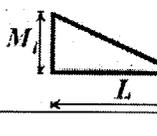
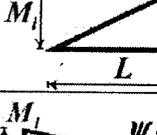
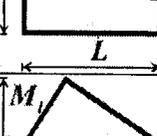
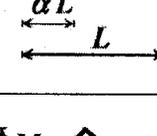
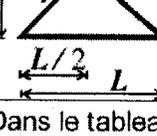
7 Tableau des intégrales de MOHR :  $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx$

$m_i(x)$								
$m_j(x)$								
$M_i$	$LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{2} LM_i (M_j + M_j')$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$
$M_i$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i (2M_j + M_j')$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$
$M_i$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i (M_j + 2M_j')$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$
$M_i$	$\frac{1}{2} LM_j (M_i + M_i')$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M_i')$	$\frac{1}{6} L \left( \frac{2M_i M_j + M_i M_j' + M_i' M_j + 2M_i' M_j'}{M_i' M_j + 2M_i' M_j'} \right)$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M_i')$	$\frac{1}{12} LM_j \times (5M_i + 3M_i')$	$\frac{1}{12} LM_j \times (3M_i + 5M_i')$	$\frac{1}{12} LM_j \times (3M_i + M_i')$	$\frac{1}{12} LM_j \times (M_i + 3M_i')$
$M_i$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j \left( 1 + \frac{x'}{L} \right)$	$\frac{1}{6} LM_i \left[ M_j \left( 1 + \frac{x'}{L} \right) + M_j' \left( 1 + \frac{x}{L} \right) \right]$	$\frac{1}{3} LM_i M_j \left( 1 + \frac{xx'}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( 3 + \frac{3x'}{L} - \frac{x'^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( 3 + \frac{3x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( \frac{3x'}{L} + \frac{x^2}{L^2} \right)$	$\frac{1}{12} LM_i M_j \times \left( \frac{3x}{L} + \frac{x'^2}{L^2} \right)$
$M_i$	$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$	$\frac{1}{4} LM_i (M_j + M_j')$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{17}{48} LM_i M_j$	$\frac{17}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$	$\frac{7}{48} LM_i M_j$

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.

Tableau des intégrales de MOHR :  $\int_0^L m_i(x) \times m_j(x) \times dx = LM_i M_j X$

avec  $X$  = valeur lue dans le tableau

$m_i(x)$								
	1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1+\varphi}{2}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$
	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{2+\varphi}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{(2-\beta)}{6}$	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1+2\varphi}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{(1+\beta)}{6}$	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1+\psi}{2}$	$\frac{2+\psi}{6}$	$\frac{2+\varphi+\psi+2\varphi\psi}{6}$	$\frac{1+\psi}{3}$	$\frac{(3+5\psi)}{12}$	$\frac{(1+3\psi)}{12}$	$\frac{[(2-\beta)+\psi(1+\beta)]}{6}$	$\frac{(1+\psi)}{4}$
	$\frac{1}{2}$	$\frac{(2-\alpha)}{6}$	$\frac{[(2-\alpha)+\varphi(1+\alpha)]}{6}$	$\frac{(1+\alpha-\alpha^2)}{3}$	$\frac{(3+3\alpha-\alpha^2)}{12}$	$\frac{3\alpha+(1-\alpha)^2}{12}$	$\alpha > \beta$ $\frac{1-(1-\alpha)^2-\beta^2}{6\alpha(1-\beta)}$ $\alpha < \beta$ $\frac{1-(1-\beta)^2-\alpha^2}{6\beta(1-\alpha)}$	$\alpha > \frac{1}{2}$ $\frac{3-4(1-\alpha)^2}{12\alpha}$ $\alpha < \frac{1}{2}$ $\frac{3-4\alpha^2}{12(1-\alpha)}$
	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{(1+\varphi)}{4}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{17}{48}$	$\frac{7}{48}$	$\beta < \frac{1}{2}$ $\frac{3-4\beta^2}{12(1-\beta)}$ $\beta > \frac{1}{2}$ $\frac{3-4(1-\beta)^2}{12\beta}$	$\frac{1}{3}$

Dans le tableau,  $M_i$ ,  $M_j$ , sont les extremums des fonctions  $m_i(x)$  et  $m_j(x)$ , ils sont à prendre en valeurs algébriques. Les coefs.  $\psi$  et  $\varphi$  sont algébriques.

## Aciers de construction métallique

### caractéristiques mécaniques et physiques de l'acier

- le module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ MPa}$
- la limite d'élasticité :  $f_y$
- la contrainte de rupture à la traction :  $f_u$
- le coefficient de dilatation :  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
- masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

### nuances d'acier

4 nuances d'acier : la nuance S 235 est la plus courante

Valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance à la traction  $f_u$  pour les aciers de construction laminés à chaud. Tableau 3.1(NF)

Norme EN 10025-2	Épaisseur nominale de l'élément : $t$ .			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 < t \leq 80 \text{ mm}$	
	Limite d'élasticité $f_y$ (MPa)	Résistance à la traction $f_u$ (MPa)	Limite d'élasticité $f_y$ (MPa)	Résistance à la traction $f_u$ (MPa)
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S355	355	490	335	470
S450	440	550	410	550

### Valeurs des coefficients partiels de sécurité $\gamma_M$

Valeurs des coefficients partiels de sécurité $\gamma_M$ sur les résistances pour le calcul aux ELU			
Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs EC3-DAN
Résistance des sections	$\gamma_{M0}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Résistance des sections :               <ul style="list-style-type: none"> <li>- de classes 1, 2 ou 3</li> <li>- bénéficiant de la marque NF Acier</li> <li>- dans les autres cas</li> </ul> </li> <li>- de classe 4</li> </ul>	1,00 1,00 1,00
	$\gamma_{M2}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Résistance de section nette au droit des trous de boulons</li> </ul>	1,25

## Flexion simple : Moment fléchissant et effort tranchant (M et V) vérification simplifiée

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

### Pour l'effort tranchant

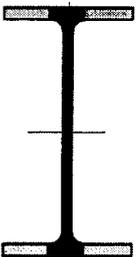
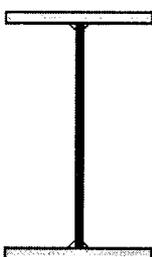
On doit vérifier :  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$

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. ;

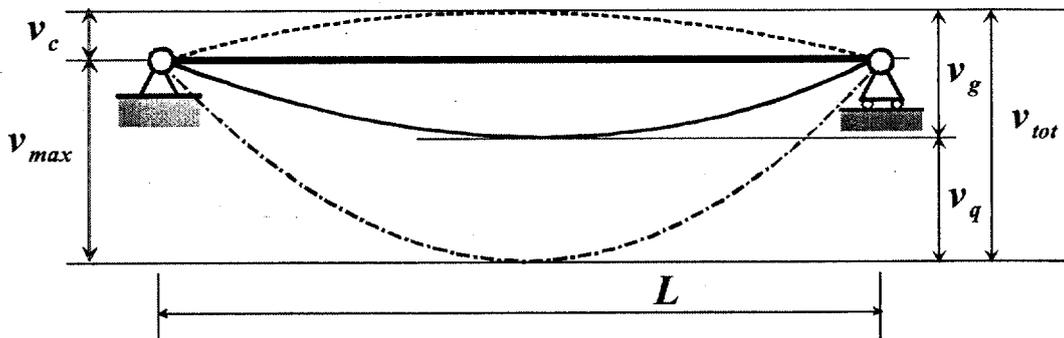
$A_v$  : aire de cisaillement donnée dans les catalogues des caractéristiques des profilés.

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

## 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.	$L/250$	

### Valeurs limites des flèches horizontales

	Limites
Bâtiments industriels à niveau unique sans pont roulant, avec parois non-fragiles : déplacement en tête de poteaux. sans exigence restrictive en matière de déformation	$h/150$
Éléments support de bardage métallique : montants	$h/150$
lisses	$L/150$
Autres bâtiments à niveau unique : déplacement en tête de poteaux bâtiments ayant des exigences particulières en matière de déformations (ex. : fragilité des parois, aspect, confort, utilisation). Ils peuvent être simples ou à travées multiples.	$h/250$

où  $h$  est la hauteur du poteau ou de l'étage,  $L$  est la longueur de la lisse.

# ROTATIONS ET FLECHES POUR DES POUTRES ISOSTATIQUES COURANTES

## CONVENTIONS DE SIGNES ET DE REPRÉSENTATION

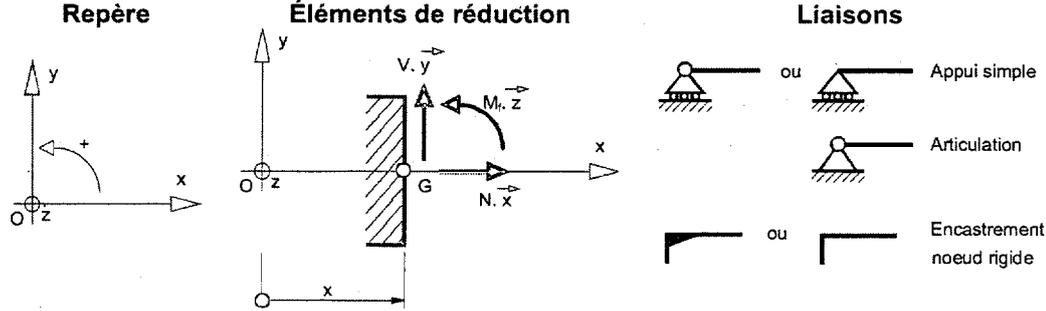


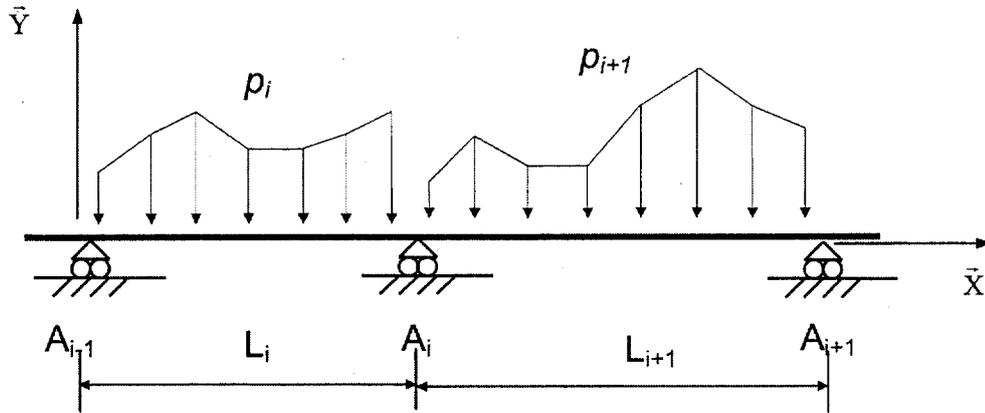
Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$
	$\omega_A = -\frac{Fa}{6EIL}(L-a)(2L-a)$ $\omega_B = \frac{Fa}{6EIL}(L^2 - a^2)$	<p>pour <math>a \leq \frac{L}{2}</math></p> $f_{(L/2)} = \frac{Fa}{48EI}(3L^2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

# Calcul des structures

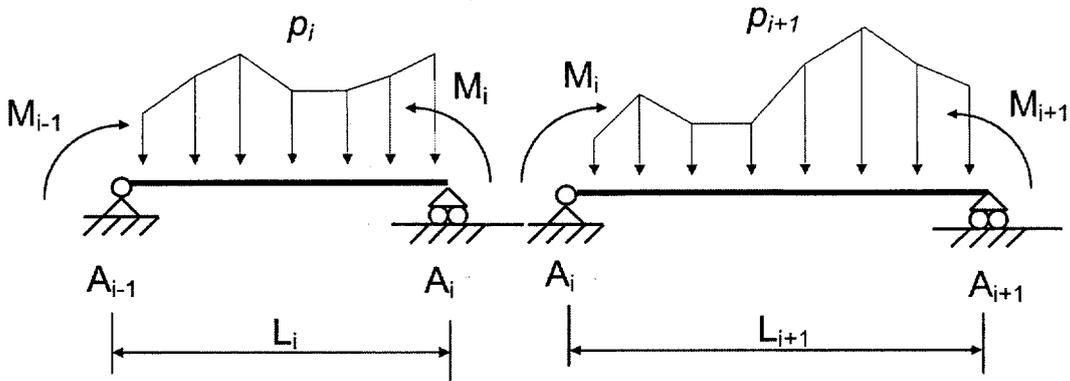
## Théorème des 3 moments (formule de Clapeyron) :

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

(S)

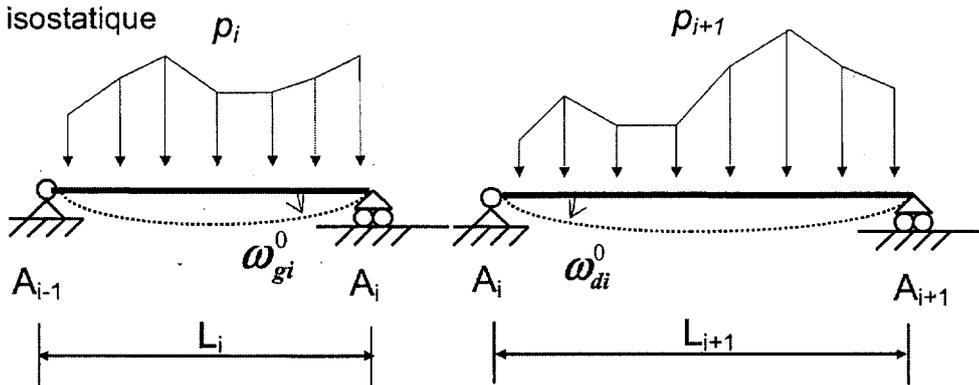


(S)



Système isostatique associé

(S<sup>0</sup>)



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

Équations du moment de flexion et de l'effort tranchant relatives à une travée i.

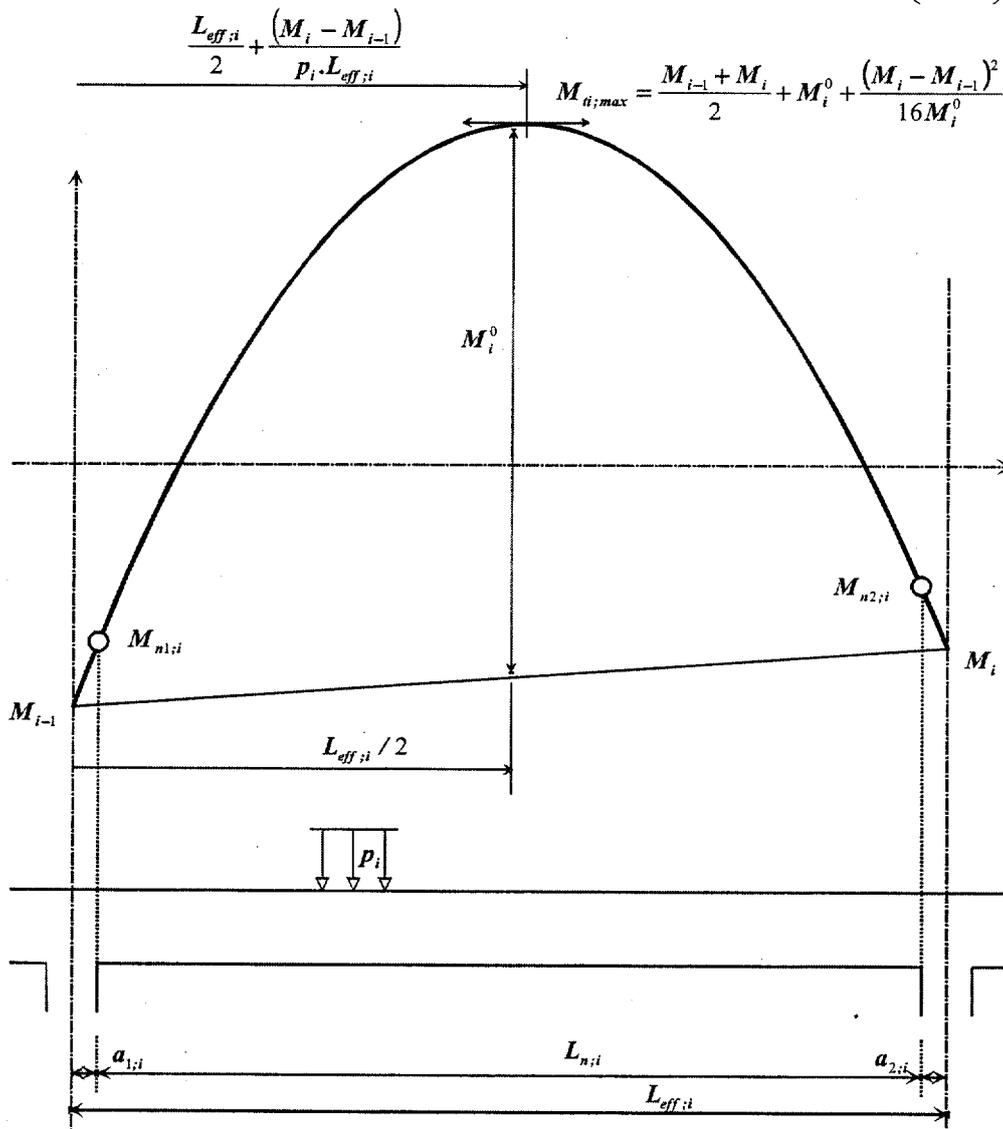
Équations intrinsèques pour toute travée i. L'abscisse x varie de 0 à  $L_{eff,i}$ . ( $L_{eff,i}$  = portée utile de la travée i)

$$M_{zi}(x) = M_{zi}^0(x) + M_{i-1} \left( 1 - \frac{x}{L_{eff,i}} \right) + M_i \frac{x}{L_{eff,i}} \quad \text{pour } x \in ]0, L_{eff,i}[$$

$$V_{yi}(x) = V_{yi}^0(x) - \left( \frac{M_i - M_{i-1}}{L_{eff,i}} \right) \quad \text{pour } x \in ]0, L_{eff,i}[$$

$M_{zi}^0(x)$ ,  $V_{yi}^0(x)$  sont respectivement les équations des moments de flexion et de l'effort tranchant dans la travée isostatique associée.

Valeurs particulières pour une travée chargée uniformément par  $p_i$  :  $M_i^0 = M_i^0 \left( \frac{L_{eff,i}}{2} \right) = \frac{p_i L_{eff,i}^2}{8}$



Appuis de rive

9.2.11 9.2.12

Pour un appui de rive formant une construction monolithique, il convient de dimensionner la section des armatures sur cet appui pour un moment de flexion résultant de l'encastrement partiel de  $0,15 M_{i1,max}$ . Ce moment est négatif, les armatures sont en chapeau. Pour les poutres, la section minimale des armatures longitudinales (condition de non-fragilité) s'applique. Clause 9.2.1.2(1) Note 2

**Organigramme de calcul des armatures longitudinales en flexion simple, section rectangulaire :**

Données  
 Classe structurale : S4  
 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  $M_{Ed} = M_u$

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

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\}$   
 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 :  $A_{s2} = 0$

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

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

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

NON

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 :  $s \leq 15\phi$ .

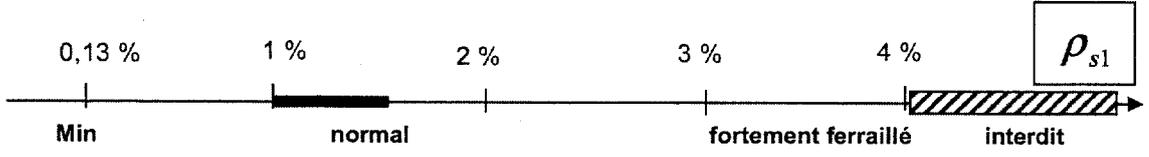
**9.2.1.2 (3)**

Sections minimale et maximale d'armatures longitudinales tendues :  
 Clause 9.2.1.1  
 $A_{s1} > A_{s,min} = \max\left[0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d ; 0,0013 b_w d\right]$   
 $A_{s1} < 0,04 A_c$  avec  $A_c$  aire de la section droite de béton

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.



Données : Classe structurale : **S4**

Environnement : Classe d'exposition **X..**

Béton C../..;  $f_{ck}$  (MPa)  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

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

$d$  ;  $z$  inconnu  $\Rightarrow z = 0,9d$

$b_w$  plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue

$v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right]$   $v_1 f_{cd}$

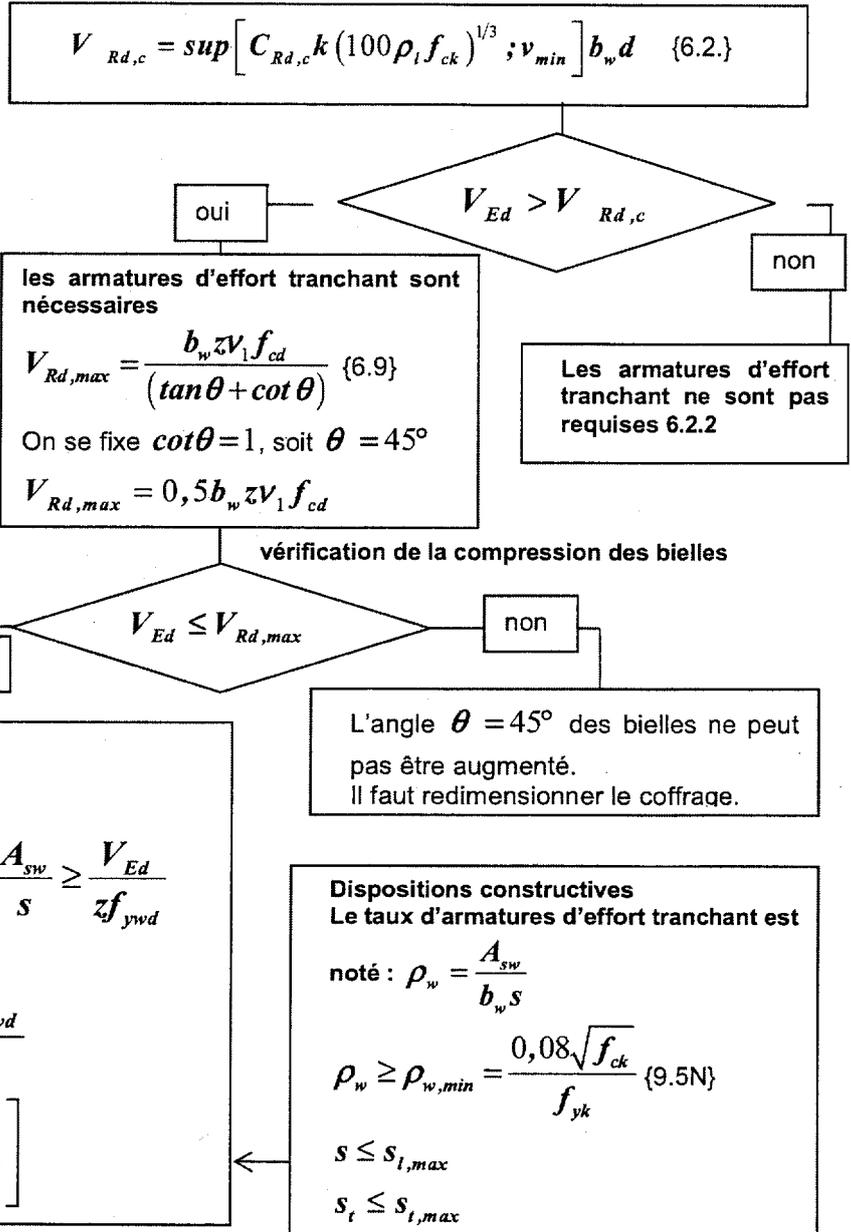
Acier B500 classe B  $f_{yk} = 500$  MPa

$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435$  MPa

$p_u = 1,35g + 1,5q$  kN / m

Effort tranchant de calcul  $V_{Ed}$

**Organigramme simplifié de calcul des armatures d'effort tranchant en flexion simple :**



La résistance des bielles est surabondante

$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$  {6.8}

On se fixe  $\cot \theta = 1$  :  $V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd}}$

Choix de la section d'acier  $A_{sw}$  ;

Calcul des espacements avec :  $s \leq \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}}$

$s \leq \min \left[ \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}} ; \frac{A_{sw}}{b_w \rho_{w,min}} ; s_{l,max} \right]$

L'angle  $\theta = 45^\circ$  des bielles ne peut pas être augmenté. Il faut redimensionner le coffrage.

**Dispositions constructives**  
Le taux d'armatures d'effort tranchant est

noté :  $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$

$\rho_w \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$  {9.5N}

$s \leq s_{l,max}$

$s_t \leq s_{t,max}$

$s_{l,max}$  : Espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant

si  $h > 250mm$  alors  $s_{l,max} = 0,75d$  sinon  $s_{l,max} = 0,90d$

$s_{t,max}$  : Espacement transversal maximal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles.

si  $h > 250mm$  alors  $s_{t,max} = \inf(0,75d, 600mm)$  sinon  $s_{t,max} = 0,90d$

$k = \min \left[ 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} ; 2 \right]$  ;  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$  ; Pourcentage  $\rho_l$  d'acier longitudinal de flexion :  $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$

$A_{sl}$  : aire de la section des armatures tendues, prolongée d'une longueur supérieure à  $d + l_{ba}$  au-delà de la section considérée. ( $l_{ba}$  étant la longueur d'ancrage de calcul)

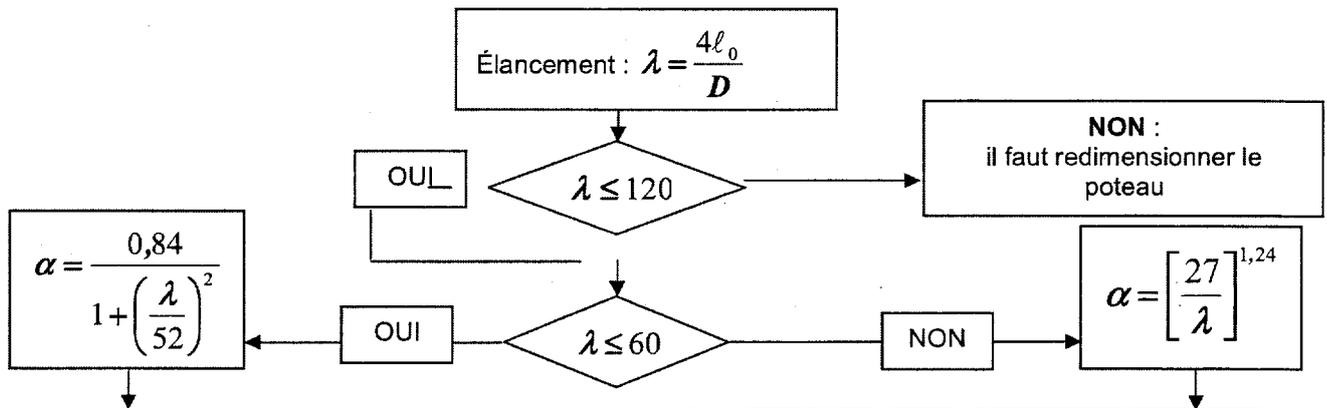
$v_{min} = \frac{0,34}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$  pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale sous le cas de charge considéré.

$v_{min} = \frac{0,053}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$  poutres et dalles autres que celles ci-dessus

## ORGANIGRAMME POTEAUX CIRCULAIRES

- 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  $A_c = \frac{\pi D^2}{4}$ , D en mètres
  - Enrobage relatif  $\delta = \frac{d'}{D}$  avec  $d' = c_{nom} + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$
  - Classe du béton C ... donnant  $f_{ck}$  et  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$  (âge du béton > 28 jours)
  - Acier B500 donnant  $f_{yk} = 500$  MPa et  $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 434,8$  MPa
  - Longueur efficace (ou de flambement) notée =  $\ell_0$  = longueur libre du poteau notée  $l$

Si  $d'$  est inconnu, prendre :  
40 mm pour XC1  
55 mm pour XC4



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

avec  $\rho = \frac{A_s}{A_c}$  et si  $D < 0,600$  m alors  $k_h = [0,7 + 0,5D^{[m]}][1 - 8\rho\delta]$  sinon  $k_h = 1$

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

$$\left(8 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}\right) A_s^2 - (f_{yd} - 8\delta f_{cd}) A_s + \left(\frac{N_{Ed}}{K} - A_c f_{cd}\right) = 0 \quad \text{avec} \quad K = \alpha(0,7 + 0,5D^{[m]}) \quad \text{avec} \quad D \text{ en m}$$

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

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

$A_c$  = 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  $A_{s,max} = 0,04A_c$  dans les zones de recouvrement  $A_{s,max} = 0,08A_c$

### Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \phi_{l,max} / 4]$$

$$\text{espacement: } s_{cl,t} \leq s_{cl,t,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\phi_{l,min} ; D]$$

$\phi_{l,min}$  = diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante

$D$  = diamètre du poteau

Les armatures transversales doivent maintenir toutes les barres prises en compte dans les calculs de résistance.

## Calcul des semelles filantes et rectangulaires sous 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).

### Expression du moment réglementaire

<p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p><b>semelle filante</b></p> <p>L'Eurocode NF EN 1992-1-1 propose de calculer le moment dans une section située à <math>0,35b</math> de l'axe du voile, en prenant en compte que les charges du sol sur la semelle. Pour une semelle filante sous chargement centré et pour un tronçon de 1 m de longueur le moment a pour expression:</p> $M_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{8b'} [b' - 0,7b]^2$
<p style="text-align: center;">section de calcul</p>	<p><b>Semelle rectangulaire</b></p> $M_{Edx} = \frac{N_{Ed}}{2b'} \left[ \frac{b'}{2} - 0,35b \right]^2 = \frac{N_{Ed} [b' - 0,7b]^2}{8b'}$ $M_{Edy} = \frac{N_{Ed}}{2c'} \left[ \frac{c'}{2} - 0,35c \right]^2 = \frac{N_{Ed} [c' - 0,7c]^2}{8c'}$

## Aciers en barres

Diametre	Poids	Perimetre	Section pour N barres en cm									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
mm	kg/m	cm										
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