

CORRIGE

Ces éléments de correction n'ont qu'une valeur indicative. Ils ne peuvent en aucun cas engager la responsabilité des autorités académiques, chaque jury est souverain.

Brevet de technicien supérieur Bâtiment

Session 2008

Épreuve U4 : ÉTUDE DES CONSTRUCTIONS

Sous - Epreuve : U. 41

ELABORATION D'UNE NOTE DE CALCUL DE STRUCTURES

Durée : 4 h

Coefficient : 2

CORRIGE

ETUDE A

A1 calcul de g et q sur une panne :

Largeur reprise par une panne : 2,850 m

Charges permanentes g :

Poids propre d'une panne	$0,212 \times 0,088 \times 6$	0,112 kN /m
Membrane PVC	$2,85 \times 0,06$	0,171 kN /m
isolant	$2,85 \times 0,03$	0,0855 kN /m
Bac acier	$2,85 \times 0,06$	0,171 kN /m
Complexe acoustique	$2,85 \times 0,15$	0,4275 kN /m
BA 13	$2 \times 2,85 \times 0,12$	0,684 kN /m
TOTAL		$g = 1,651 \text{ kN /m}$

Soit $g = 1,66 \text{ kN/m}$

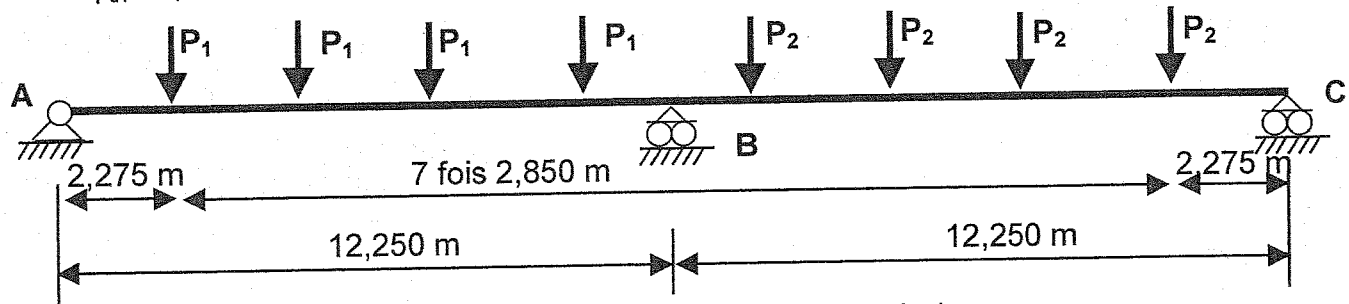
q	$2,85 \times 0,8$	2,28 kN /m
neige	$2,85 \times 0,45$	1,283 kN /m

A2 schéma mécanique sur la poutre LC :

calcul de pu sur une panne :

$$p_{u2} = 1,35 \times 1,66 + 1,5 \times 1,29 = 4,2 \text{ kN/m coté salle de danse (valeurs arrondies)}$$

$$p_{u1} = 1,35 \times 1,31 + 1,5 \times 1,29 = 3,7 \text{ kN/m coté salle de danse (valeurs arrondies)}$$



Charge ramenée par 2 pannes : $P_2 = 3,6 \times 4,2 = 15,2 \text{ kN}$ pour le coté salle de danse.

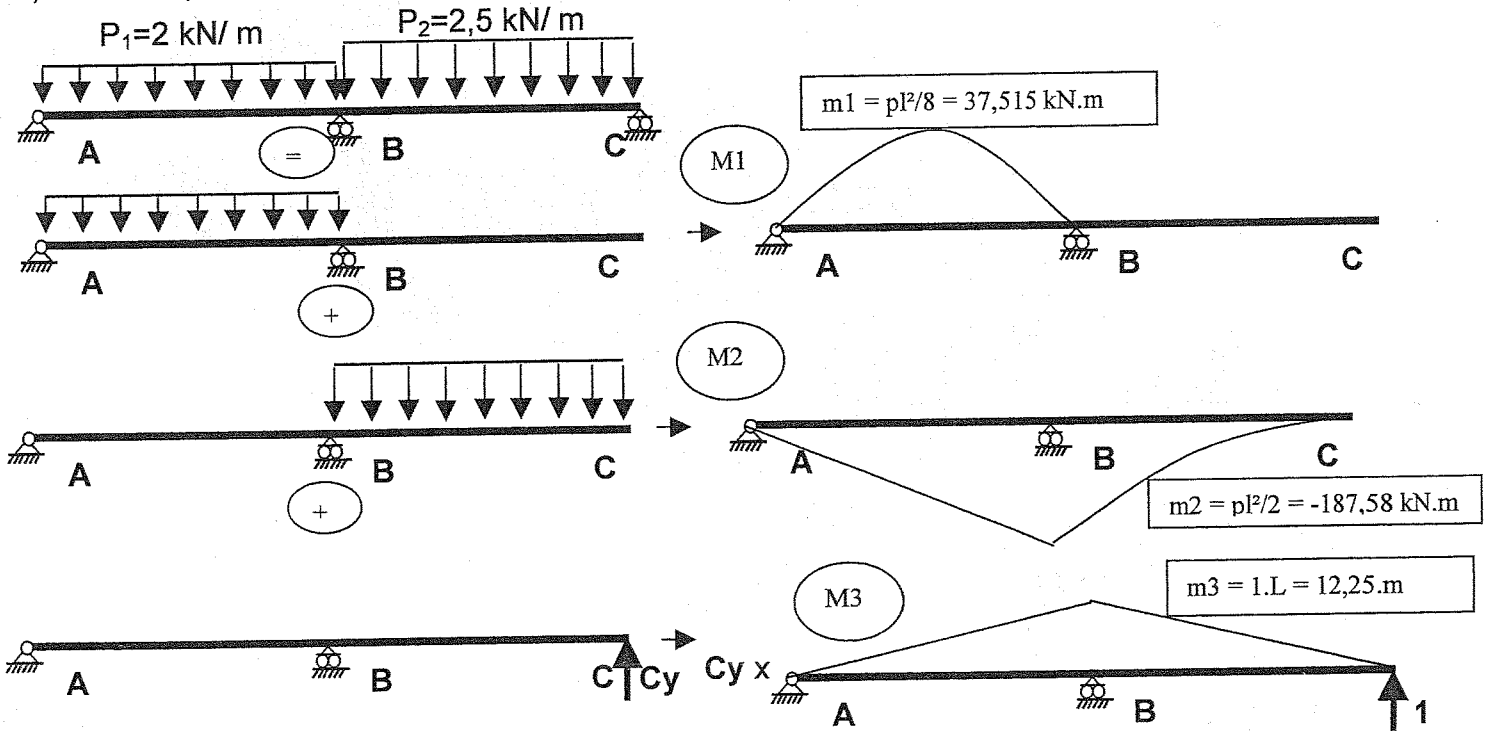
Charge ramenée par 2 pannes : $P_1 = 3,6 \times 3,7 = 13,3 \text{ kN}$ pour le coté salle arts martiaux.

Poids propre de la poutre LC4 : charge uniformément répartie : $0,717 \cdot 0,103 \cdot 6 = 0,45 \text{ kN/m}$ soit $1,35g = 0,6 \text{ kN/m}$

A31 Actions aux appuis A, B et C :

Commentaire : les charges données correspondent aux actions permanentes.

a) Traitement par une méthode énergétique :



$$0 = C_y \cdot \int M_3 \cdot M_3 \cdot dx + \int M_1 \cdot M_3 \cdot dx + \int M_2 \cdot M_3 \cdot dx$$

Soit

$$0 = C_y \cdot \frac{1}{3} \cdot 12,25 \cdot 12,25 \cdot 24,5 + \frac{1}{3} \cdot 12,25 \cdot 37,515 \cdot 12,25 + \frac{1}{3} \cdot 12,25 \cdot (-187,58) \cdot 12,25 + \frac{1}{4} \cdot 12,25 \cdot (-187,58) \cdot 12,25$$

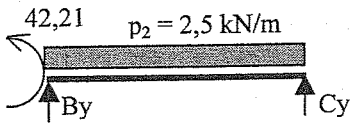
Soit : $1225,51 \cdot C_y = -1876,56 + 9382,9 + 7037,18$

$C_y = 11,87 \text{ kN}$

b) Par la méthode des 3 moments :

$$M_B = -\frac{p_1 L_1^3 + p_2 L_2^3}{8(L_1 + L_2)} \text{ soit } M_B = -\frac{(2+2,5) \times 12,25^3}{8 \times 2 \times 12,25} = -\frac{4,5 \times 12,25^2}{16} = -42,21 \text{ kN.m}$$

En isolant la travée 2, on obtient :



Soit, somme des moments en B : $42,21 + 12,25.Cy - 2,5.12,25^2/2 = 0$

Soit $Cy = 11,87 \text{ kN}$

On en déduit que (PFS) :

$Ay = 8,8 \text{ kN}$
 $By = 34,5 \text{ kN}$
 $Cy = 11,8 \text{ kN}$

A32 : voir page 4.

A41 vérification du moment

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_h \times f_{m,d}} \leq 1 \text{ et } \sigma_{m,d} = \frac{M_f}{\frac{I}{v}} = \frac{M_f}{W}$$

$I/v = bh^2/6 = (0,103 \times 0,717^2)/6 = 8,83.10^{-3} \text{ m}^3$

$\sigma_{m,d} = 0,043/0,00883 = 4,9 \text{ MPa}$

$f_{m,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9.24/1,25 = 17,28 \text{ MPa}$

$\frac{\sigma_{m,d}}{k_h \times f_{m,d}} = \frac{4,9}{1 \times 17,28} = 0,29 < 1 \text{ OK}$

Commentaire : cette vérification aurait dû être effectuée à l'ELU pour la combinaison déterminante soit : 1,35 g + 1,5 s ; le moment est alors voisin de 105 mkN

A42 vérification de l'effort tranchant

$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{V}{A} = 3/2 \cdot 0,02/(0,103 \cdot 0,717) = 0,41 \text{ MPa}$

$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot 2,7 / 1,25 = 1,94 \text{ MPa}$

$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \text{ soit } \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,41}{1,94} = 0,21 < 1 \text{ OK}$

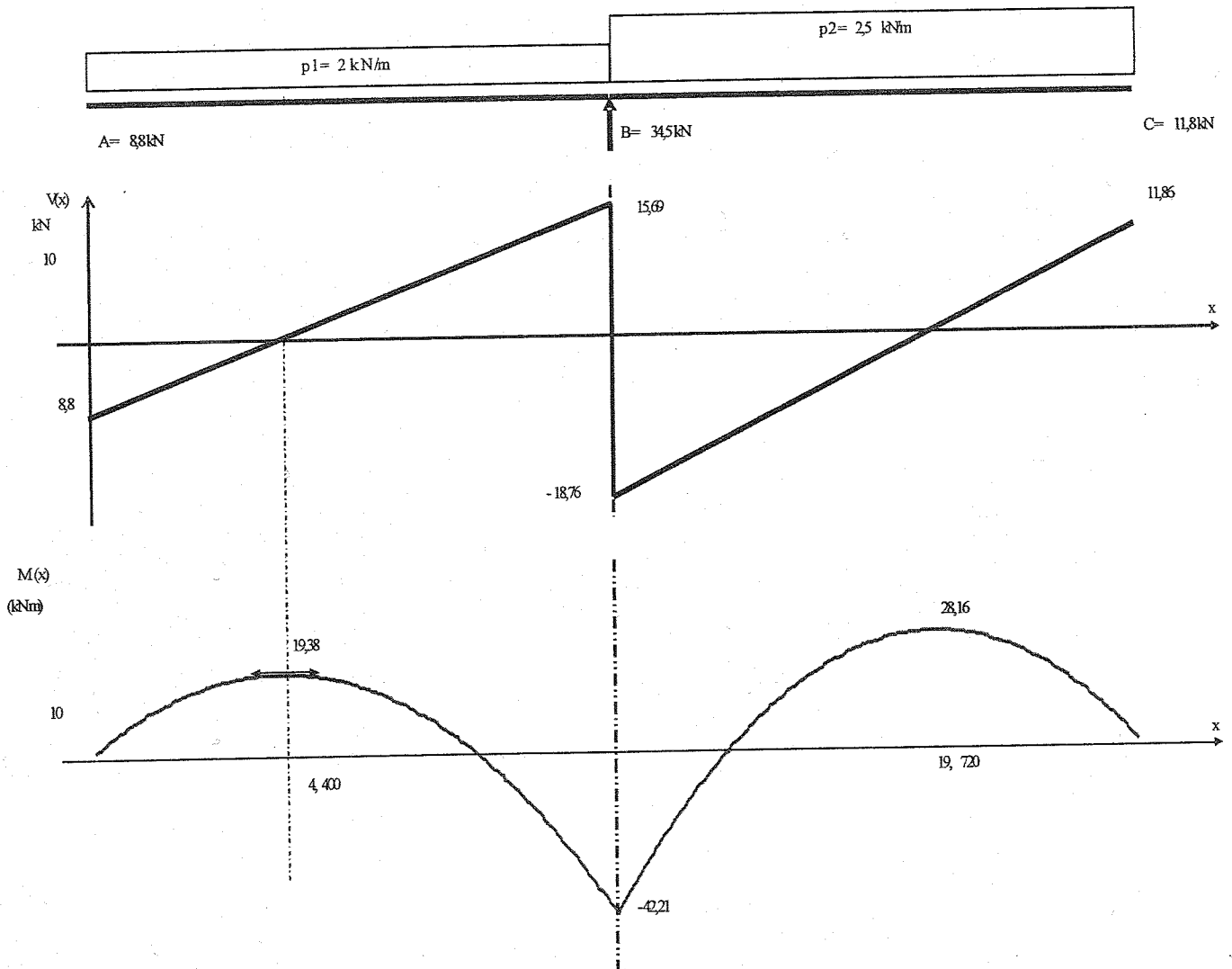
Commentaire : cette vérification aurait dû être effectuée à l'ELU pour la combinaison déterminante soit : 1,35 g + 1,5 s ; l'effort tranchant est alors voisin de 45 kN

A51 flèche

$U_{net,fin} = U_g \cdot (1 + k_{def}) + U_s = 4,45.10^{-3} (1 + 0,6) + 2,63.10^{-3} = 9,75.10^{-3} \text{ m} = 9,75 \text{ mm}$

A52 vérification

$L/250 = 49 \text{ mm} > 9,75 \text{ mm}$, donc OK



ETUDE B

B1 calcul de g et q sur la poutre :

Largeur de dalle reprise par la poutre : 6,175 m

Charges permanentes g :

Poids propre dalle	6,175 x 0,21 x 25	32,42 kN / m
Revêtement	6,175 x 0,06	0,37 kN / m
Isolant en sous face	6,175 x 0,05	0,31 kN / m
Poids propre retombée poutre	0,4 x 0,3 x 25	3 kN / m
TOTAL		g = 36,1 kN / m

Soit $g = 36,1$ kN/m

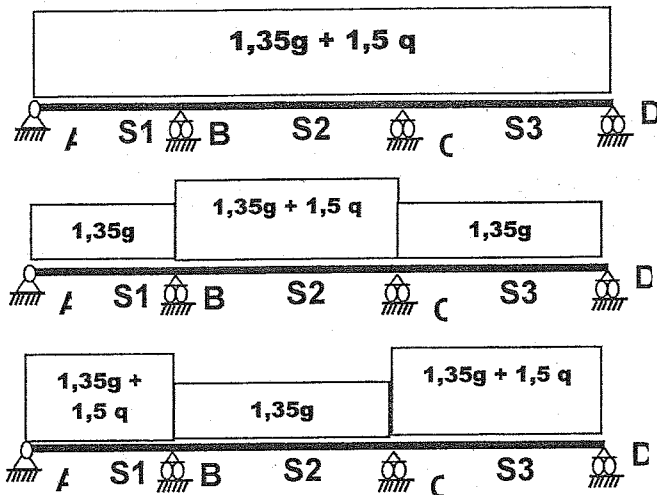
Charges d'exploitation $q = 6,175 \times 5 = 30,88$ kN / m

D'où $pu = 1,35g + 1,5q = 1,35 \times 36,1 + 1,5 \times 30,88 = 95,06$ kN/m

$1,35g = 1,35 \times 36,1 = 48,74$ kN/m

B2 : méthode de Caquot (travées consécutives de portées trop différentes)

B3 : les 3 cas de charges à étudier



Moments maxis aux appuis

Moment max en travée S2

Moment max en travées S1 et S3

B41 : Muc :
$$M_{uc} = -\frac{96 \times [(0,8 \times 6,9)^3 + 6,05^3]}{8,5 \times [0,8 \times 6,9 + 6,050]} = -380,30 \text{ kN.m}$$

B42 : section d'aciers :

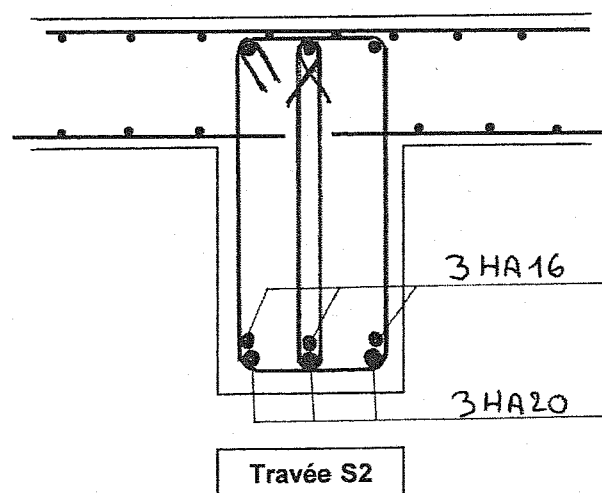
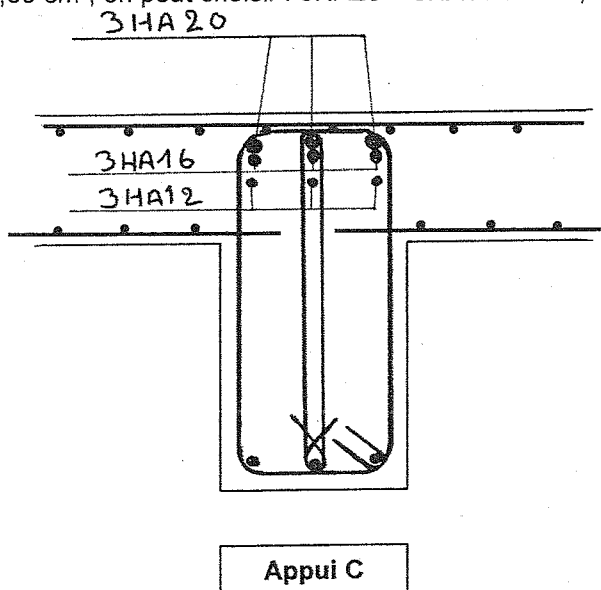
$\mu = 0,248 < 0,3$ donc pivot B sans aciers comprimés

$A_c = 18,67 \text{ cm}^2$ (appui C)

B43 : Choix des aciers

$A_c = 18,67 \text{ cm}^2$, on peut choisir : 3HA20 + 3HA16 + 3HA12 soit 18,84 cm^2 ou 6 HA20

$A_{S2} = 15,35 \text{ cm}^2$, on peut choisir : 3HA20 + 3HA16 soit 15,45 cm^2 ou 5 HA20



ETUDE C

C1 sections mini et maxi dans le poteau :

$N_u = 700 \text{ kN}$

Section minimale : $\max(4 \text{ cm}^2/\text{m de parement}, 0,2\% \text{ de } B) = 4,80 \text{ cm}^2$

Section maximale : $5\% \text{ de } B = 45 \text{ cm}^2$

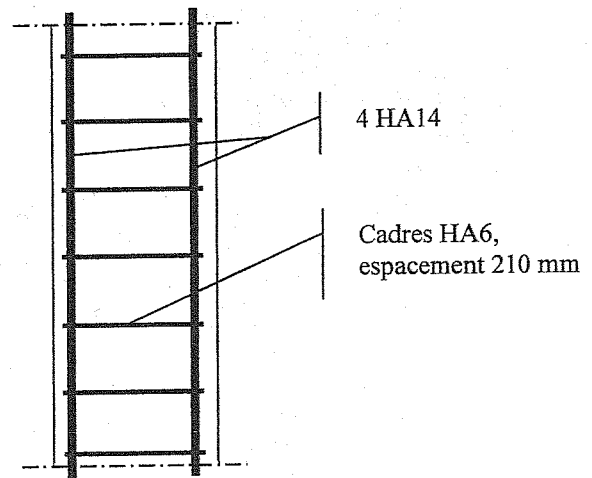
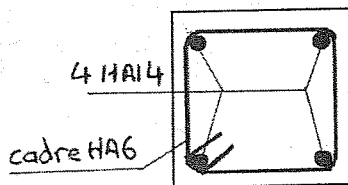
C2 section d'aciers

$f_{c,j}$	=	30,00	MPa
longueur de flamb. l_f	=	3,6	m
section du poteau B	=	0,09	m^2
section réduite B_r	=	0,0784	m^2
périmètre	=	1,2	m
Calcul de l'élançement λ	=	41,6	
calcul de α	=	0,66	
coefficient sur α	=	1,1	1 ou 1,1 ou 1,2 selon application de la charge
Armatures théoriques $A_{théo}$	=	+ 0,000401	m^2 soit : 4,01 cm^2
Armatures minimales A_{min}	=	4,80	cm^2

OK, on peut calculer

Calcul des armatures : on passe en section minimale, soit **4,80 cm^2** d'aciers soit 4 HA14

C3 :



Armatures transversales : HA6 espacées au maximum de $15 \cdot \phi$ ($15 \times 14 = 210 \text{ mm}$), 400 mm , $a+100 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$
Donc cadres HA6 espacés de 210 mm.

ETUDE D

D1 section de la semelle carrée :

Section $(a')^2 > N/q$ soit $(a')^2 > 0,7/0,23 = 3,04 \text{ m}^2$, d'où $a' > 1,75 \text{ m}$

D'où une semelle de $1,750 \times 1,750$

Bras de levier $d > (a'-a)/4$ soit $d > 0,370 \text{ m}$ (0,3625), en prenant un enrobage de 5 cm, on peut prendre $h = 45 \text{ cm}$

Soit une semelle de **1,750 x 1,750 x 0,450**

D2 Soit une semelle de **1,800 x 1,800 x 0,500**

Armatures de la semelle choix $d = 500 - (50 + 30) = 420 \text{ mm}$ (hypothèse diamètre $\phi \leq 20 \text{ mm}$)

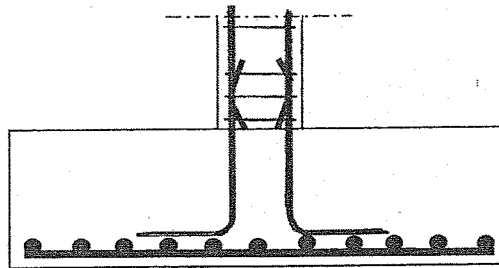
$$A = \frac{N_u (a' - a)}{8d (f_e / \gamma_s)} = \frac{0,7 \times (1,8 - 0,3)}{8 \times 0,42 \times 434,8} = 0,000719 \text{ m}^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, cette section est augmentée de 10% (voir DTU)

Soit $A = 7,19 \times 1,1 = 7,91 \text{ cm}^2$

On peut choisir 11 HA10 ($8,64 \text{ cm}^2$) (espacement 160 mm) dans les 2 sens $l_s = 39 \phi = 390 \text{ mm}$; $l_s \leq a'/4 = 450 \Rightarrow$ pas de crochets aux extrémités

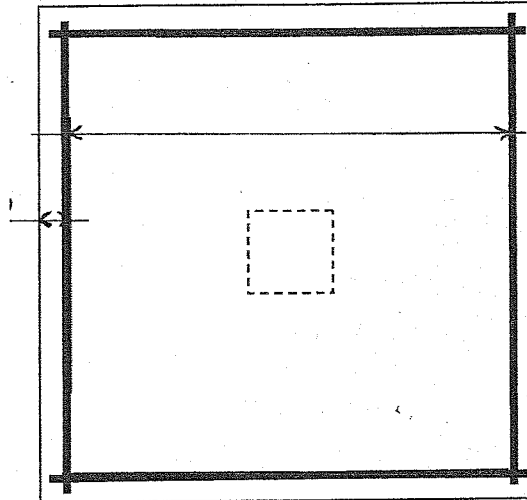
Elévation de la
semelle du
poteau P2



11 HA 10 $s = 160$ mm

100 mm

Section
transversale du
poteau P2 et vue
en plan de la
semelle.



CORRIGE