Brevet de technicien supérieur Bâtiment

Session 2013

Epreuve E4 : ETUDE TECHNIQUE

Sous - Epreuve : E. 41

DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION D'OUVRAGE

Durée : 4 h **Coefficient : 2**

CORRIGE

PARTIE A : CONCEPTION GENERALE DU PROJET

A1 : Contreventement général de la terrasse ombragée :

A1.1 En examinant la liaison poteau métallique sur poteau béton, définir et justifier le type de liaison.

La liaison est réalisée par :

- 4 tiges d'ancrage de diamètre 30 mm,
- des goussets métalliques,
- des bêches noyées dans le poteau béton,

Aucun mouvement n'est possible entre le poteau métallique et le poteau béton, la liaison peut être assimilée à un encastrement.

A1.2 Donner la fonction des éléments T12 et T13. (voir DT1 et DT2)

Les fermes s'appuient les unes aux autres par l'intermédiaire des pannes, jusqu'à la palée de stabilité assurée par les fermes 12-13-14 qui sont contreventées par les tirants T12 et T13.

A2 : Justification de la trame utilisée (entraxe poteaux et pannes):

A2.1** : **Effet de la neige sur une panne

A2.1-1 : Calcul de g et de s :

Largeur d'influence reprise par une panne : 2,60 m

Charges permanentes ***g*** :

Poids propre d'une panne	0,138 x 0,150 x 5	0,1035 kN /m
Volige	2,60 x 0,1	0,26 kN /m
Etanchéité	2,60 x 0,15	0,39 kN /m
Ossature bambou et feuilles de palmier	2,60 x 0,08	0,208 kN /m
TOTAL	g =	**0,9615 kN /m**

Charge climatique de neige ***s*** :

neige	2,60 x 0,36	**0,936 kN /m**

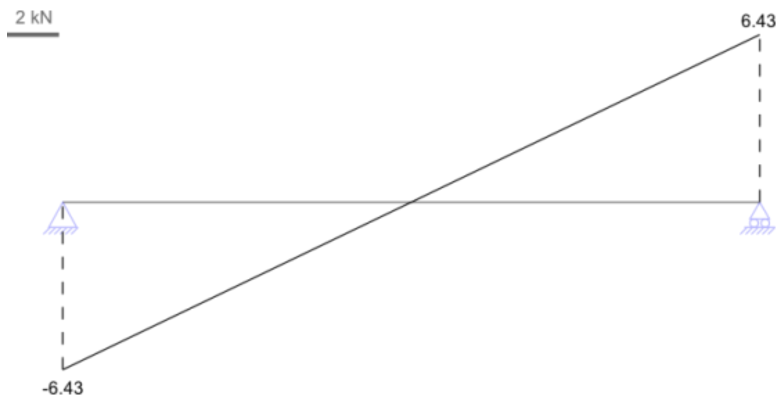
A2.1-2 : -Calculer la charge p_u :

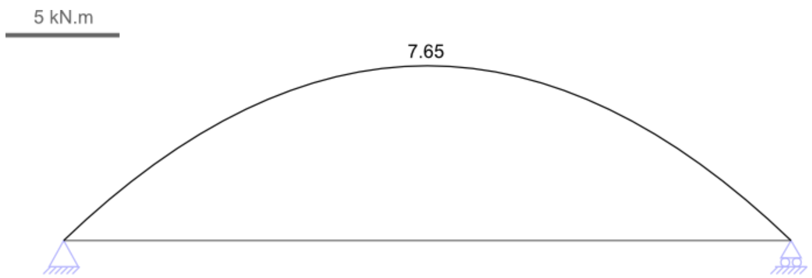
$p_u = 1,35 \times g + 1,5 \times s = 1,35 \times 0,9615 + 1,5 \times 0,936 =$ **2,702 kN / m**

A2.1-3 : -Calculer le moment et l'effort tranchant maximum :

$$M_{Ed\ (x = 4,76 / 2)} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{2,702 \times 4,76^2}{8} = 7,65 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed\ (x = 0)} = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{-2,702 \times 4,76}{2} = -6,43 \text{ kN}$$





A2.2 : **Effet du vent sur une panne :**

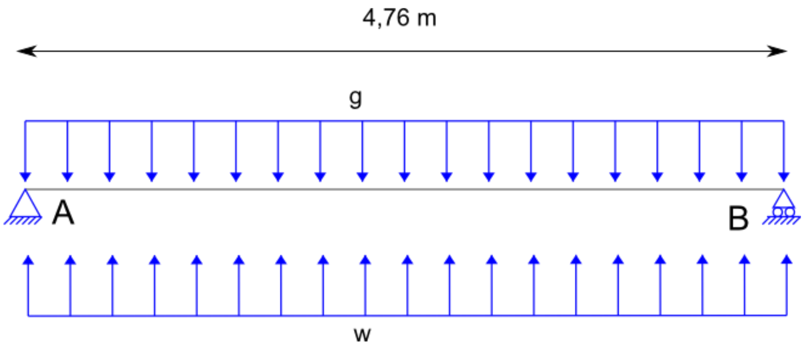
A2.2-1 : Calculer la charge climatique du vent w en kN/m reprise par une panne,

vent	2,60 x 1,20	**3,12 kN /m**

A2.2-2 : Calculer la charge p_u reprise par la panne,

p_u = 1,00 × g - 1,5 × w = 1,00 × 0,96 - 1,5 × 3,12 = **- 3,72 kN / m**

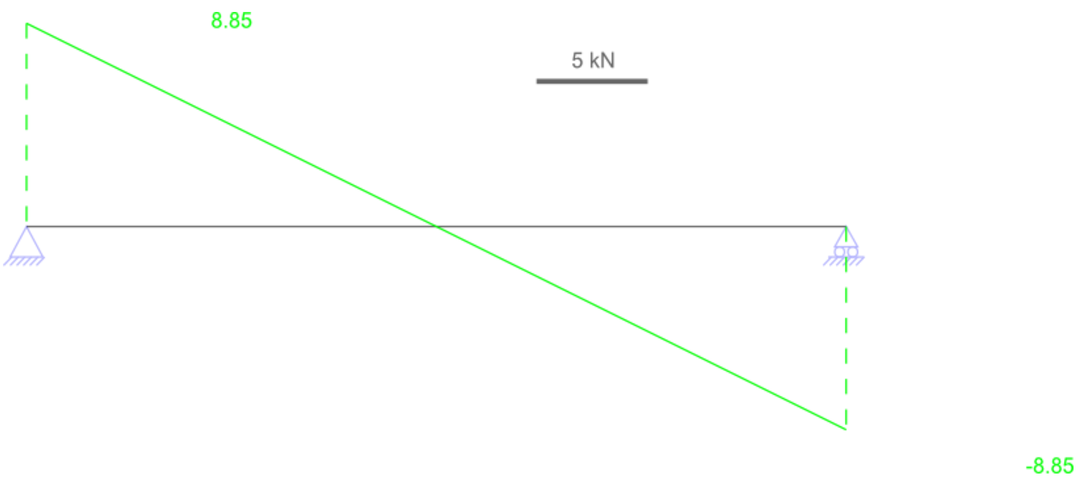
A2.2-3 : Représenter le schéma mécanique d'une panne,

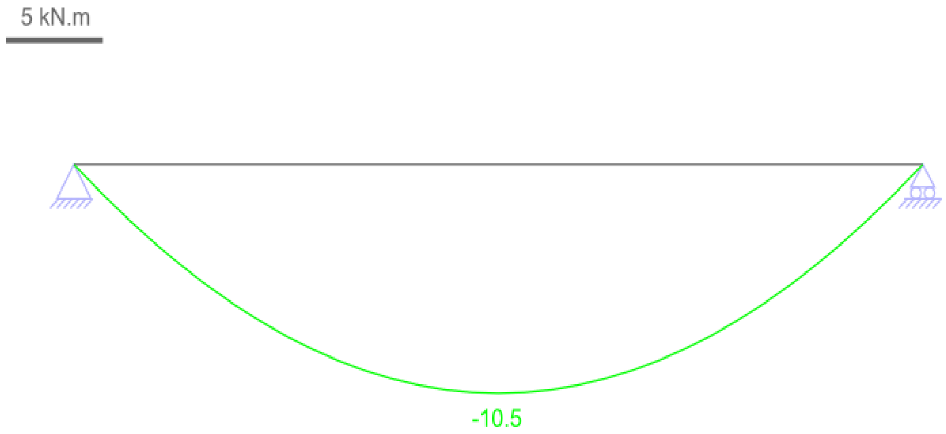


A2.2-4 : Calculer le moment et l'effort tranchant maximum que doit reprendre la panne.

$$M_{Ed\ (x = 4,76\ /\ 2)} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{-3,72 \times 4,76^2}{8} = -\ 10,53\ \text{kNm}$$

$$V_{Ed\ (x = 0)} = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{3,72 \times 4,76}{2} = 8,85\ \text{kN}$$





A2.3 : **Dimensionnement de la panne :**

A2.3-1 : Vérifier le critère de résistance vis-à-vis de la contrainte normale de flexion.

Critère de résistance d'une section (contraintes normales) :

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Résistance de calcul à la flexion du bois :

$$f_{m,z,d} = k_h \times k_{mod} \times \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_M}$$

Contrainte normale de flexion :

$$\sigma_{m,z,d} = \left| \frac{M_{fz}}{\frac{I_{Gz}}{v}} \right| = \left| \frac{M_{fz}}{W} \right|$$

$$\frac{I}{v} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{0{,}138 \times 0{,}150^2}{6} = 5{,}175 \times 10^{-4}\ \mathrm{m}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{11 \times 10^3}{5{,}175 \times 10^{-4}} = 21{,}26\ \mathrm{MPa}$$

Coefficient k_{mod} : *-classe de service : 3*
-classe de durée de charge : instantanée (vent)
Soit $k_{mod} = 0{,}90$

Coefficient k_h : *- h < 600 soit* $k_h = \min[1{,}1 ; (600/150)^{0,1}] = \min[1{,}1 ; 1{,}15] = 1{,}1$

Coefficient γ_M : *- à ELU pour du Lamellé collé : 1,25*

Résistance caractéristique à la flexion du bois : $f_{m,z,k}$ = *28 MPa*

Résistance de calcul à la flexion du bois :

$$f_{m,z,d} = k_h \times k_{mod} \times \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_M} = 1{,}1 \times 0{,}90 \times 28 / 1{,}25 = 22{,}18\ \mathrm{MPa}$$

Vérification :

$$\frac{\boldsymbol{\sigma_{m,z,d}}}{\boldsymbol{f_{m,z,d}}} = \frac{21{,}26}{22{,}18} = 0{,}96 < 1\ \ OK\ on\ passe$$

A2.3-2 : Vérifier le critère de résistance vis-à-vis de la contrainte tangentielle de cisaillement.

Critère de cisaillement d'une section au cisaillement :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

Résistance caractéristique au cisaillement du bois :

$$f_{v,k} = 3{,}2 \text{ MPa}$$

Résistance de calcul au cisaillement du bois :

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0{,}90 \times \frac{3{,}2}{1{,}25} = 2{,}30 \text{ MPa}$$

Contrainte maxi de cisaillement engendrée par l'effort tranchant V_{Ed} :

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{V_{Ed}}{A} = \frac{3}{2} \times \frac{9 \times 10^{-3}}{0{,}138 \times 0{,}150} = 0{,}65 \text{ MPa}$$

Vérification :

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0{,}65}{2{,}30} = 0{,}28 \leq 1 \text{ OK on passe}$$

A2.3-3 : En déduire, que la trame utilisée entre les poteaux et les pannes est satisfaisante.

Les conditions de résistance à la flexion et au cisaillement sont vérifiées et il n'y a pas vérification de flèche à faire (voir CCTP), la trame utilisée est donc satisfaisante.

A2.3-4 : Sans calcul, donner au moins une solution pour que l'entraxe des poteaux passe de 4,76 m à 5,70 m.

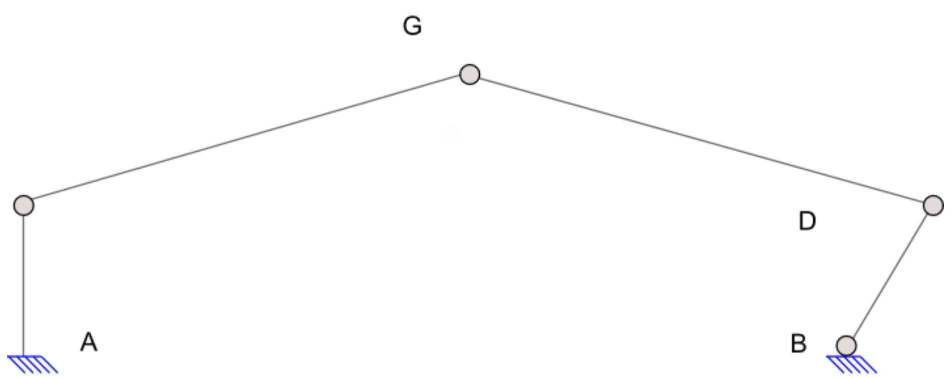
Solution 1 : on augmente la section des pannes,
Solution 2 : on garde la même section des pannes, mais on les rapproche,
Solution 3 : on augmente la résistance du bois,

PARTIE B : ETUDE MECANIQUE D'UNE FERME

<u>B1 : Etude de la ferme 14 sans les tirants T4, T2 et T6:</u>

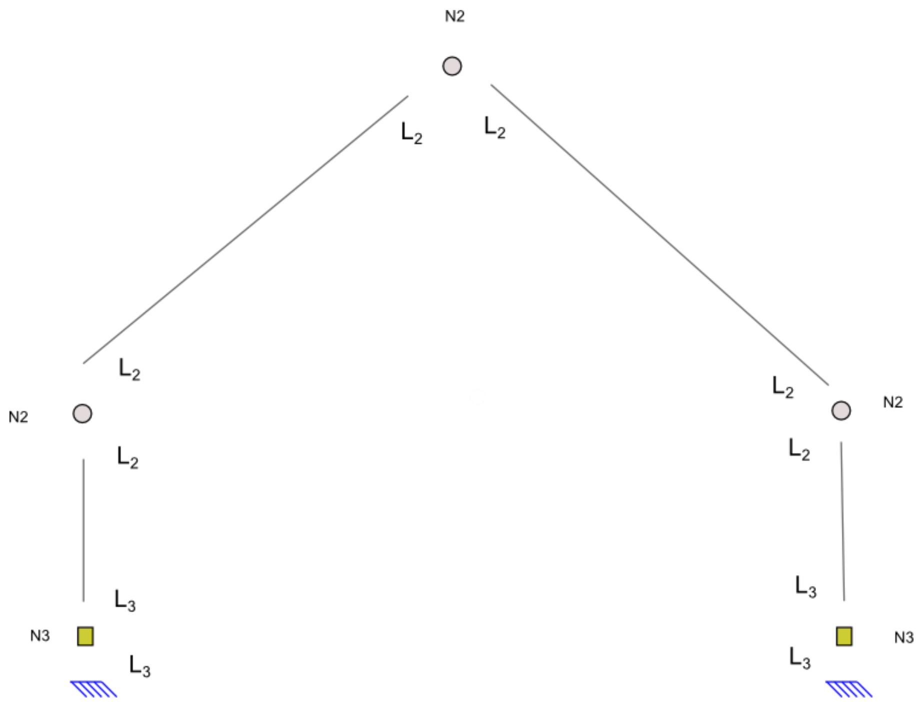
B1.1 : Justifier que la structure est isostatique.

<u>Première méthode :</u>



En remplaçant l'encastrement par une articulation, (on enlève une action mécanique de contact) la structure devient un mécanisme, elle était donc bien isostatique avec un encastrement.

Deuxième méthode :



Inconnues de liaisons : 4 × L3 + 6 × L2 = 24
Equilibre des nœuds : 2 × N3 + 3 × N2 + équilibre des barres : 4 × 3 = 24

24 – 24 = 0 le système est isostatique.

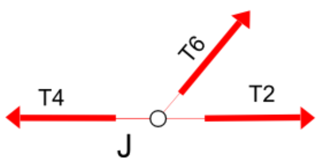
B1.2 : Déterminer les actions en C et D des poteaux métalliques sur les arbalétriers CG et GD.

Longueur de l'arbalétrier : $(7{,}105^{\wedge 2} + 3{,}60^{\wedge 2})^{\wedge 0{,}5} = 7{,}965$ m
Par symétrie ;
$Y_C = Y_D = (7{,}965 \times 0{,}5 \times 2 + 6{,}43 \times 2 + 12{,}86 \times 5) / 2 =$ **42,56 kN**
En écrivant que la somme des moments en G est égale à 0 et en isolant un demi-portique:
$X_C = [-42{,}56 \times 7{,}105 + 6{,}43 \times 7{,}105 + 12{,}86 \times 5{,}2 + 12{,}86 \times 2{,}6 + 0{,}5 \times 7{,}965 \times 7{,}105 / 2] / 3{,}60 =$ **39,5 kN**
Et par symétrie : X_D = = **-39,5 kN**

B2 : Etude de la ferme 14 avec les tirants T4, T2 et T6:

B2.1 : Dans la solution adoptée, on a placé deux tirants T6 supplémentaires en JG et GK

B2.1-1 : En isolant le nœud J, et en négligeant le poids propre des tirants, démontrer que l'on trouve un effort nul dans le tirant T6,



En projetant les efforts sur l'axe vertical y on trouve directement que T6 = 0

B2.1.2 : Donner une raison pour laquelle le BET a mis en place ces deux tirants T6.

Ils servent à reprendre le poids propre des Tirants.
Ils peuvent aussi servir à suspendre de la décoration ou un système d'éclairage aux points J et K.

B2.2 : En supposant que l'effort à reprendre dans le tirant (composé de : T4 - T2 - T4) est de 39,5 kN, calculer la longueur ℓ_0 initiale du tirant pour que sous l'effet d'un effort de 39,5 kN celui-ci s'allonge jusqu' à avoir une longueur finale de ℓ = 14,21 m.

$$\textbf{on a :}\ \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{A}} = \mathbf{E} \times \frac{\boldsymbol{\ell} - \boldsymbol{\ell}_\mathbf{o}}{\boldsymbol{\ell}_\mathbf{o}}$$

Avec :

F = 0,0395 MN
ℓ_o = à déterminer
ℓ = 14,21 m
E = 210 000 MPa

$$A_{tirant} = \frac{\pi \times {D_{ext}}^2}{4} - \frac{\pi \times {D_{int}}^2}{4} = \frac{\pi \times 42^2}{4} - \frac{\pi \times 38^2}{4} = 254{,}33\ mm^2$$

$$\boldsymbol{\ell}_\mathbf{o} \times \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{A}} = \mathbf{E} \times (\boldsymbol{\ell} - \boldsymbol{\ell}_\mathbf{o}) \quad \textit{soit :} \quad \boldsymbol{\ell}_\mathbf{o} \times \left(\frac{\mathbf{F}}{\mathbf{A}} + \mathbf{E}\right) = \mathbf{E} \times \boldsymbol{\ell}$$

$$\ell_o = \frac{1}{\left(\frac{F}{A} + E\right)} \times E \times \ell = \frac{1}{\left(\frac{0{,}0395}{254{,}33 \times 10^{-6}} + 210\,000\right)} \times 210\,000 \times 14{,}21 = 14{,}20\ m$$

Remarque : ce raccourcissement pourra être réalisé sur le chantier par un tendeur à vis.

<u>B3 : Exploitation d'une note de calcul:</u>

B3.1 : Donner la nature de la sollicitation le long de l'arbalétrier CG.

Flexion composée car M_{fz} et N non nuls.

B3.2 : -Repérer les sections critiques dans l'arbalétrier, où une vérification des contraintes s'impose,

Il y a trois sections critiques :

La vérification doit se faire en flexion composée en E et F :
en E avec N = -51,1 kN et M_{fz} = 29,7 kNm
en F avec N = -44,6 kN et M_{fz} = 33,4 kNm

La vérification doit se faire en compression simple en C :
en C avec N = -51,6 kN

B3.3 : Vérifier les contraintes normales dans la section en F.

On doit vérifier : $\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \times \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0{,}7 \times \frac{26{,}5}{1{,}25} = 14{,}84\ MPa$$

k_h : h < 600 soit k_h = min[1,1 ; $(600 / 523)^{0,1}$] = min[1,1 ; 1,01] = 1,01

$$f_{m,z,d} = k_h \times k_{mod} \times \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_M} = 1{,}01 \times 0{,}7 \times \frac{28}{1{,}25}$$
$$= 15{,}84\ MPa$$

Vérification en F :

Calcul de la section et l'inertie propre de l'arbalétrier :

S = 0,138 × 0,523 = 0,072174 m²

$$\mathrm{I} = \frac{\mathrm{b} \times \mathrm{h}^3}{12} = \frac{0{,}138 \times 0{,}523^3}{12} = 0{,}00164514\ \mathrm{m}^4$$

$$\sigma_{\mathrm{c,0,d}} = \frac{\mathrm{N_x}}{\mathrm{A}} = \frac{0{,}0446}{0{,}072174} = 0{,}618\ \mathrm{MPa}$$

$$\frac{I_{Gz}}{v} = \frac{0{,}00164514}{\frac{0{,}523}{2}} = 6{,}29 \times 10^{-3}\ m^3$$

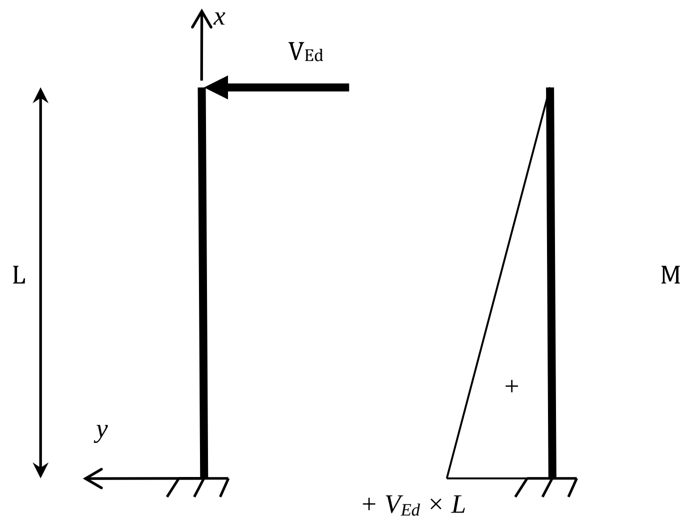
$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{fz}}{\frac{I_{Gz}}{v}} = \frac{0{,}0334}{6{,}29 \times 10^{-3}} = 5{,}30\,\mathrm{MPa}$$

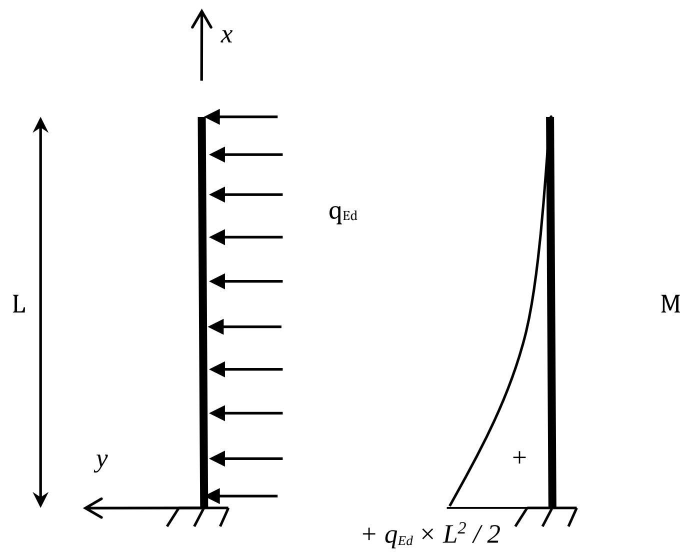
$$\left(\frac{0{,}618}{14{,}84}\right)^2 + \frac{5{,}30}{15{,}84} = 0{,}33 \leq 1 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

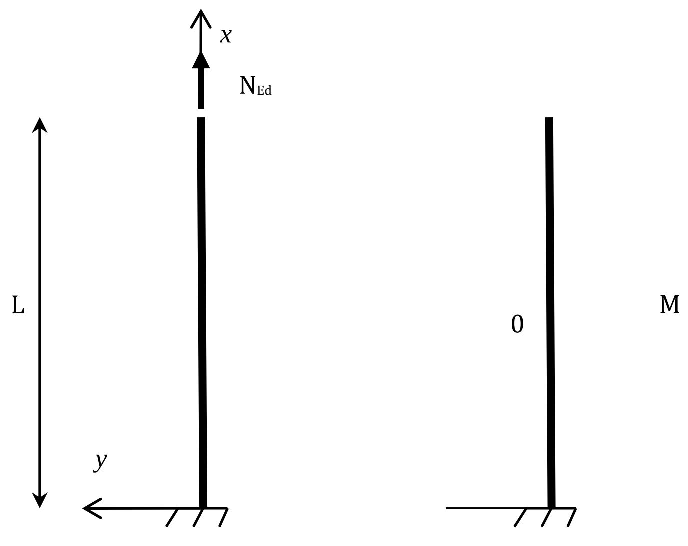
B4 : Etude des poteaux métalliques

B4.1 : Représenter :

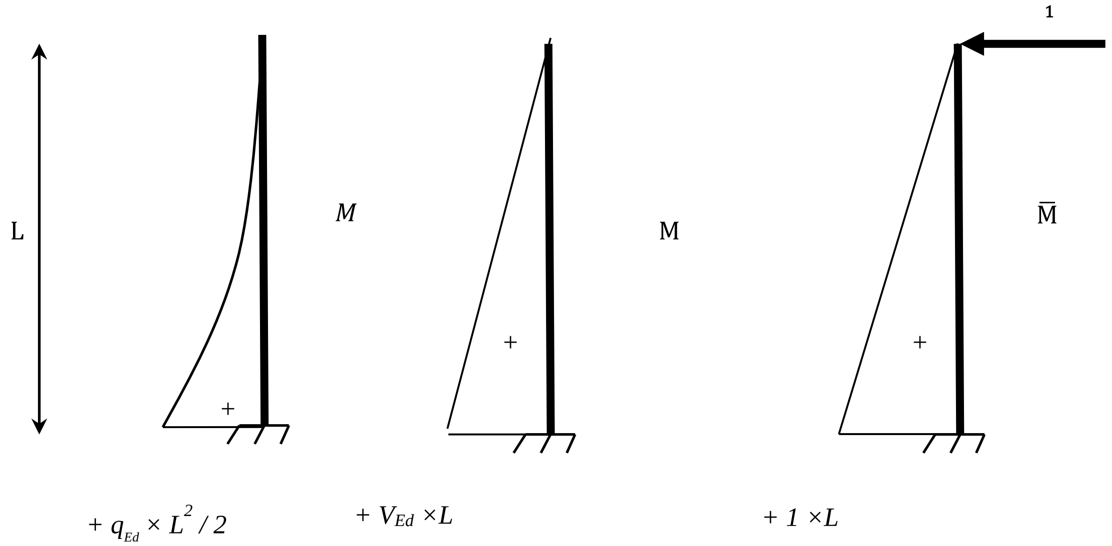
- le diagramme de M_{fz} de l'efforts V_{Ed},
- le diagramme de M_{fz} de l'efforts q_{Ed},
- le diagramme de M_{fz} de l'efforts N_{Ed}.







B4.2 : Par la méthode de votre choix (théorème de la charge unité,…), justifier le déplacement en tête de poteau :



$$\Delta = \int_{poteau} \frac{\mathrm{M} \times \overline{\mathrm{M}}}{\mathrm{E} \times \mathrm{I}}$$

$$= \left[\frac{1}{\mathrm{E} \times \mathrm{I}} \times \frac{1}{3} \times \mathrm{L} \times (\mathrm{V_{Ed}} \times \mathrm{L}) \times (\mathrm{L})\right] + \left[\frac{1}{\mathrm{E} \times \mathrm{I}} \times \frac{1}{4} \times \mathrm{L} \times \left(\mathrm{q_{Ed}} \times \mathrm{L}^2 \times \frac{1}{2}\right) \times (\mathrm{L})\right]$$

$$\Delta = \frac{\mathrm{V_{Ed \times L^3}}}{3 \times \mathrm{E} \times \mathrm{I}} + \frac{\mathrm{q_{Ed \times L^4}}}{8 \times \mathrm{E} \times \mathrm{I}}$$

B4.3 : Après avoir calculé la section A et l'inertie propre (moment quadratique) I_{Oz} d'un tube, utiliser le théorème de Huygens, pour déterminer l'inertie I_{Gx} de l'ensemble constitué des quatre tubes.

$$\mathrm{A_{tube}} = \frac{\pi \times \mathrm{D_{ext}}^2}{4} - \frac{\pi \times \mathrm{D_{int}}^2}{4} = \frac{\pi \times 139{,}7^2}{4} - \frac{\pi \times 135{,}7^2}{4} = 865{,}19\ \mathrm{mm}^2$$

$$\mathrm{I_{Ox}} = \frac{\pi \times \mathrm{D_{ext.}}^4}{64} - \frac{\pi \times \mathrm{D_{int.}}^4}{64} = \frac{\pi \times 139{,}7^4}{64} - \frac{\pi \times 135{,}7^4}{64} = 2{,}051083 \times 10^6\ \mathrm{mm}^4$$

$$\mathrm{I_{Gx}} = 2 \times (\mathrm{I_{O'x}} + \mathrm{A_{2\ tubes}} \times \mathrm{d}^2)$$

$$= 2 \times \left[(2 \times 2{,}051083) \times 10^6 + (2 \times 865{,}19) \times \left(\frac{250}{2}\right)^2\right]$$

$$= 62{,}28 \times 10^6 \mathrm{mm}^4$$

B4.4 : Avec les données ci-dessous, calculer la flèche Δ et conclure.

V_{Ed} = *19 kN*
q_{Ed} = *0,12 kN/m*

$\mathrm{I_{Gz}} = 62 \times 10^{6}\ \mathrm{mm}^4$
$\mathrm{L} = 2{,}683\ \mathrm{m}$
$\mathrm{E_s} = 210\ 000\ \mathrm{MPa}$
La flèche limite est de L / 200

$$\Delta = \frac{\mathrm{V_{Ed}} \times \mathrm{L}^3}{3 \times \mathrm{E} \times \mathrm{I}} + \frac{\mathrm{q_{Ed}} \times \mathrm{L}^4}{8 \times \mathrm{E} \times \mathrm{I}} = \frac{0{,}019 \times 2{,}683^3}{3 \times 210\ 000 \times 62 \times 10^{6} \times 10^{-12}} + \frac{0{,}00012 \times 2{,}683^4}{8 \times 210\ 000 \times 62 \times 10^{6} \times 10^{-12}}$$

$$\Delta = 9{,}39 \times 10^{-3} + 5{,}97 \times 10^{-5} = 9{,}41 \times 10^{-3}\ \mathrm{m} = 9{,}4\ \mathrm{mm}$$

Cette valeur est bien inférieur à L / 200 = 2,683 / 200 = 0,0134 m = 13 mm

PARTIE C : ETUDE DES PLANS D'EXECUTION EN BETON ARME

C1 : Etude du ferraillage du poteau en béton armé

$$l_o = 2 \times l = 2 \times 2,40\ m = 4,80\ m$$

C1.1 : En considérant, dans cette question, uniquement la combinaison suivante 1,35 × g « + » 1,5 × s qui donne un effort vertical en tête de poteau de N_{ED} = 80 kN
-Montrer que 12HA10 conviennent pour les armatures longitudinales, pour satisfaire cette combinaison d'action,
-Déterminer les armatures transversales à placer en zone courante,
-Proposer un dessin de ferraillage possible de la coupe transversale du poteau.

$$N_{Ed} = \alpha \times k_h \times A_c \times [f_{cd} + \rho \times f_{yd}] \text{ avec } k_h = 0,93 \text{ et } \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

I_{Oy} = (b × a^3) / 12 = 0,0108 m^4 et $I_{O}x$ = (a × b^3) / 12 = 0,0108 m^4
B = 0,6 × 0,6 = 0,36 m2
i = (I / B)^0,5 = (0,0108 / 0,36)^0,5 = 0,173 m
λ = l / i = 4,8 / 0,173 = 27,713

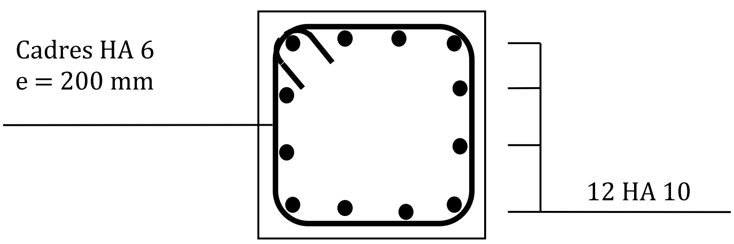
Calcul de α :
comme on a l'élancement inférieur à 60, alors : α = 0,86 / (1 + (λ / 62)^2) = 0,717

A_s = [N_{Ed} / (α × k_h × A_c) - f_{cd}] × A_c / f_{yd} =
[0,080 / (0,717 × 0,93 × 0,6 × 0,6) - 16,67] × 0,6 × 0,6 / 434,78 × 10000 = -135,27 cm^2
Pas besoin d'armature de compression de calcul, il faut mettre le % mini :
Calcul de $A_{s,mini}$:
$A_{s,mini}$ = max(0,1 × N_{Ed} / f_{yd} ; 0,002 × A_c)
= max(0,1 × 0,080 / 434,8 ; 0,002 × 0,6 × 0,6)
= max (1,84 × 10^-5 m^2 ; 0,00072 m^2) ou encore max(0,184 cm^2 ; 7,2 cm^2)
Quantité d'acier à retenir : A_s = max ($A_{scalcul}$; A_{smini}) = 7,2 cm^2
on prendra 12HA10
soit une quantité de 9,42 cm^2
(qui est inférieure à la section $A_{s,max}$ = 0,04 × A_c = 144 cm^2)

Armatures transversales à placer dans le poteau :

$Ø_t$ > max(6mm ; $Ø_l$ / 4) = 6 mm on prendra des HA6
st,max > min(400 mm ; 20 × $Ø_l$; a) = mini(400 mm ; 20 × 10 ; 600) on prendra st = 200 mm
Dans les zones de hauteur h, ici 0,6 m, au-dessus de la semelle et en partie haute du poteau,
il faut multiplier cette valeur par 0,6 soit : 0,6 × 200 = 120 mm
on disposera 5 espacements de 120 mm soit un total de 600 mm

Dessin de ferraillage possible de la coupe transversale du poteau :



C1.2 : Sans calcul, donner une raison pour laquelle le BET, a disposé au final 12HA12 dans le poteau.

Pour déterminer la section finale à mettre dans le poteau, il faut considérer en plus toutes les autres combinaisons :
Par exemple, sous l'action du vent, le poteau reçoit un effort horizontal et un effort de soulèvement, il travaille donc aussi en flexion composée.
Il faudrait donc dimensionner le poteau en flexion composée (hors programme)

C2 : Etude du ferraillage d'une semelle sous le poteau en béton armé

C2.1 : Analyse du rapport de sol :

C2.1.1 : Expliquer pourquoi la solution retenue (voir DT4) pour les fondations de la terrasse ombragée correspond aux prescriptions du rapport de sol.

Le rapport de sol préconise l'utilisation de semelles superficielles si elles sont ancrées à la cote -1,30 m ce qui est le cas.

C2.1.2 : Proposer une solution possible pour le système de fondation du bassin des dauphins.

-Utilisation de colonnes ballastées.
-Si la solution précédente n'est pas envisageable : Pieux forés tubés.

C2.2 : Etude des semelles :

C2.2-1 : On considère, dans cette question, uniquement la combinaison suivante :
1,35 × g « + » 1,5 × s.
- l'effort vertical pondérée en tête de semelle est de : N_{ED} = 80 kN,
***- la contrainte pondérée au-dessus de la semelle est de q_{ED} = 78 kN/m², ***

- **vérifier les dimensions de la semelle :**

<u>Vérification de la section : 2,2 × 2,2</u>
Section de la semelle : 2,2 × 2,2 = 4,84 m²

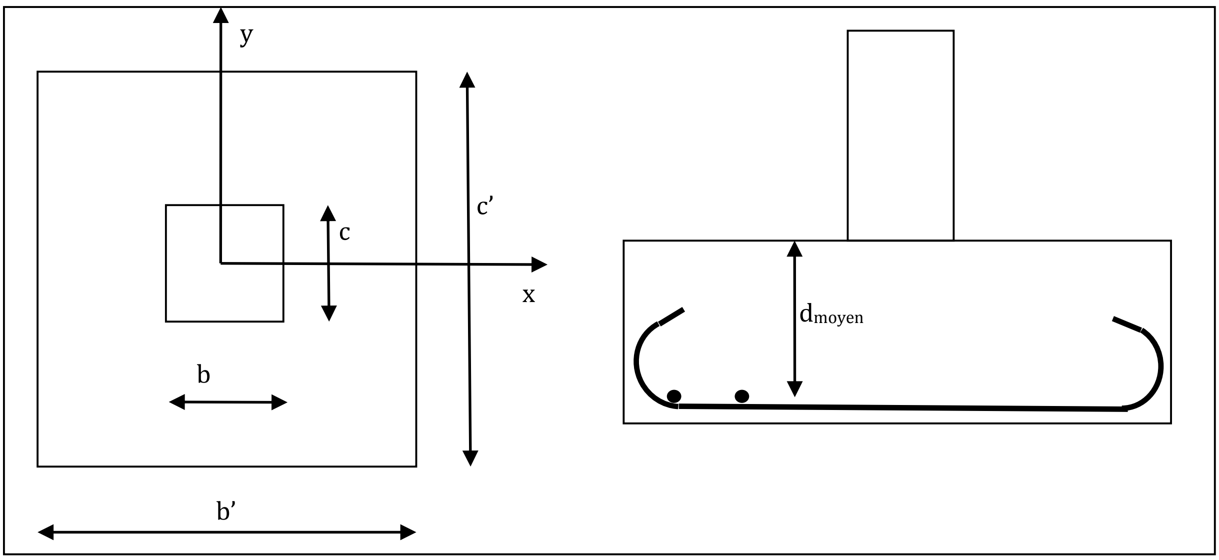
Charges sur la semelle : 78 × (2,2 × 2,2 – 0,6 × 0,6) = 349,5 kN
Poids de la semelle : $P_{semelle}$ = 25 × 2,2 × 2,2 × 0,8 = 97 kN

V_{Ed} + $P_{semelle}$ x 1,35 + 349,5 = 66 + 1,35 × 97 + 349,5 = 546,5 kN
soit une contrainte sur le sol de : 0,5465 / 4,84 = 0,11 MPa
Vérification de la contrainte sur le sol :
on a bien : 0,11 < = 0,15 MPa

<u>Vérification de la hauteur : 0,80 m</u>

(b' – b) / 4 = (c' – c) / 4 = (2,2 - 0,6) / 4 = 0,4 m <= d (la condition est vérifiée)

- **Calculer les armatures longitudinales à placer dans la semelle,**



<u>Caractéristique du béton et de l'acier :</u>

f_{ck} = 25 MPa soit : f_{cd} = 16,67 MPa
f_{yk} = 500 MPa soit : f_{yd} = 434,78 MPa

Données:

N_{Ed} = 80 kN
Dimensions du poteau : b = c = 0,6 m

Calcul des armatures parallèles à l'axe x et parallèles à l'axe y:

d_{moyen} = 0,75 m (5 cm par excès) c_{nom} = 3 cm
$M_{Ed} = M_{Edx} = M_{Edy} = N_{Ed} \times (b' - 0,7 \times b)^{\wedge 2} / (8 \times b') =$
$= 0,080 \times (2,2 - 0,7 \times 0,6)^{\wedge 2} / (8 \times 2,2) = 0,01440$ MNm
$\mu_u = M_{Ed} / (b \times d^{\wedge 2} \times f_{cd}) = 0,01440 / (2,2 \times 0,75^{\wedge 2} \times 16,667) = 6,98 \times 10^{\wedge -4}$
$\alpha = 1,25 \times (1 - (1 - 2 \times \mu_u)^{1/2}) = 1,25 \times (1 - (1 - 2 \times 6,98 \times 10^{\wedge -4})^{\wedge 0,5}) = 8,73 \times 10^{\wedge -4}$
$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,75 \times (1 - 0,4 \times 8,73 \times 10^{\wedge -4}) = 0,75$ m
Aciers de calcul parallèle à l'axe x et à l'axe y :
$A = M_{Ed} / (z \times f_{yd}) = (0,01440 / (0,75 \times 434,78)) \times 10000 = 0,44$ cm²
A = 0,44 cm² soit 1 HA8 !!!
Remarque : Il n' y a pas de % minimum à respecter dans le cas d'une semelle.

Rayon de cintrage :

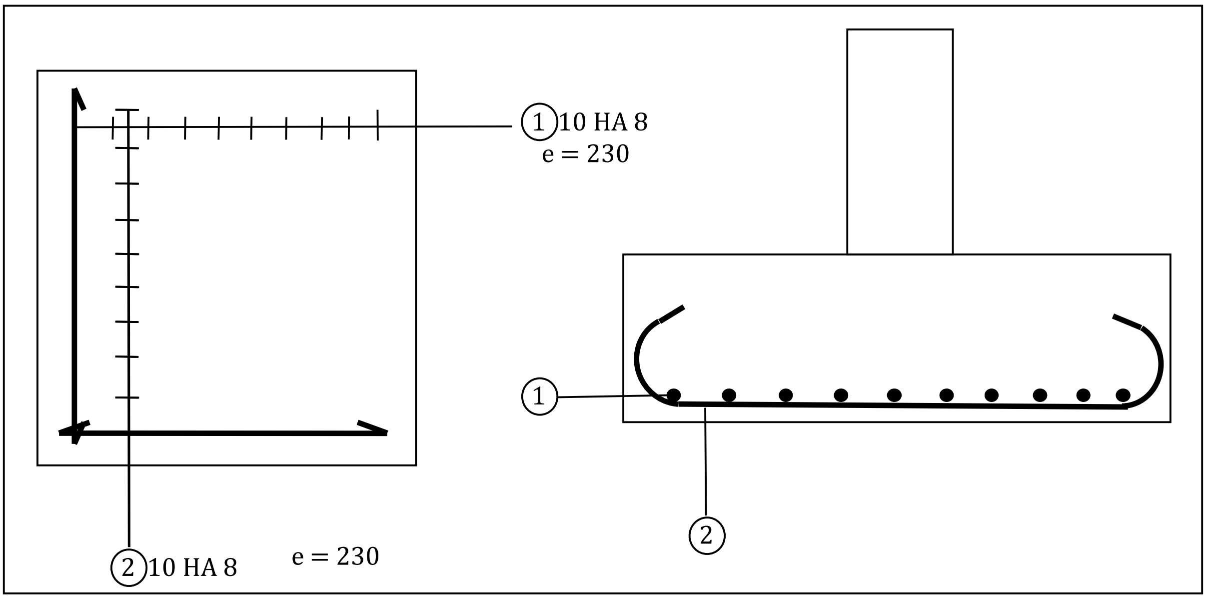
$Ø_{mini}$ de cintrage : 4 × Ø = 32 mm

Il faut respecter un espacement mini de 0,250 m entre deux armatures !

Calcul du nombre d'armature pour respecter la valeur mini de 0,250 m :

Si on prend un c_{nom} = 30 mmm
Nb de HA = $[2,2 - 2 \times c_{nom} - 2 \times Ø - 2 \times (Ø_m / 2)] / 0,25 + 1 = 9,37$ **arrondi à 10**
(soit S =5,03 cm²)
Calcul de l'espacement des armatures : $[2,2 - 2 \times c_{nom} - 2 \times Ø - 2 \times (Ø_m / 2)] / (10 - 1)$ **= 0,232m**
On prendra en définitive : **e = 0,230 m**

- ***Proposer un dessin de ferraillage possible pour la semelle de fondation.***



C2.2-2 : Sans calcul, donner une raison pour laquelle le BET, a disposé au final des armatures inférieures et supérieures dans la semelle.

Sous l'action du vent, la semelle est soumise à un soulèvement, les fibres supérieures seront en traction, il faut donc aussi des armatures de flexion en partie haute.