

# BREVET DE TECHNICIEN SUPERIEUR BÂTIMENT

## Épreuve E4 – Étude technique

Sous - épreuve E41

Dimensionnement et vérification d'ouvrages

SESSION 2016

Matériel autorisé : toutes les calculatrices de poche, y compris les calculatrices programmables alphanumériques ou à écran graphique dont le fonctionnement est 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. Ce sujet comporte 20 pages numérotées de 1/20 à 20/20

BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 1/20

## Construction d'un pôle Formation Santé

### Contenu du dossier

Page 2	Présentation de l'ouvrage & caractéristiques des matériaux
Page 3	Définition des charges
Page 3 à 6	Travail demandé
Page 7	DT 1 Vue en plan de la charpente
Page 8	DT 2 Plan de coffrage plancher haut RdC
Page 9	DT 3 Coupe A201 – A201
Page 10	DT 4 Plan de fondations
Page 11	DT 5 Charpente salle de thèse
Page 12	DT 6 Plan d'exécution du ferrailage de la longrine Lg-A-012
Page 13 à 19	DT 7 à DT 13 Extraits du formulaire RDM / Eurocodes
Page 20	Documents réponses DR 1 et DR 2

### Barème

Etude 1 : Poteau A-204	4/20
Etude 2 : Note de calcul des longrines	7/20
Etude 3 : Charpente Salle de thèse	9/20

## Présentation de l'ouvrage

L'étude porte sur l'extension de la faculté de médecine sur le site hospitalo-universitaire.

Une première phase de travaux consiste à la réalisation d'un ensemble de 3 bâtiments (voir DT 1) :

- une salle d'examen
- un amphithéâtre
- une salle de thèse

L'étude 1 et l'étude 2 portent sur la structure porteuse de la salle d'examen. L'étude 3 porte sur la charpente de la salle de thèse.

Le système constructif est le suivant :

- Fondations : profondes sur pieux forés à la tarière creuse
- Porteurs verticaux : voiles et poteaux en béton armé
- Porteurs horizontaux :  
Poutres et longrines : coulées en place en béton armé  
Dalle basse du rez-de-chaussée, dalle mezzanine et dalle haute du rez-de-chaussée : prédalles béton précontraint.
- Charpente :  
Pannes : poutres lamellé collé  
Poutres principales : poutres lamellé collé
- Couverture :  
Bac acier + étanchéité

## Caractéristiques des matériaux

### Béton armé :

- Béton : C 25/30  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,7 \text{ MPa}$
- Armatures : B 500 B  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$

### Bois de charpente en lamellé collé : GL28h

- Flexion :  $f_{m,k} = 28 \text{ MPa}$
- Cisaillement :  $f_{v,k} = 3,2 \text{ MPa}$
- $\gamma_M = 1,25$
- Module moyen d'élasticité axiale  $E_0 = 12600 \text{ MPa}$
- Classe de service : classe 1
- $k_{mod} = 0,9$   $k_h = 1$
- $k_{def} = 0,6$

BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 2/20

## Charges

### Charges permanentes :

- Poids volumique du béton armé : 25 kN/m<sup>3</sup>
- Poids volumique du bois lamellé collé homogène GL28h 5 kN/m<sup>3</sup>
- Planchers intérieurs :
  - Dalle (suivant épaisseur) : à définir
  - Chape + revêtement sols souples : 1 kN/m<sup>2</sup>
- Charges sur toiture:
  - Bac acier : 8 daN/m<sup>2</sup>
  - isolant 180 mm : 26 daN/m<sup>2</sup>
  - étanchéité : 8 daN/m<sup>2</sup>
  - faux plafonds suspendus : 15 daN/m<sup>2</sup>
  - divers éléments suspendus : 7 daN/m<sup>2</sup>

### Charges variables :

- Charges d'exploitation sur plancher bas du rez-de-chaussée : 5 kN/m<sup>2</sup>
- Charges climatiques de neige :
  - Dues à la localisation : 36 daN/m<sup>2</sup>
  - Dues à la possibilité d'accumulation de neige : 42 daN/m<sup>2</sup>

## TRAVAIL DEMANDÉ

### ÉTUDE 1 : Poteau A-204

**Documents à consulter :** DT2, DT3.

Cette étude a pour objet le dimensionnement du ferrailage du poteau.

### **Hypothèses :**

*Le poteau A-204 se situe file 02, entre le niveau +39,50m et le niveau +32,10m. Il reprend les charges amenées par les poutres A-200 et A-201.*

*La descente de charges a permis de déterminer les charges reprises par le poteau. L'effort normal en pied de poteau, poids propre compris, vaut  $N_{Ed} = 2,03 MN$ .*

### **1-1 Choix des armatures longitudinales**

**Q1.** Justifier la valeur de la hauteur libre  $l$  du poteau A-204 :  $l = 7,165m$

*La longueur efficace  $l_0$  (ou longueur de flambement) est prise égale à  $l_0 = l$*

**Q2.** Calculer la section d'armatures longitudinales à disposer dans le poteau.

**Q3.** Faire un choix d'aciers.

### **1-2 Section d'armatures transversales**

**Q4.** Déterminez les armatures transversales (diamètre et espacement), en partie courante.

### **1-3 Schéma d'armatures**

**Q5.** Faire le schéma d'une section transversale du poteau en représentant toutes les armatures calculées précédemment.

### **1-4 Longueur de recouvrement**

*Sur le plan de ferrailage de la longrine Lg A-012 (DT6) ont été ajoutés les aciers en attente pour le poteau, repère n°13.*

**Q6.** Donner la longueur de recouvrement prévue et justifier la valeur indiquée dans le tableau de nomenclature.

BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 3/20

**ÉTUDE 2 : Note de calcul des longrines  
Lg-A-012, Lg-A-013 et Lg-A-014.**

**Documents à consulter :** DT4, DT6, DR1.

Cette étude a pour objet de valider le plan de ferrailage d'exécution de la longrine Lg-A-012.

**Hypothèses :**

Ces longrines sont situées sur la file 2 et reposent sur les massifs M019, M011, M002. Ces massifs sont notés sur les schémas mécaniques suivants et dans la note de calcul par les repères 1,2 et 3.

**2-1 Schéma mécanique**

En vue d'établir la note de calcul, on cherche le schéma mécanique de cette poutre continue.

**Q7.** Déterminer les valeurs des charges permanentes **g** (en kN/m) et les charges d'exploitation **q** (en kN/m) reprises par la longrine **Lg-A-012**.

On suppose une répartition rectangulaire des charges apportées par la dalle basse du rez-de-chaussée.

Les charges **g** et **q** sont données non pondérées.

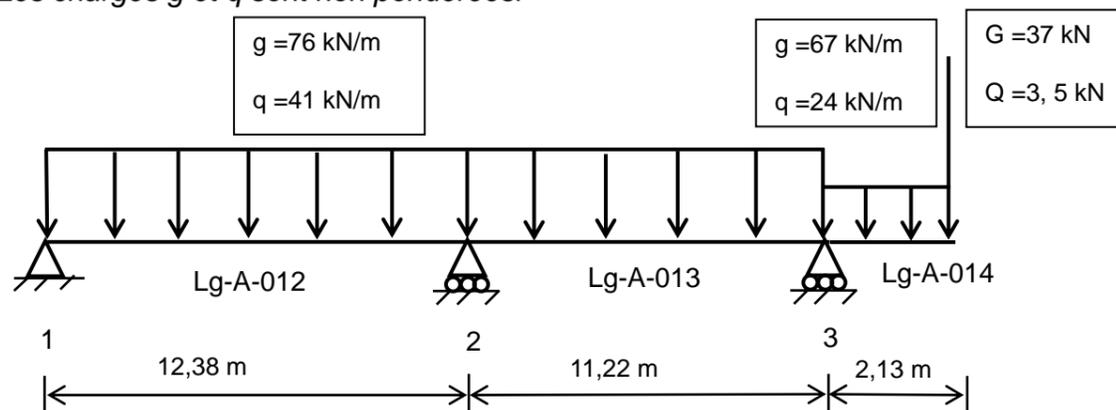
**Q8.** Justifier la valeur de  $l_{eff} = 12,38 \text{ m}$  pour la longrine Lg-A-012.

$l_{eff}$  désigne la portée utile de la longrine **Lg-A-012**.

**2-2 Détermination des sollicitations maximales**

La descente de charges sur les longrines a donné les résultats suivants :

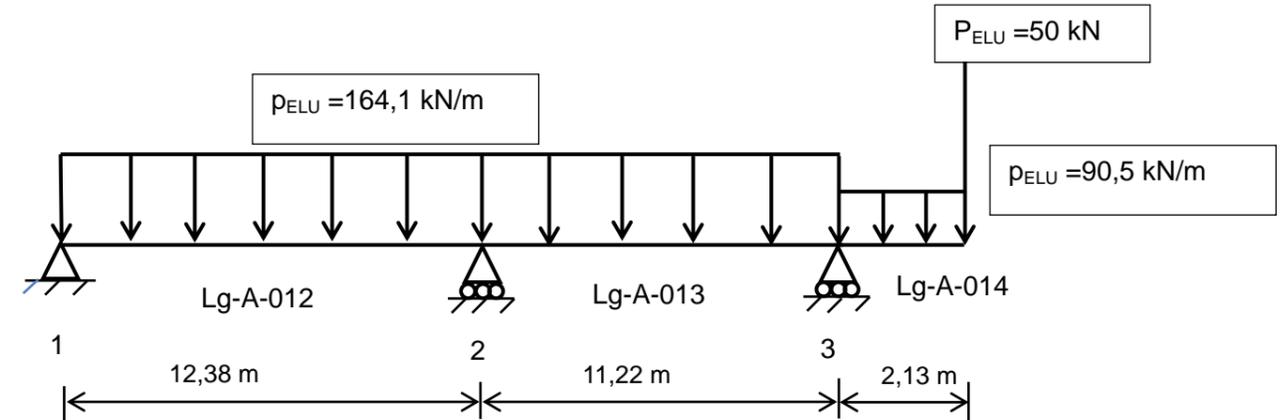
Les charges **g** et **q** sont non pondérées.



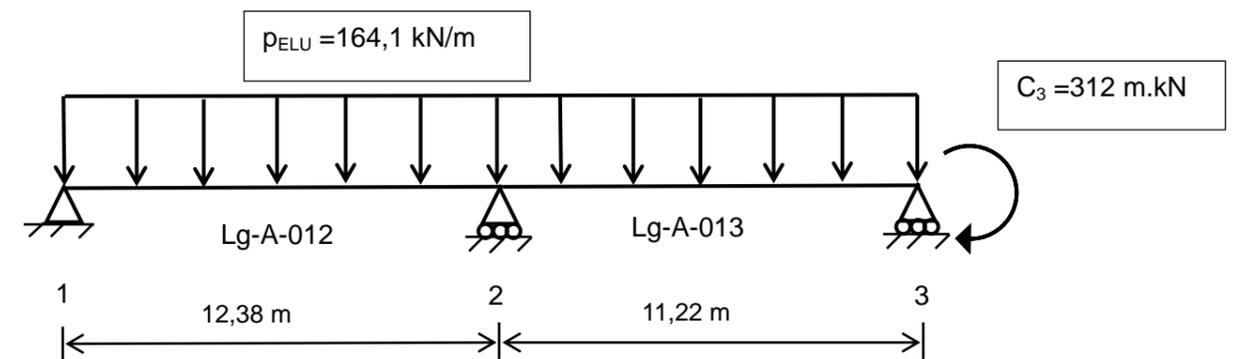
**Q9.** Dessiner le cas de charge à l'ELU, qui donne le moment fléchissant maximal dans la travée de la longrine **Lg-A-012** et l'effort tranchant maximal sur l'appui 1.

Pour la question Q9 aucun calcul numérique n'est demandé.

Le cas de charge ci-dessous donne le moment maximum sur l'appui 2 (massif M011).



Ce schéma mécanique est équivalent à celui-ci :



**Q10.** A l'aide de l'équation des trois moments, montrer que le moment sur l'appui 2 :  $M_2 = - 2,8 \text{ m.MN}$

**Q11.** Tracer, sur le document réponse **DR1**, les diagrammes des sollicitations (effort tranchant et moment fléchissant) pour la travée correspondant à la longrine **Lg-A-012**.

**Q12.** Noter sur les diagrammes les valeurs extrêmes et l'abscisse **x** pour laquelle  $M(x) = 0$ .

BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 4/20

- Q13.** Calculer la section d'acier à mettre en place sur l'appui 2.
- Q14.** Tracer sur le diagramme du moment fléchissant l'emplacement des massifs **M019** et **M011** des longrines. Relever la valeur du moment fléchissant au nu de l'appui **M011**.

### 2-3 Analyse du plan de ferrailage

- Q15.** Relever sur le plan de ferrailage de la longrine **Lg-A-012** la section d'acier mise en œuvre sur le massif **M011**.
- Q16.** Donner le moment équilibré par cette section. (*On prend  $z = 0,9 d$* ). Comparer cette valeur à celle obtenue au nu de l'appui **M011**.
- Q17.** Donner le gain obtenu (pourcentage de la section d'acier) en choisissant ce moment pour calculer la section d'acier.

**Données :** l'effort tranchant maximum au nu de l'appui 1 (massif M019) :  $V_{\text{umax}} = 742 \text{ kN}$

- Q18.** Donner la section minimum que doivent respecter les aciers repérés **9** sur le plan de ferrailage.
- Q19.** Justifier le choix des premiers espacements des cadres à droite de l'appui **M019**.

## ÉTUDE 3 : Charpente de la salle de thèse

**Documents à consulter :** DT5, DR2

Le but de l'étude est de vérifier la section de la poutre principale vis-à-vis des contraintes, et vis-à-vis des déformations.

### 3-1 Descente de charge sur les pannes

**Hypothèses :**

- La panne est une poutre lamellé-collé de section  $7,8 \times 44,6 \text{ cm}$ .
- Les portées des pannes étudiées sont respectivement  $8,50 \text{ m}$  et  $5,5 \text{ m}$ .
- On admet une largeur de reprise pour la panne :  $l = 2,65 \text{ m}$
- Les combinaisons les plus défavorables à envisager sont celles qui concernent les charges permanentes et les charges de neige.
- les charges variables de neige comprennent deux types de charges :
  - la charge de neige due au site
  - la charge de neige due à la possibilité d'accumulation de neige

### 3-11 Cas des charges permanentes **g** (valeur non pondérée)

**Q20.** Calculer la valeur **g** (kN/m) due aux charges permanentes

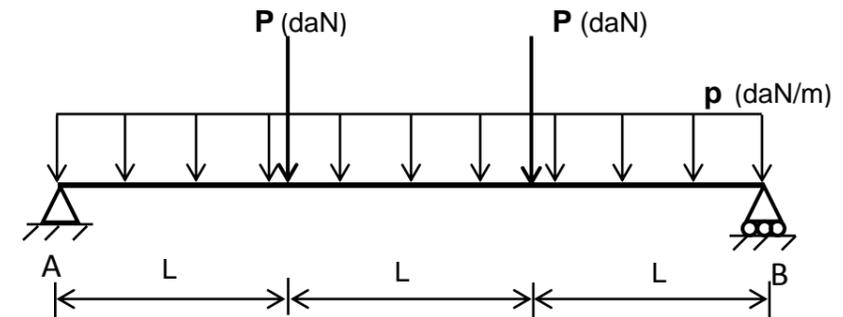
### 3-12 Cas des charges variables sur la panne (valeur non pondérée)

**Q21.** Calculer la valeur **s** (en kN/m) due à la charge totale de neige.

### 3-2 Étude de la poutre principale

**Hypothèses :**

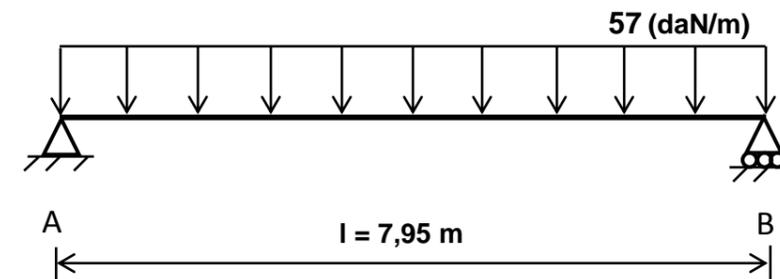
- La poutre principale est une poutre lamellé-collé de section  $11,5 \times 58,1 \text{ cm}$ .
- La poutre principale a une contreflèche de  $2 \text{ cm}$ . **CF = 2 cm**
- Le schéma mécanique de la poutre principale a l'allure suivante :



Ce schéma mécanique est la superposition de deux cas de charges :

### 3-21 Charges réparties

Les charges réparties sont des charges permanentes :  **$g = 57 \text{ daN/m}$**



BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 5/20

**Q22.** Tracer sur le document réponse **DR2** les diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant pour ce cas de charge.

**Q23.** Calculer l'effort tranchant maximum  $V_{\max}(x)$  et le moment fléchissant maximum  $M_{\max}(x)$ . Les noter sur le **DR2**.

On donne la flèche maximale en milieu de travée :  $v_{\text{inst}} = \frac{5gl^4}{384EI}$

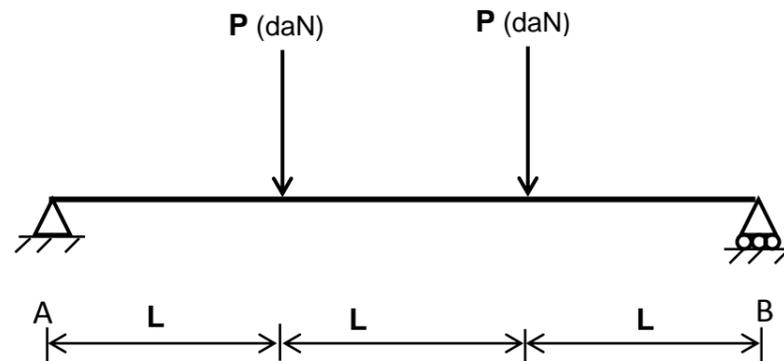
Attention  $l$  désigne la portée totale de la poutre principale.

**Q24.** Calculer  $v_{\text{inst}}$ . Le résultat est noté dans le document réponse **DR2**.

### 3-22 Charges ponctuelles

La charge ponctuelle  $P$  peut être :

- Soit une charge permanente. Alors  $P = G$  (daN)
- Soit une charge variable due à la neige. Alors  $P = S$  (daN)

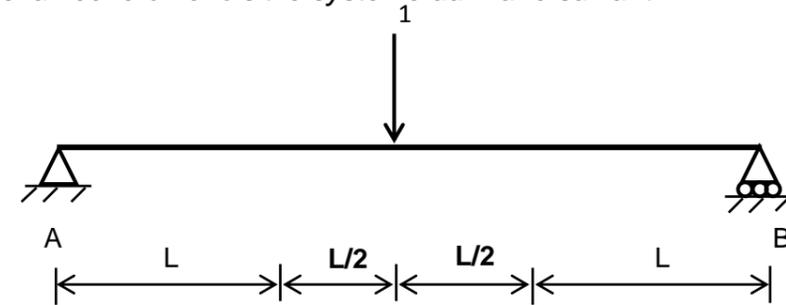


On effectue une étude littérale pour utiliser les résultats dans les deux cas de charges  $G$  et  $S$ .

**Q25.** Tracer sur le document réponse (**DR2**) l'allure des diagrammes d'effort tranchant et de moment fléchissant.

**Q26.** Donner l'expression de l'effort tranchant maximum  $V_{\max}(x)$  et du moment fléchissant maximum  $M_{\max}(x)$ , en fonction de  $P$  (daN) et de  $L$  (m). (à noter dans le document réponse **DR2**)

Pour le calcul de la flèche on choisit le système auxiliaire suivant :



**Q27.** Tracer le diagramme du moment fléchissant et indiquer la valeur du moment en  $x=L$  et à mi-portée.

**Q28.** Montrer ensuite que la flèche à mi-portée vaut  $v_{\text{inst}} = \frac{23PL^3}{24EI}$

**Q29.** Compléter le document réponse **DR2** pour  $P = G = 1467$  daN et  $P = S = 1571$  daN

### 3-23 Vérification de la section vis-à-vis des contraintes.

La combinaison d'actions à envisager est :  $1,35xG + 1,35xg + 1,5xS$

**Q30.** Calculer le moment max obtenu pour cette combinaison d'actions.

**Q31.** Vérifier le critère de résistance vis-à-vis des contraintes normales.

**Q32.** Calculer l'effort tranchant max pour cette combinaison d'actions.

**Q33.** Vérifier le critère de résistance vis-à-vis du cisaillement. Conclure.

### 3-24 Vérification de la section vis-à-vis du critère de flèche.

Le critère de flèche est :  $v_{\text{net,fin}}(g + G + S) \leq \text{Portée}/200$

3-241 Flèche due aux charges permanentes.

**Q34.** Calculer la flèche instantanée  $v_{\text{inst}}(g + G)$  due aux charges permanentes  $g$  et  $G$ .

**Q35.** Calculer la flèche finale  $v_{\text{fin}}(g + G)$  qui tient compte du fluage.

3-242 Flèche due à la charge de neige.

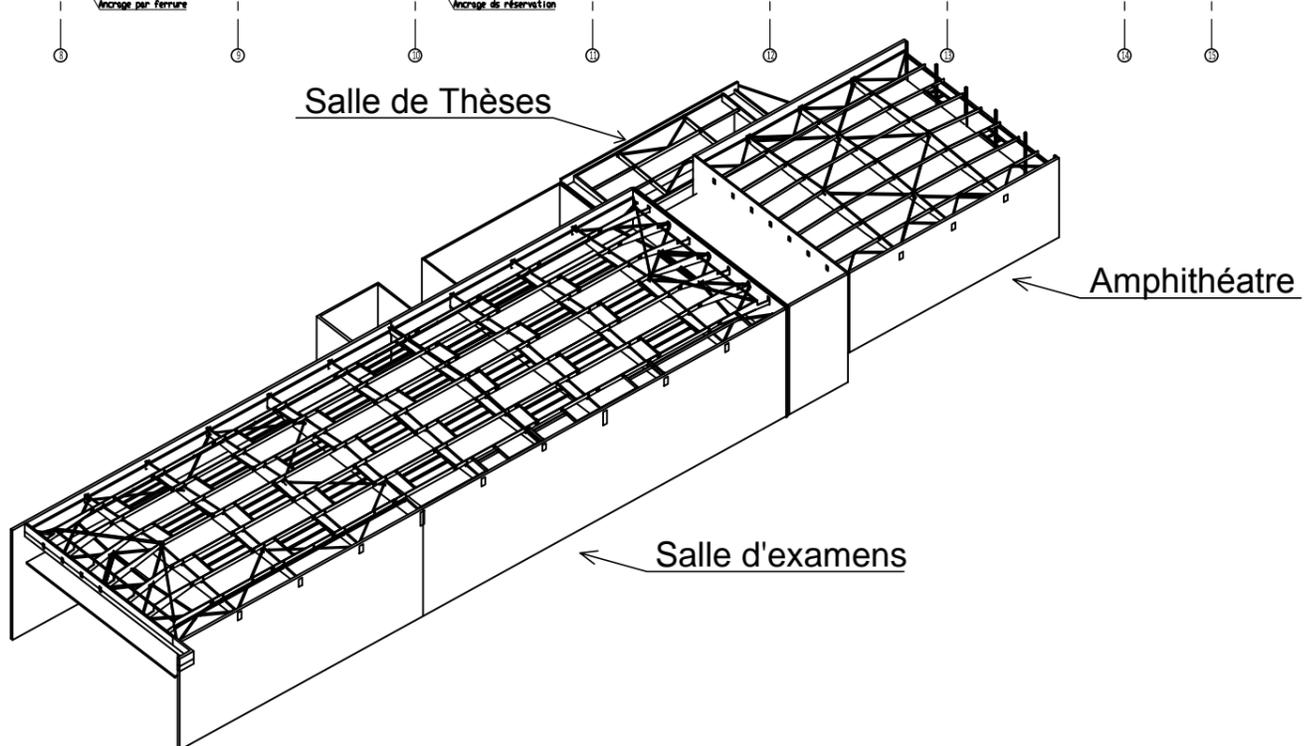
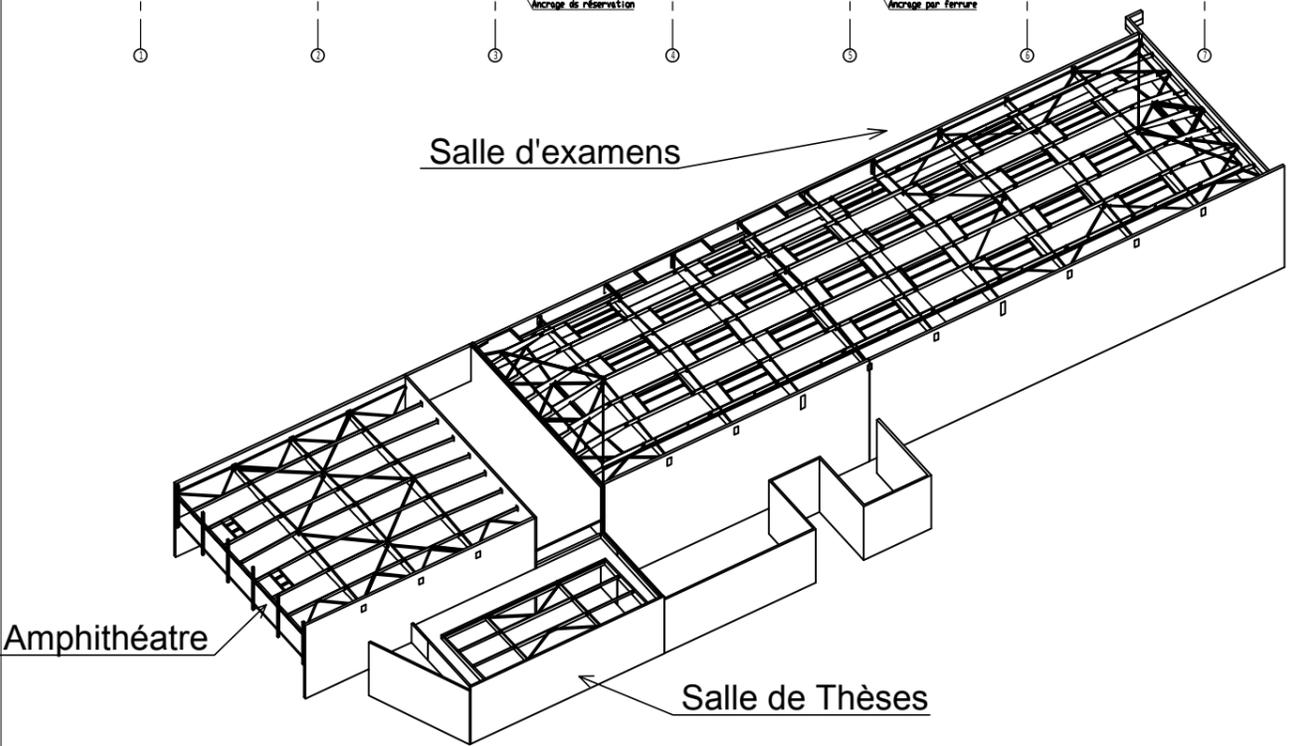
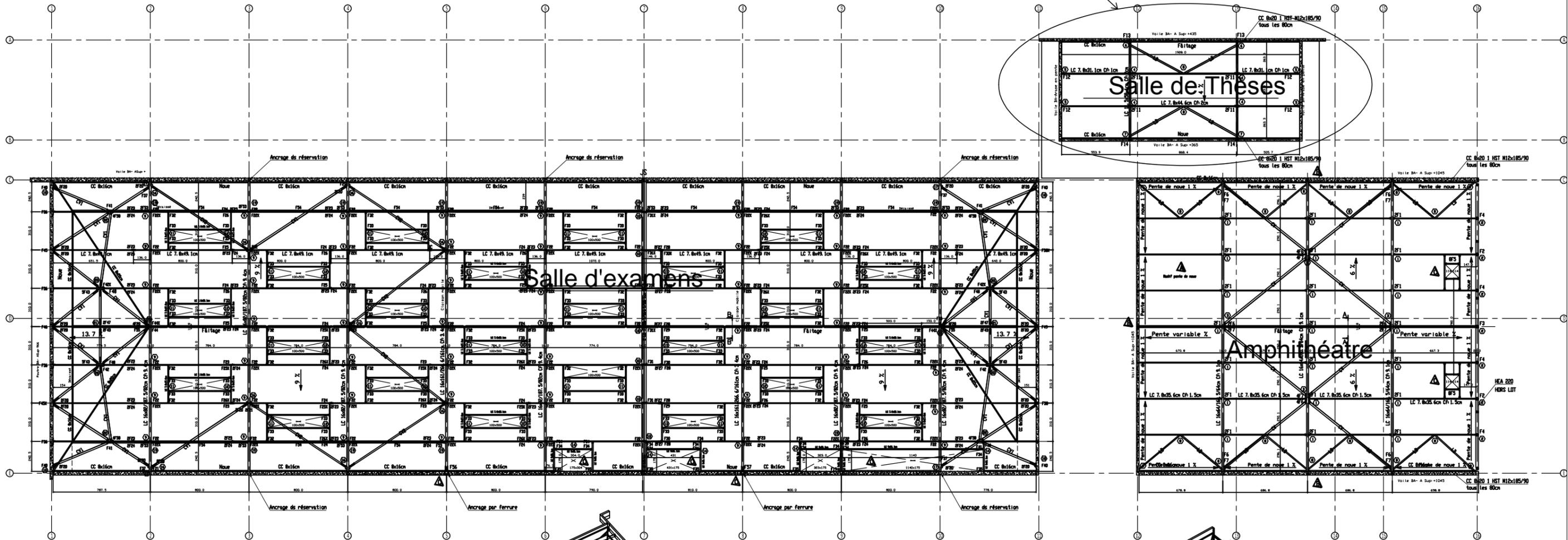
**Q36.** Calculer la flèche finale  $v_{\text{fin}}(S)$ .

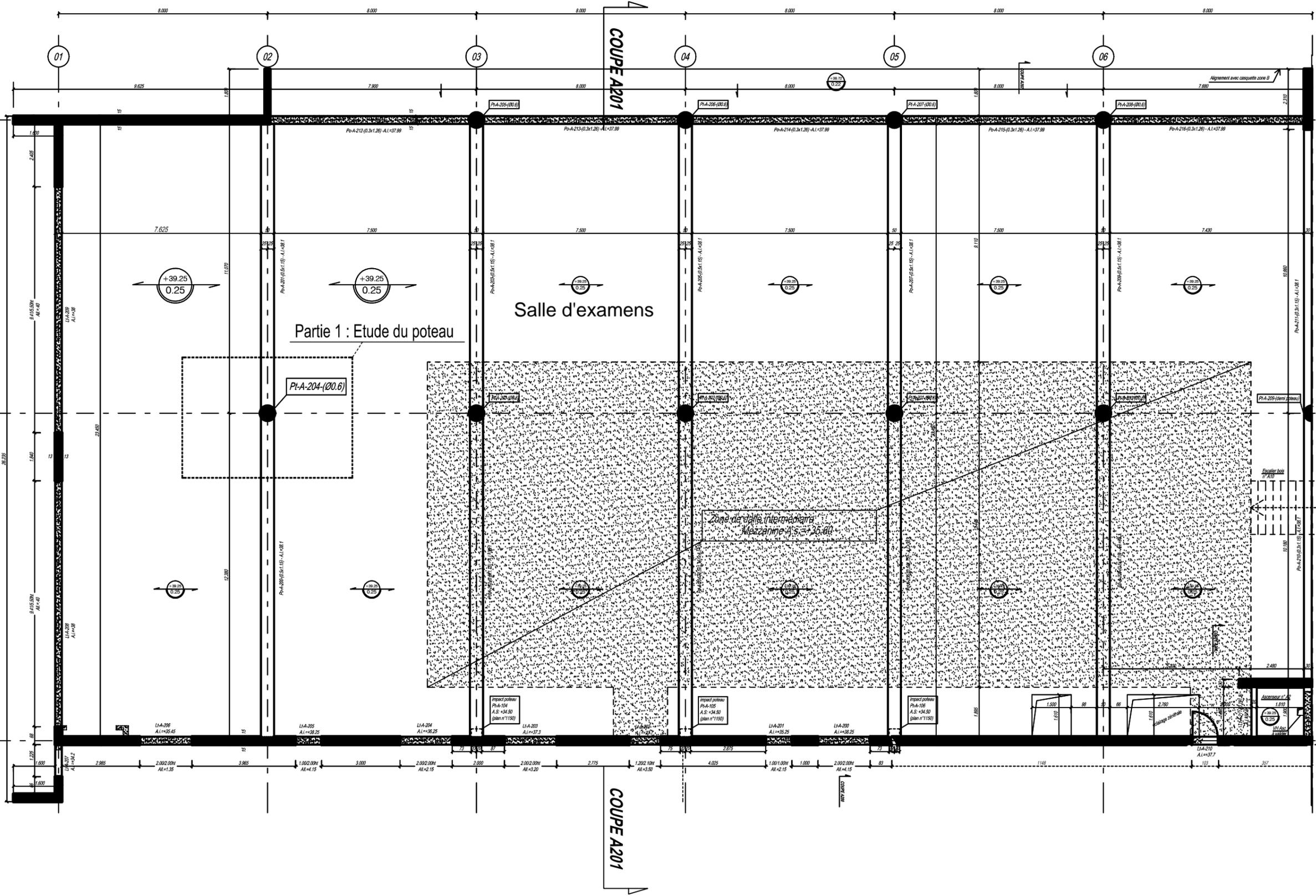
3-243 Conclusion

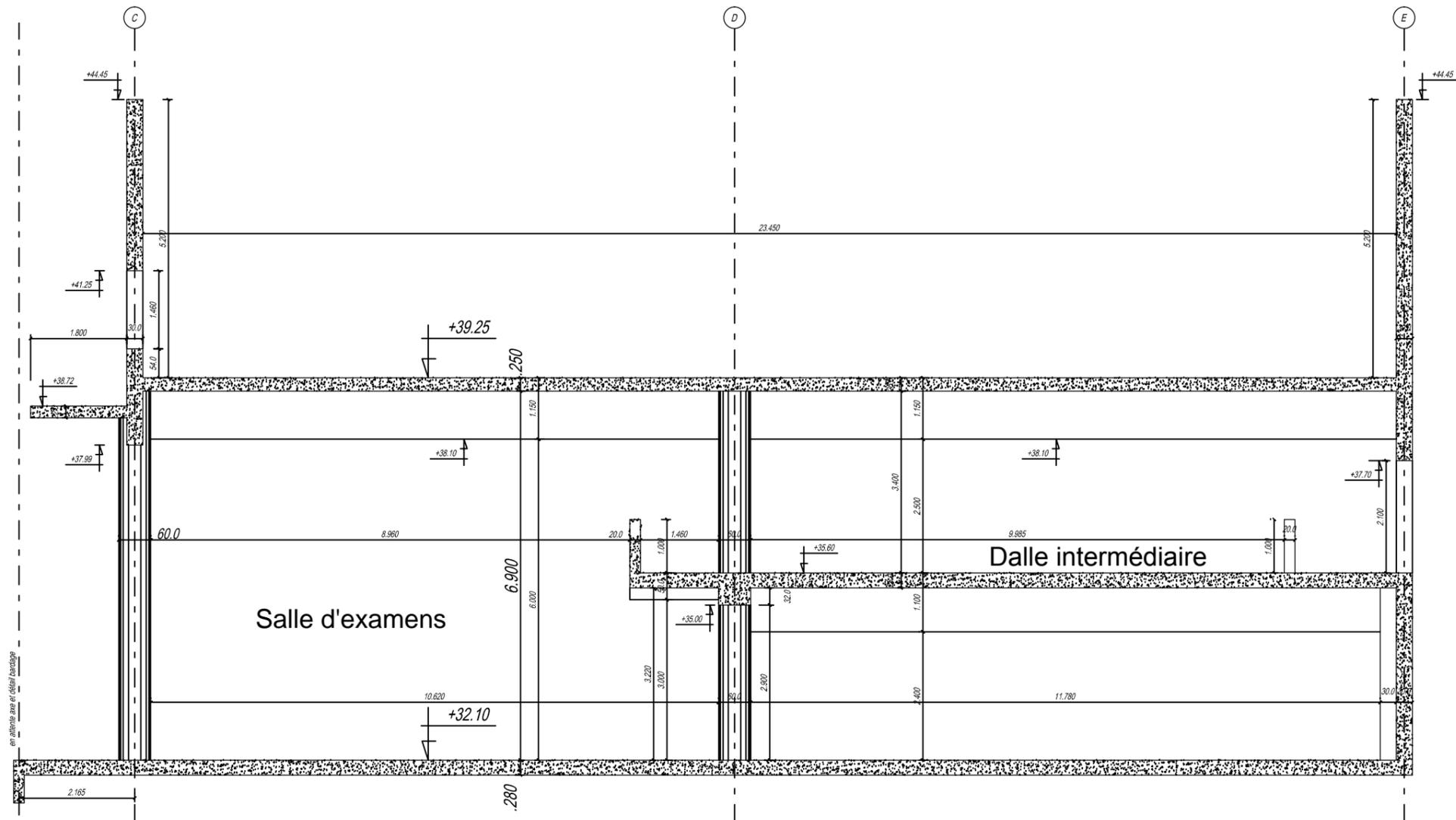
**Q37.** Calculer  $v_{\text{net,fin}}(g + G + S)$  et montrer que le critère de flèche est respecté.

BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 6/20

# Détail sur plan DT5





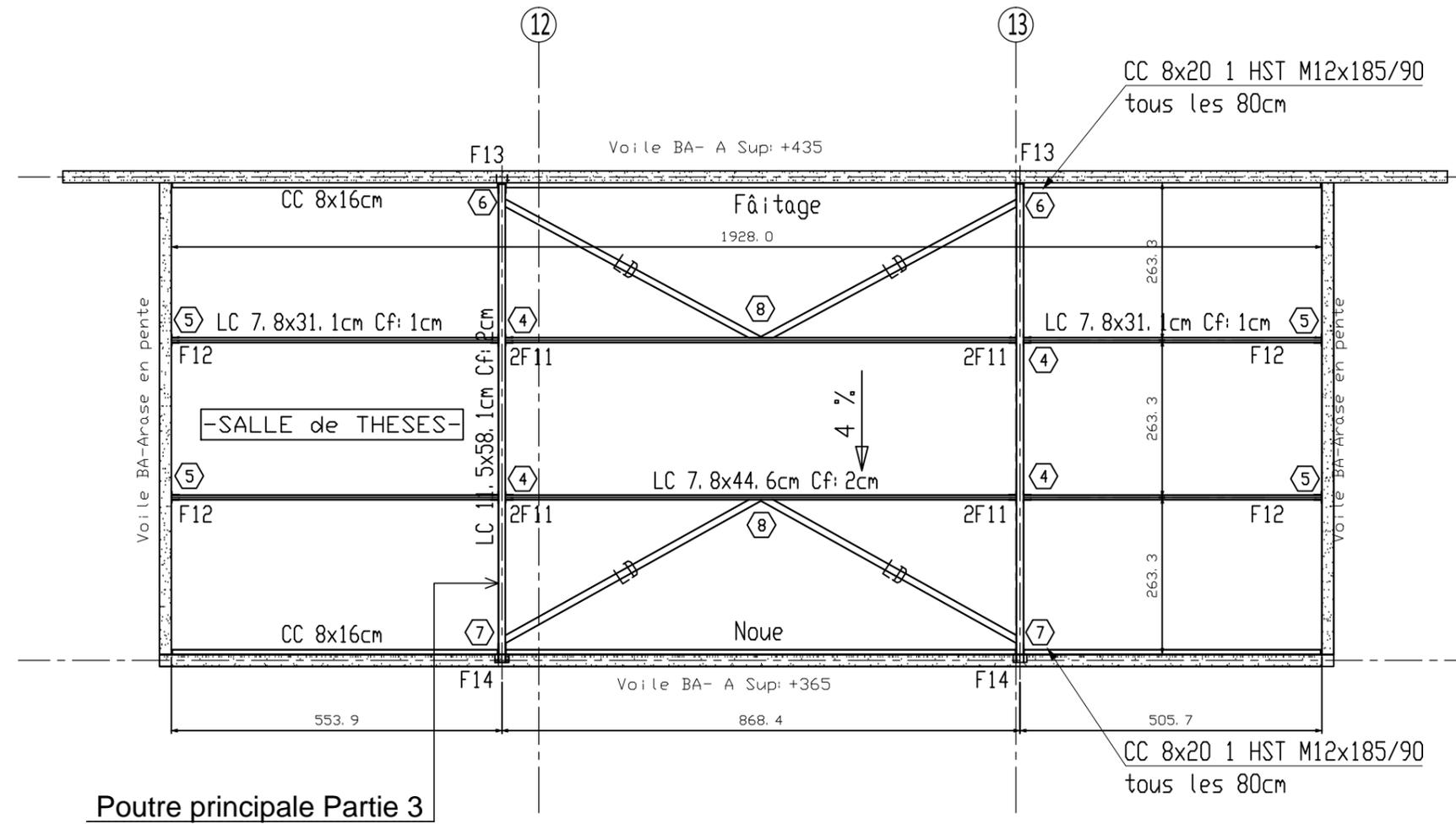


**COUPE A201-A201**

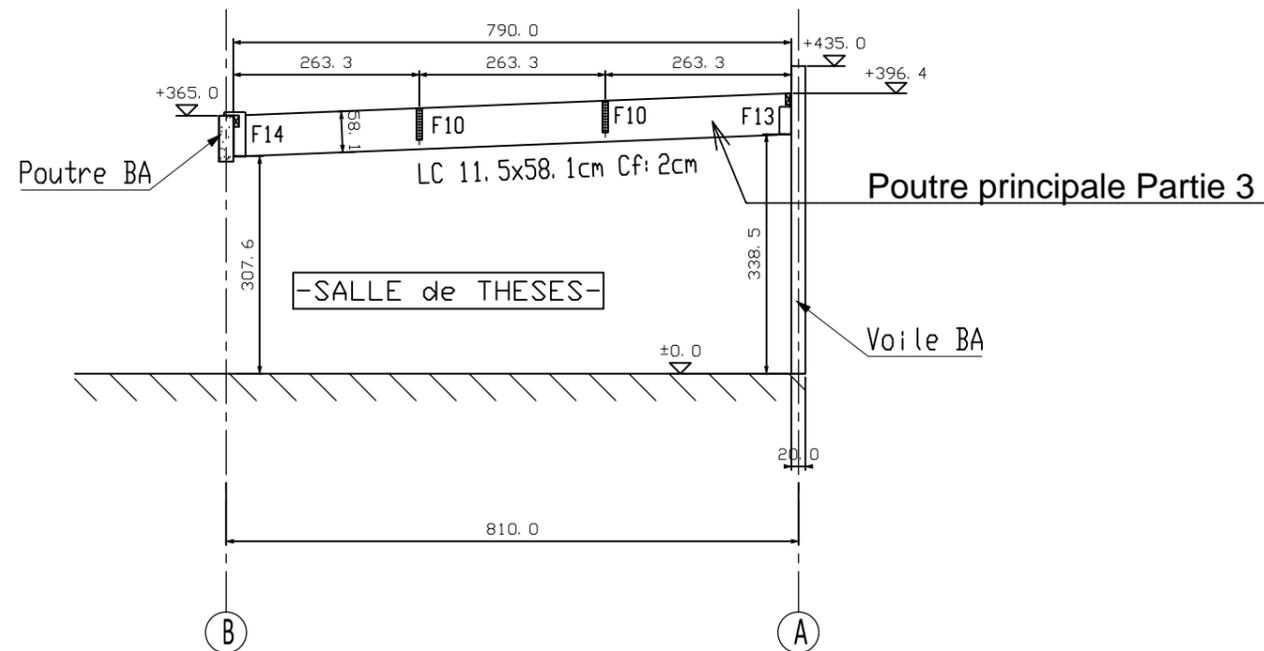


# VUE EN PLAN

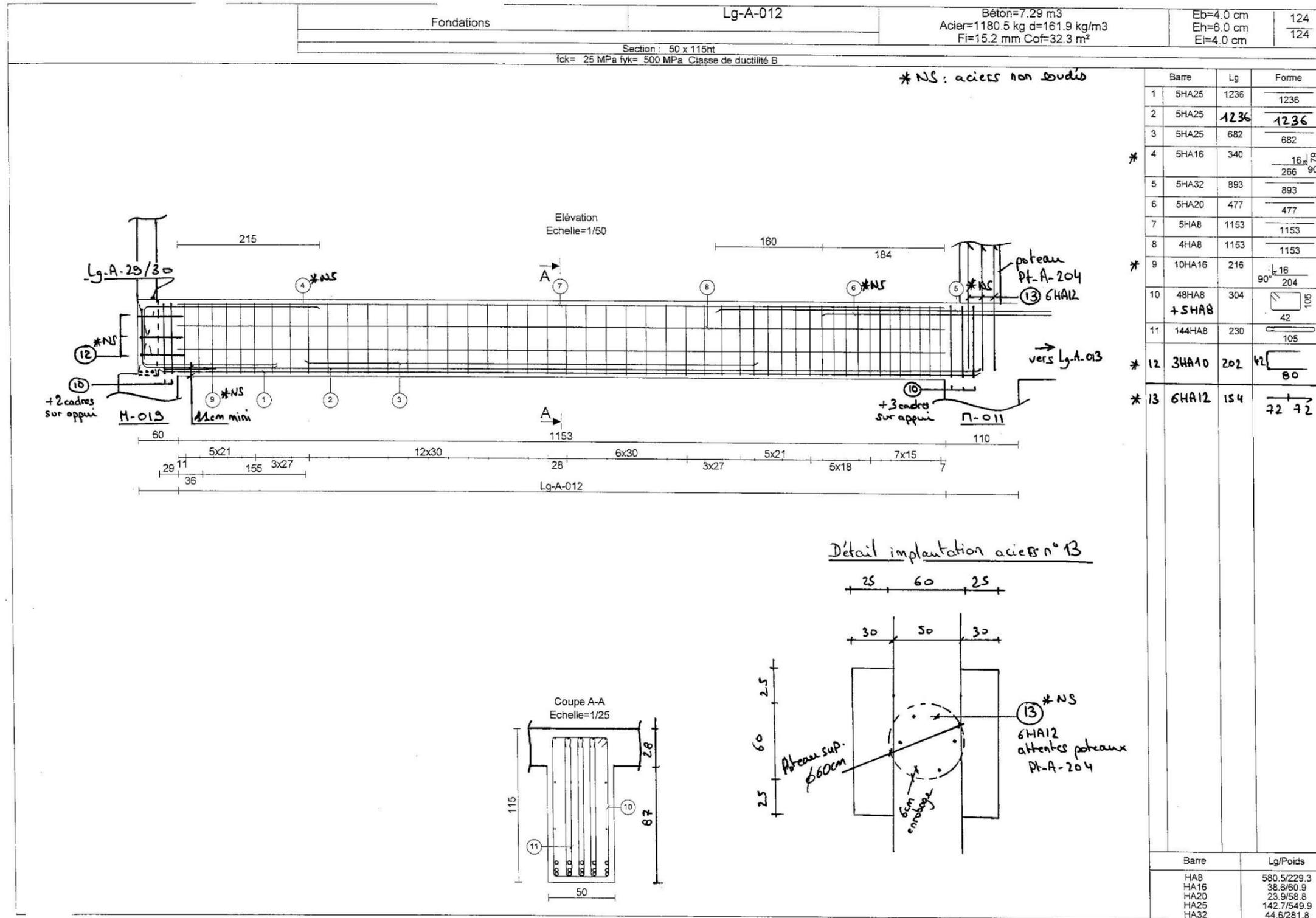
## Salle de THESES



# ELEVATION File 13



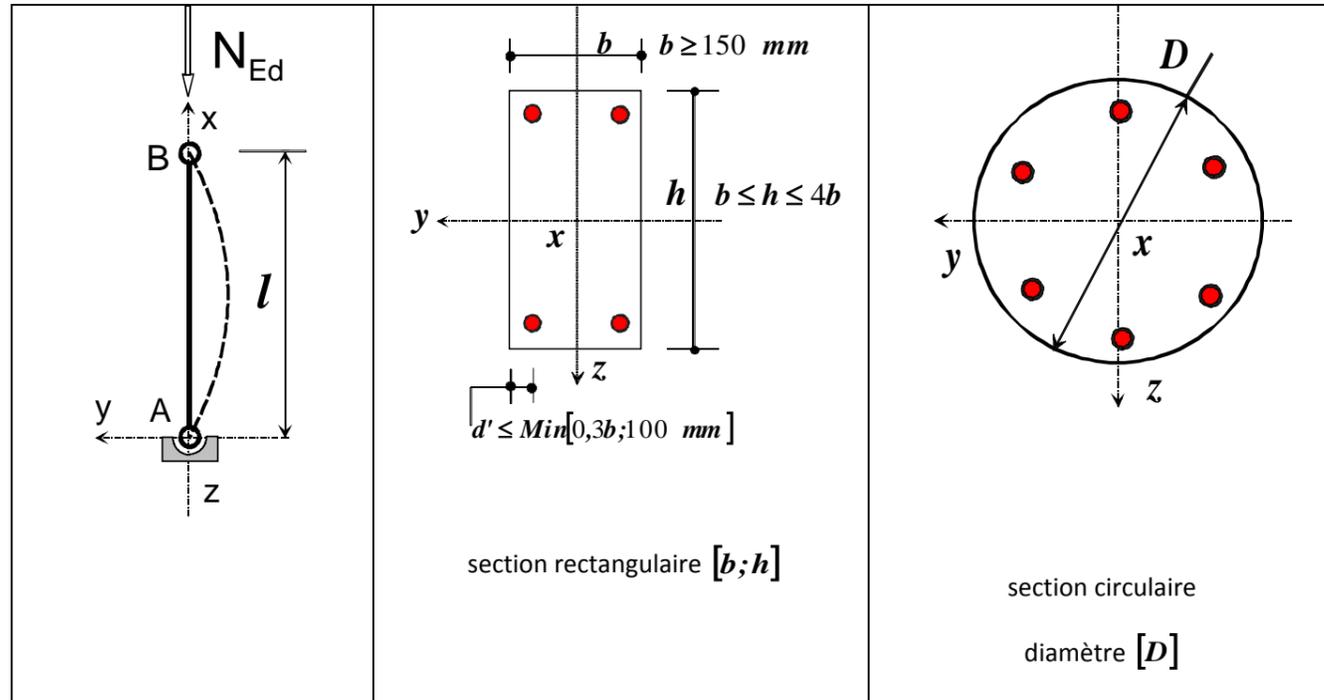
Plan d'exécution du ferrailage de la longrine Lg-A-012 (annoté par l'entreprise chargée du lot gros-œuvre)



DT 6

1.1.1 Méthode simplifiée proposée (recommandations professionnelles)

1.1.1.1 Conditions d'emploi

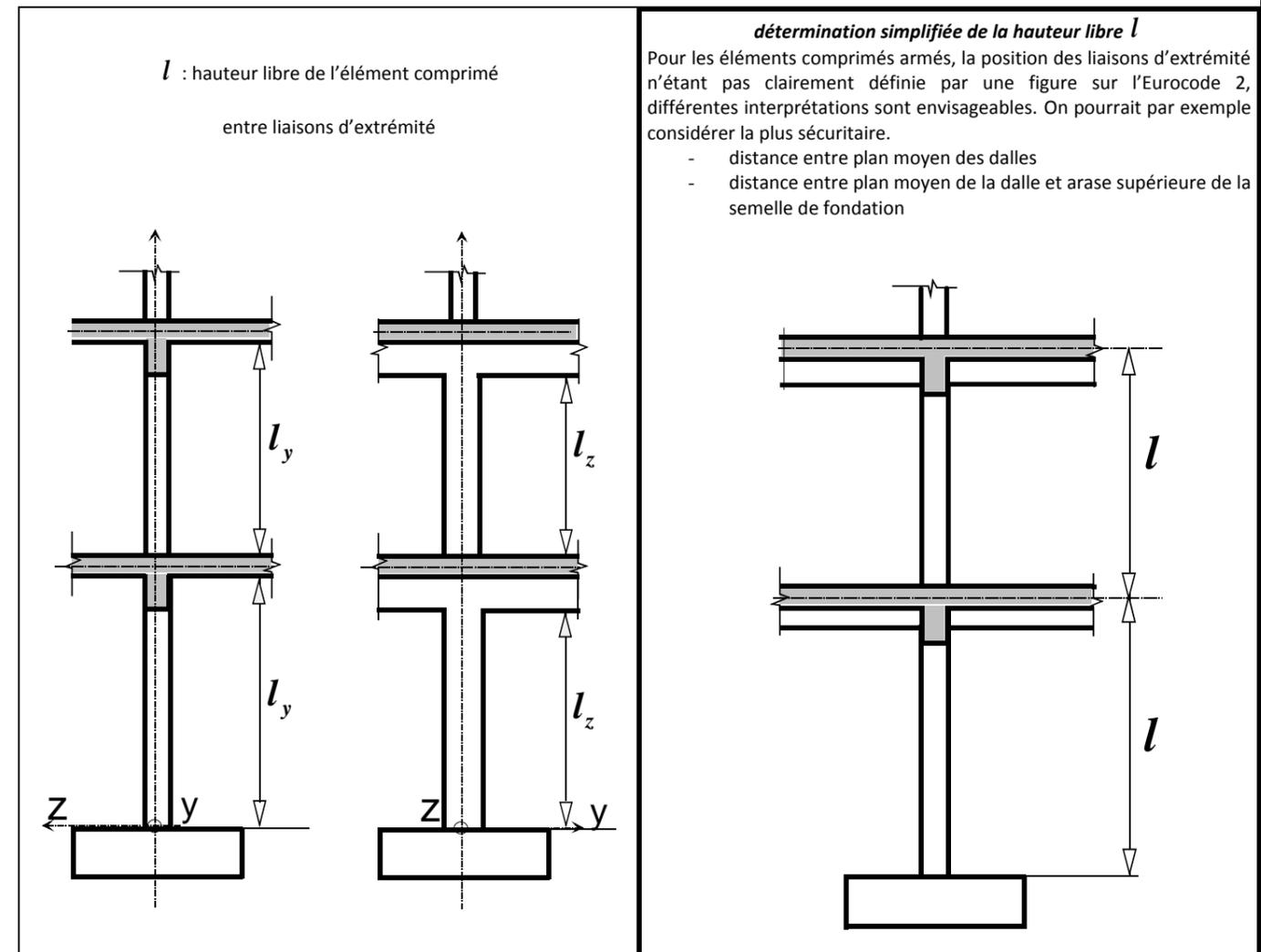


- poteau bi-articulé sous charges centrées  $N_{Ed}$ , chargement à au moins 28 jours ;
- élancement  $\lambda \leq 120$  ;  $20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  ;  $400 \leq f_{yk} \leq 600 \text{ MPa}$  ;
- épaisseur dans le sens du flambement :  $D$  ou  $b \geq 150 \text{ mm}$  ;
- distance  $d'$  de l'axe des aciers à la paroi la plus proche  $d' = c_{nom} + \phi_t + \phi_l / 2$  ;  
 $d' \leq \text{Min}[0,3b; 100 \text{ mm}]$  ;
- armatures symétriques, par moitié sur chaque face pour une section rectangulaire et au moins 6 barres pour une section circulaire (Recommandations Professionnelles) ;
- $\rho = \frac{A_s}{bh}$  ;  $\rho = \frac{A_s}{\pi D^2 / 4}$  ;
- $l$  : hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité.

Définition de la hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité

Les extrémités devraient être interprétées comme les interfaces des éléments poutres ou dalles avec l'élément poteau. La hauteur libre correspond à la distance entre l'arase supérieure de la dalle et le nu inférieur de la poutre ou de la dalle supportée.

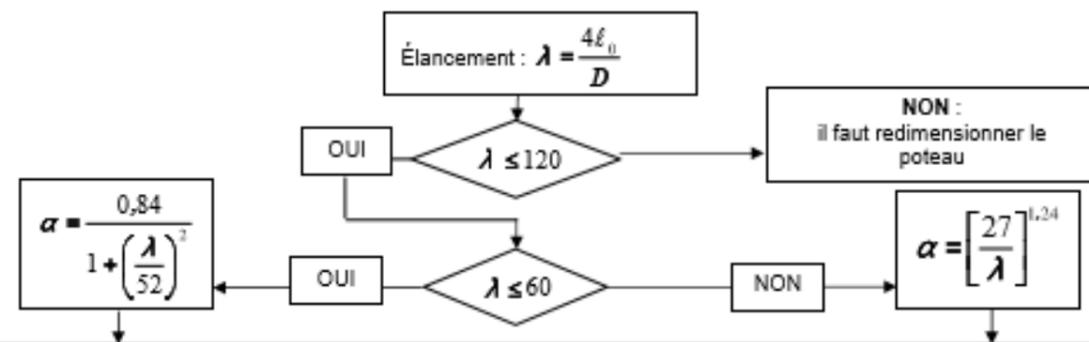
Pour déterminer l'élancement max., il faut envisager les 2 directions orthogonales :  
 $\lambda_{max} = \max[\lambda_y; \lambda_z]$  ;  $\lambda_y = l_y / i_y$  ;  $\lambda_z = l_z / i_z$



13.16.4 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  $d' = c_{nom} + \varphi + \frac{\varphi}{2}$
  - Classe du béton  $C \dots$  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



$N_{ed} \leq N_{rd}$  et  $N_{ed} = \alpha k_h [A_c f_{cd} + A_s f_{yd}]$  ou  $N_{ed} = \alpha k_h A_c [f_{cd} + \rho f_{yd}]$   
avec  $\rho = \frac{A_s}{A_c}$  et si  $D < 0,600$  m alors  $k_h = [0,7 + 0,5D^{1,4}] [1 - 8\rho\delta]$  sinon  $k_h = 1$   
La valeur de  $A_s$  est obtenue en résolvant l'équation du 2<sup>e</sup> degré suivante :  
 $(8 \frac{\delta}{A_c} f_{yd}) A_s^2 - (f_{yd} - 8\delta f_{cd}) A_s + (\frac{N_{ed}}{\alpha} - A_c f_{cd}) = 0$  avec  $K = \alpha(0,7 + 0,5D^{1,4})$  avec  $D$  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

$A_{s,min} = \max \left[ 0,10 \frac{N_{ed}}{f_{yd}} ; 0,002 A_c \right] \{9,12N\}$   $A_c$  = aire de la section brute transversale de béton  
 $f_{yd}$  limite élastique de calcul de l'armature  
Le diamètre des barres longitudinales  $\varphi \geq \varphi_{min} = 8$  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 :

$\varphi_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \varphi_{min} / 4]$

espacement:  $s_{ct,s} \leq s_{ct,s,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20\varphi_{min} ; D]$

$\varphi_{min}$  = 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.

DT 8

1.1.2 Longueur de recouvrement des armatures en attente

❖ pour les poteaux bi-articulés en compression centrée

Comme la proportion  $\rho_1$  de barres avec recouvrement est supérieure à 50% :  $\alpha_6 = 1,5$

Pour un recouvrement classique (armatures transversales non soudées) la longueur de recouvrement :  $l_0$

$l_0 = \alpha_6 l_{b,rqd} = 1,5 \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$   $l_{0,min} > \max (0,3\alpha_6 l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200 \text{ mm})$

avec  $f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{cd}$  ( $\eta_2 = 1$  pour  $\phi \leq 32$  mm) et ( $\eta_1 = 1$  bonnes conditions d'adhérence)

Pour simplifier, on prend :

Pour un  $f_{ck} = 25$  MPa  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$  MPa  $l_0 / \phi = 60$

Pour un  $f_{ck} = 30$  MPa  $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$  MPa  $l_0 / \phi = 55$

BTS BÂTIMENT		SESSION 2016
Dimensionnement et vérification d'ouvrages – E 41	Code : BTE4DVO - NC	Page 14/20

Différents cas sont envisagés :

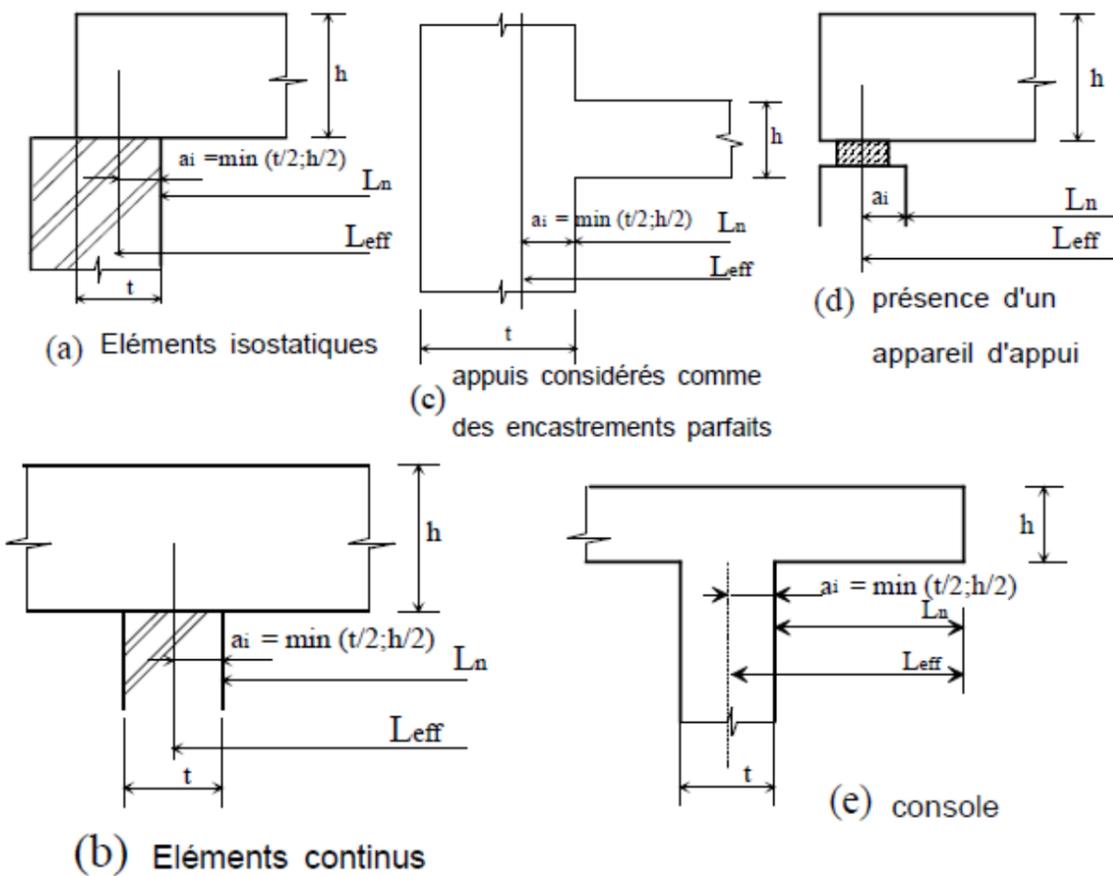
- a) éléments isostatiques
- b) éléments continus
- c) Appuis considérés comme des encastrements parfaits
- d) Présence d'un appareil d'appui
- e) Console

La portée utile  $L_{eff}$  d'un élément peut être calculée de la manière suivante ;  $L_{eff} = L_n + a_1 + a_2$  {5.8}

Avec  $L_n$  : distance libre entre les nus d'appuis.

Les valeurs  $a_1$  et  $a_2$  à chaque extrémité de la portée, peuvent être déterminées à partir des valeurs correspondantes  $a_i$  de la figure 5.4.

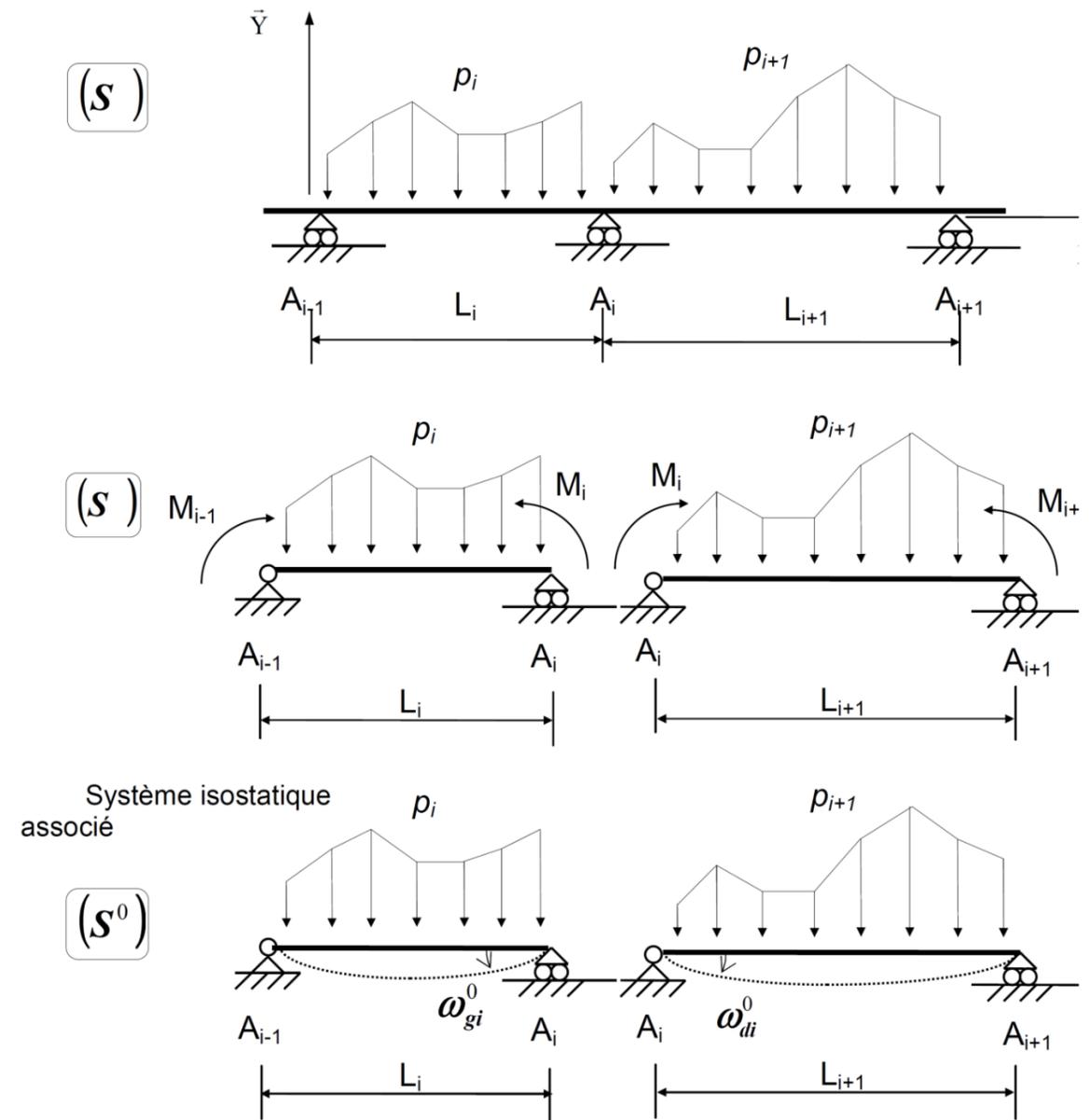
Figure 5.4 : Détermination de la portée de calcul  $L_{eff}$  d'après l'expression 2.15, pour différents cas d'appuis.



## 7 Calcul des structures

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

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



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

Schéma mécanique	Rotation aux appuis	Flèche
	$\omega_A = -\frac{pL^3}{24EI}$ $\omega_B = \frac{pL^3}{24EI}$	$f_{(L/2)} = \frac{5pL^4}{384EI}$

**7.4 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 :

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

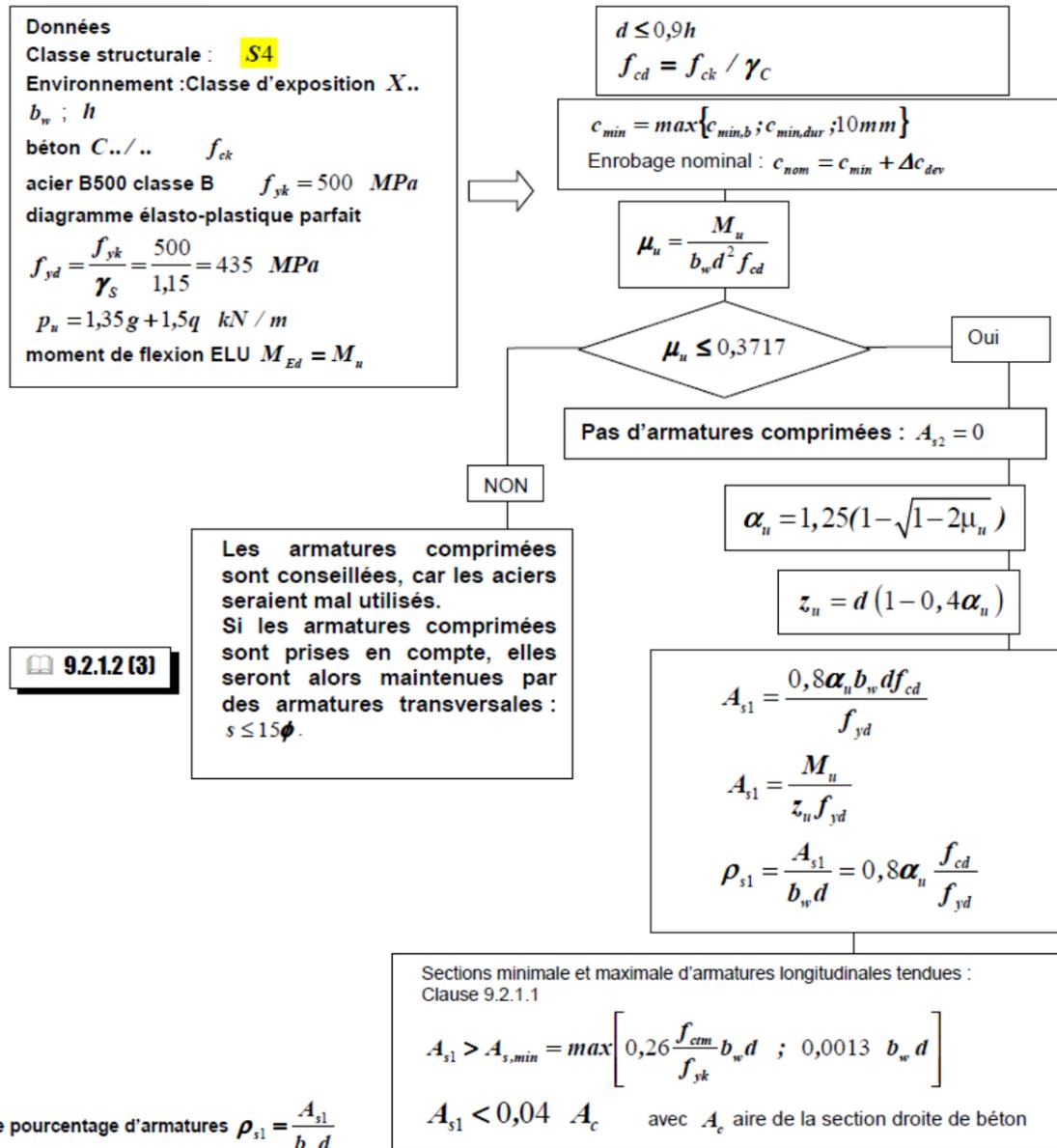
DT 10

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

$m_j(x)$		$LM_j M_j$	$LM_j M_j$	$LM_j M_j$	$\frac{1}{2} LM_j (M_i + M'_i)$	$LM_j M_j$	$\frac{1}{2} LM_j M_j$	$\frac{1}{2} LM_j M_j$	$\frac{1}{2} LM_j M_j$
$m_i(x)$		$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_i M_j$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j + \frac{1}{6} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$
		$\frac{1}{2} LM_i M_j + \frac{1}{6} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j (2M_i + M'_i)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{6} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'}{L}\right)$	$\frac{1}{4} LM_i M_j$
		$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$
		$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$
		$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$
		$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$
		$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$
		$\frac{2}{3} LM_i M_j$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_i M_j$	$\frac{1}{3} LM_j (M_i + M'_i)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{1}{3} LM_j M_j \left(1 + \frac{x'^2}{L^2}\right)$	$\frac{5}{12} LM_i M_j$

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.

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



DT 11

13.13 Vérification du lit inférieur sur appui

13.13.1 Effort de traction à ancrer sur les appuis de rive et intermédiaires noté  $F_{Ed}$ .

Cette force  $F_{Ed}$  conditionne la section droite du 1<sup>er</sup> lit d'armatures longitudinales et son ancrage.

$$A_{s,appui} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}$$

VALEURS DE $F_{Ed}$	Poutres	Dalles	
<b>Décalage horizontal de la courbe enveloppe des moments</b>	Pour $\theta = 45^\circ$ $a_1 = z/2$ 9.2.1.3	$a_1 = d$ 6.2.2(5)	
<b>Appui d'extrémité</b>	Expression non sécuritaire $0,5 V_{Ed} $ (9.2.1.4)	<b>Modélisation Bielle-Tirant</b> Valeur forfaitaire approchée conseillée $V_{Ed} \cot \theta_A$ avec $\cot \theta_A = \frac{1}{2} \left[ \cot \theta + \frac{t}{z} \right]$ Avec $\theta = 45^\circ$ ; $\cot \theta = 1$ et $z = 0,9d$ Pour simplifier nous prendrons $\cot \theta_A = 1$ $F_{Ed} =  V_{Ed} $	$\frac{ V_{Ed} }{0,9}$ (9.2.1.4)
<b>Appui intermédiaire</b> Si valeur de $F_{Ed} \leq 0$ , il faut ancrer la barre de $10\phi$ dans l'appui. $M_{Ed}$ : valeur algébrique du moment sur l'appui intermédiaire.	$0,5 V_{Ed}  + \frac{M_{Ed}}{0,9d}$	$ V_{Ed}  + \frac{M_{Ed}}{0,9d}$	

13.19 Aciers en barres

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

Données : Classe structurale : **S4**

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

Béton  $C_{20}/20$ ;  $f_{ck} (MPa)$   $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

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  $f_{yk} = 500 MPa$

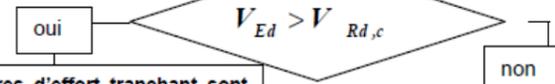
$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa$

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

Effort tranchant de calcul  $V_{Ed}$

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

$$V_{Rd,c} = \sup \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}; v_{min} \right] b_w d \quad \{6.2.\}$$



les armatures d'effort tranchant sont nécessaires

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{(\tan \theta + \cot \theta)} \quad \{6.9\}$$

On se fixe  $\cot \theta = 1$ , soit  $\theta = 45^\circ$

$$V_{Rd,max} = 0,5 b_w z v_1 f_{cd}$$

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas requises 6.2.2

vérification de la compression des bielles



La résistance des bielles est surabondante

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

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

$$s \leq s_{l,max}$$

$$s_t \leq s_{t,max}$$

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

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 :  $s \leq \frac{A_{sw} z f_{ywd}}{V_{Ed}}$

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

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

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

### 3.2 Moments quadratiques

$I_{Gz} = \frac{bh^3}{12}$	$I_{Gz} = \frac{\pi D^4}{64}$	Théorème de Huygens $I_{\Delta} = I_{Gz//\Delta} + A \times d^2$

### 3.4 Module de résistance élastique à la flexion d'une section droite $\Omega$ , relatif au moment $M_z$ :

Notation :  $W_{el,z}$  ; Expression :  $W_{el,z,min} = \frac{I_{Gz}}{v_{max}}$  avec :

$I_{Gz}$  : Moment quadratique de la section droite  $\Omega$  ;

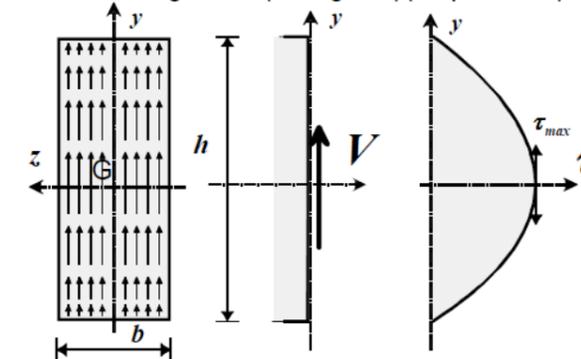
$v_{max}$  : Distance du C. d. G. de la section droite à la fibre extrême la plus éloignée ;

☞ Pour les profils acier commerciaux, ils sont donnés dans les tableaux de caractéristiques.

☞ Relation avec la contrainte normale maximale (dans le domaine élastique) dans la section droite d'une

poutre soumise à la flexion simple :  $|\sigma_{max}| = \frac{|M_z|}{W_{el,z,min}}$

Contraintes tangentielles (ou tangentes) (cas particuliers)



Pour une section rectangulaire, la contrainte tangente transversale max. est de même direction que l'effort tranchant : son expression au niveau du centre de

gravité G est :  $\tau_{max} = \frac{3V}{2bh}$

### 12.3 Vérification simplifiée des contraintes normales selon l' Eurocode NF EN 1995 limitée à la flexion simple

Critère de résistance d'une section / contraintes normales 
$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$f_{m,d}$  : Résistance de calcul à la flexion du bois : 
$$f_{m,d} = k_h \times k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{m,d}$  : contrainte max. de calcul en flexion (sur les fibres extrêmes) engendrée par le moment de flexion  $M$  à l'E.L.U. ;

$f_{m,k}$  : résistance caractéristique à la flexion du bois ;

$\gamma_M$  : coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'E.L.U. ;

$k_{mod}$  : coefficient modificatif pour classes de service et classes de durée de charges ;

$k_h$  : coefficient modificatif tenant compte de la hauteur de la poutre.

### 12.4 Vérification simplifiée des contraintes de cisaillement selon l' Eurocode NF EN 1995

Critère de résistance d'une section au cisaillement : 
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

$f_{v,d}$  : résistance de calcul au cisaillement du bois 
$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

$\tau_d$  : contrainte max. de cisaillement engendrée par l'effort tranchant  $V$  à l'E.L.U. ;

$f_{v,k}$  : résistance caractéristique au cisaillement du bois ;

$\gamma_M$  : coefficient partiel de propriété du matériau pour le bois à l'E.L.U. ;

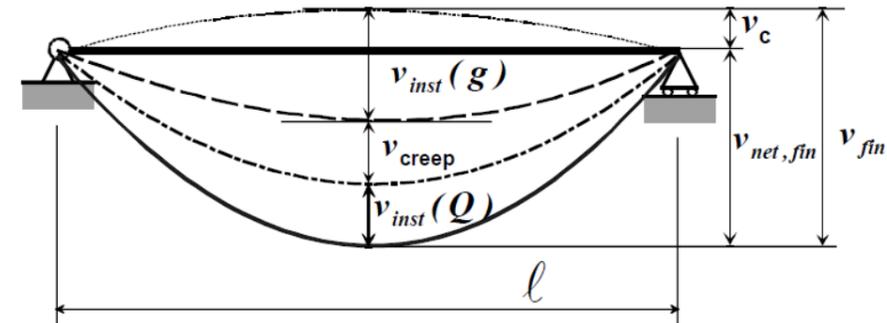
$k_{mod}$  : coefficient modificatif pour classes de service (pour tenir compte de l'humidité du matériau) et classes de durée de chargement.

### 12.6 Calcul de la flèche E.L.S.

#### 12.6.1 Notations et définitions

- La contreflèche, si elle existe, est notée :  $v_c$  .
- La flèche instantanée :  $v_{inst}$  .
- La flèche différée (fluage),  $v_{creep}$  uniquement sous charges permanentes ou quasi permanentes
- La flèche finale  $v_{fin} = v_{inst} + v_{creep}$
- La flèche résultante finale  $v_{net,fin} = v_{fin} - v_c = v_{inst} + v_{creep} - v_c$

Dans le cas d'éléments sans contreflèche :  $v_{net,fin} = v_{fin} = v_{inst} + v_{creep}$



❖ La déformation du bois sous l'effet des charges permanentes s'accroît avec le temps, c'est le phénomène de fluage. On calculera la flèche due au fluage notée  $v_{creep}$  uniquement pour les charges permanentes ou quasi permanentes de la manière suivante :

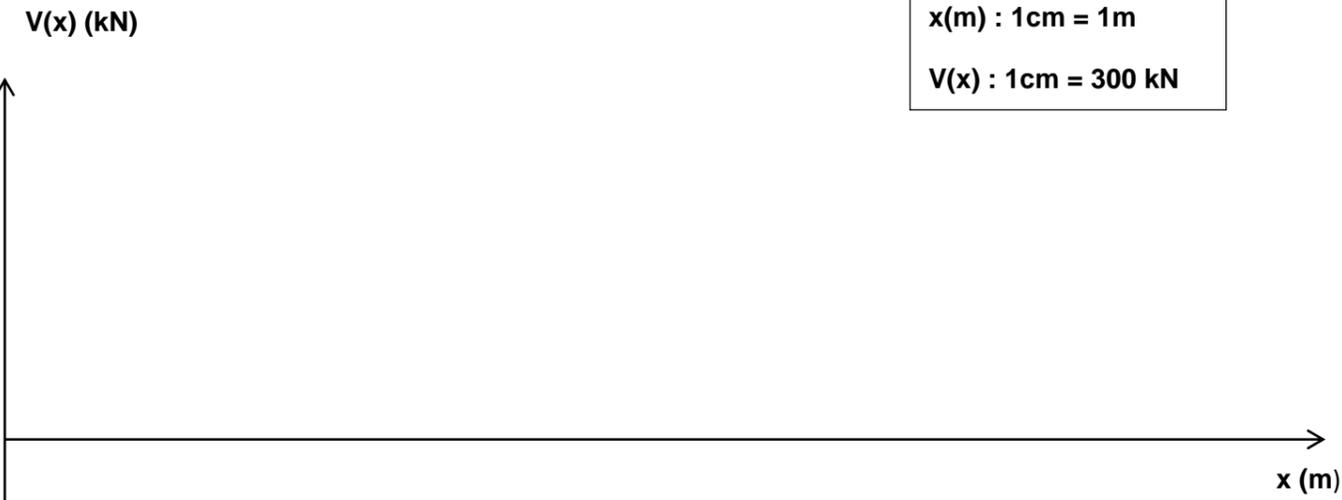
Actions permanentes (g) 
$$v_{creep}(g) = k_{def} \times v_{inst}(g) ;$$

flèche finale due aux charges variables de neige prenant en compte le fluage et l'humidité

- si l'altitude de la construction est inférieure à 1000 m 
$$v_{fin}(s) = v_{inst}(s)$$

- si l'altitude de la construction est supérieure à 1000 m 
$$v_{fin}(s) = v_{inst}(s) \times (1 + 0,2k_{def})$$

**Diagramme de l'effort tranchant**



Echelle :  
 x(m) : 1cm = 1m  
 V(x) : 1cm = 300 kN

**Diagramme du moment fléchissant**



Echelle :  
 x(m) : 1cm = 1m  
 M(x) : 1cm = 500 mkN

DR1

ETUDE DE LA POUTRE PRINCIPALE					
<b>DR 2</b>	Diagramme $V(x)$	Diagramme $M(x)$	$V_{max}$ (daN)	$M_{max}$ (m.daN)	$V_{inst}$ (cm)
					$\frac{23PL^3}{24EI}$