

Chapitre 3

Flexion composée

Chapitre 3

Flexion composée

3.1 Généralités

Une section droite (**S**) d'une pièce était soumise à la flexion composée si les forces et les couples agissants à gauche de (**S**) pouvaient être réduits, par rapport au centre de gravité **G** de l'axe cette section (fig.2.1.a), à :

- un couple de moment **M_G** (moment de flexion), d'axe perpendiculaire au plan de symétrie de la section ;
- une force **N** (effort normal), perpendiculaire à (**S**), dirigée vers la droite dans le cas d'un effort de compression et vers la gauche dans le cas d'un effort de traction ;
- une force **T** (effort tranchant), portée par l'axe de symétrie de la section..

Remarques :

- Le système constitué par **M_{G0}** et **N** peut être remplacé par une force unique **N**, appliquée au centre de pression **C** (fig.2.1.b), distant de **G₀** (centre de gravité de béton seul) d'une quantité :

$$e_0 = M_{G_0} / N$$

- Lorsque l'excentricité **e₀** de l'effort normal **N** est selon les deux directions, on parle de flexion déviée composée.
- Selon les valeurs de l'effort normal **N_u** et de l'excentricité **e₀**, la section est entièrement tendue, **N_u** est un effort de traction, ou entièrement comprimée, **N_u** est un effort de compression, ou partiellement tendue/comprimée, **N_u** est un effort de traction ou **N_u** est un effort de compression.

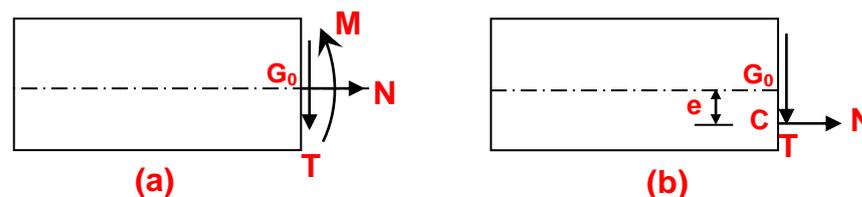


Fig. 2.1 : Section soumise à la flexion composée.

Dans le présent chapitre, on étudie uniquement les effets du moment de flexion M_{G0} et de l'effort N , puisque ceux de l'effort tranchant T sont étudiés au chapitre 1 (BA II).

– Lorsque la section est sollicitée en flexion composée avec compression :

➤ Sachant que :

- $e_{ad} = \text{Max} (2 \text{ cm}, l / 250) =$ excentricité additionnelle
- $e_1 = (\sum \gamma_i M_{jG0} / \sum \gamma_i N_i) + e_{ad} =$ excentricité du 1^{er} ordre à l'E.L.U.

avec :

- l_f : longueur de flambement de la pièce (voir chapitre 3, BA I « Compression simple» ;
- h : hauteur de la section droite dans le plan de flambement,
- l : longueur libre de la pièce,

➤ on distingue deux cas :

1. Cas où $l_f / h > \text{Max} (15 ; 20.e_1/h)$

Vérifier la pièce à l'état-limite ultime de stabilité de forme (ELUSF de flambement).

2. Cas où $l_f / h \leq \text{Max} (15 ; 20.e_1/h)$

Faire le calcul en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

$$N_u = \sum \gamma_i N_i$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = N_u e_0$$

avec : $e_2 = \frac{3}{10^4} l_f^2 (2 + \alpha \cdot \Phi)$ (excentricité forfaitaire prenant en compte les effets du second ordre)

$$\text{où: } \left\{ \begin{array}{l} \Phi = 2 \\ \alpha = \frac{M_1^L (G + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} \cdot Q_i)}{M_1 (G + Q_1 + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0i} \cdot Q_i)} \quad (\text{rapport de la déformation due au fluage sur la déformation instantanée}) \\ M_1 \text{ et } M_1^L \text{ étant évalués sans les coefficients } \gamma \\ (\text{ce sont des moments de service}), e_a \text{ n'intervient pas.} \end{array} \right.$$

3.2 Calcul des sections entièrement tendues à l'E.L.U. (section rectangulaire)

Une section sera entièrement tendue si l'effort **N** est un effort de traction et si le centre d'application "**C**" se trouve entre les armatures (Fig. 2.2).

Dans ce cas, on a $y_u < 0$ et $\alpha < 0$, la droite de déformation passe par le Pivot **A**, comme indiqué sur la figure Fig. 2.2.

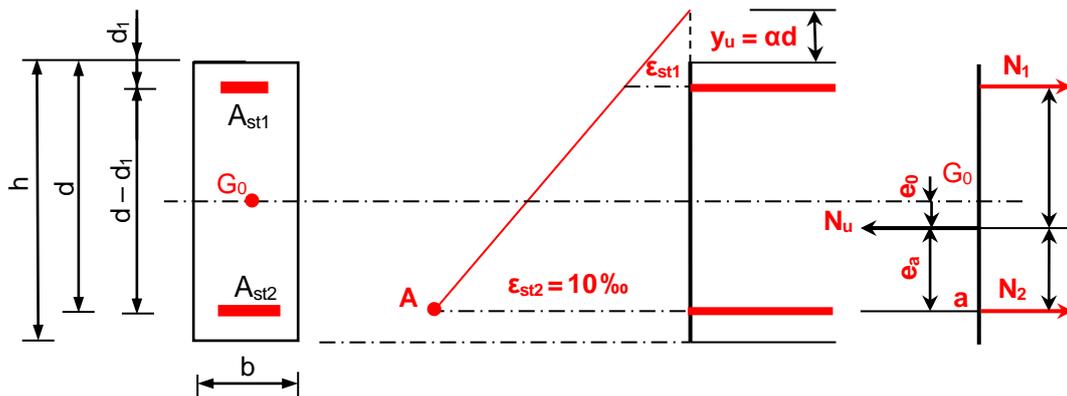


Fig. 2.2 : Droites de déformation et l'équilibre des forces en flexion composée dans le cas où la section est entièrement tendue.

On désigne :

- A_{st1} : la section des armatures supérieures, σ_{st1} leur contrainte ;
- A_{st2} : la section des armatures inférieures, σ_{st2} leur contrainte.

On a alors : $N_1 = A_{st1} \sigma_{st1}$, $N_2 = A_{st2} \sigma_{st2}$.

Pour le schéma considéré on peut écrire :

$$- N_u + N_1 + N_2 = 0 \Rightarrow - N_u + A_{st1} \sigma_{st1} + A_{st2} \sigma_{st2} = 0 \dots\dots\dots(2.1)$$

En prenant pour la deuxième équation, les moments par rapport au point **a**, nous obtenons:

$$- N_u e_a + N_1 (d - d_1) = 0 \Rightarrow - N_u e_a + A_{st1} \sigma_{st1} (d - d_1) = 0 \dots\dots\dots(2.2)$$

D'où on trouve : $A_{st1} = N_u e_a / (\sigma_{st1} (d - d_1))$ (2.3)

En remplaçant l'équation (2.3) dans l'équation (2.1), on trouve :

$$\boxed{A_{st2} = \frac{N_u}{\sigma_{st2}} - \frac{A_{st1}}{\sigma_{st2}} \sigma_{st1}} \dots\dots\dots(2.4)$$

Du point de vue économique, on a intérêt à prendre, pour chacune des contraintes σ_{st1} et σ_{st2} la plus grande valeur possible, on prend donc celle correspondant à l'allongement maximal $\sigma_{st} = 10\text{‰}$.

Donc : $\sigma_{st1} = \sigma_{st2} = f_{su}$, par suite :

$$A_{st2} = \frac{N_u}{f_{su}} - \frac{A_{st1}}{f_{su}} f_{su} \Rightarrow A_{st2} = \frac{N_u}{f_{su}} - A_{st1} \dots\dots\dots(2.5)$$

- Ces formules sont valables pour n'importe quel type de forme de la section.

Condition de non-fragilité :

- La section minimale des armatures doit être au moins égale à:

$$A_{st1} + A_{st2} \geq A_{min} = (B \cdot f_{t28}) / f_e \dots\dots\dots(2.6)$$

où **B** est l'aire d'une section de béton ($B = b \times h$, pour une section rectangulaire).

3.3 Calcul des sections partiellement tendues à l'E.L.U. (section rectangulaire)

3.3.1 Définition

Dans ce cas, on a $0 \leq y_u \leq h$, $0 \leq \alpha \leq h/d$, et on est dans les domaines des Pivots **A** et **B**. Le diagramme de déformation est compris entre les deux diagrammes limites AK et BC, comme définie sur la Figure 2.3. Lorsque $0 \leq y_u \leq d$ les aciers tendus sont nécessaires et si $d \leq y_u \leq h$ ils ne sont plus nécessaires (du moins, ils sont comprimés).

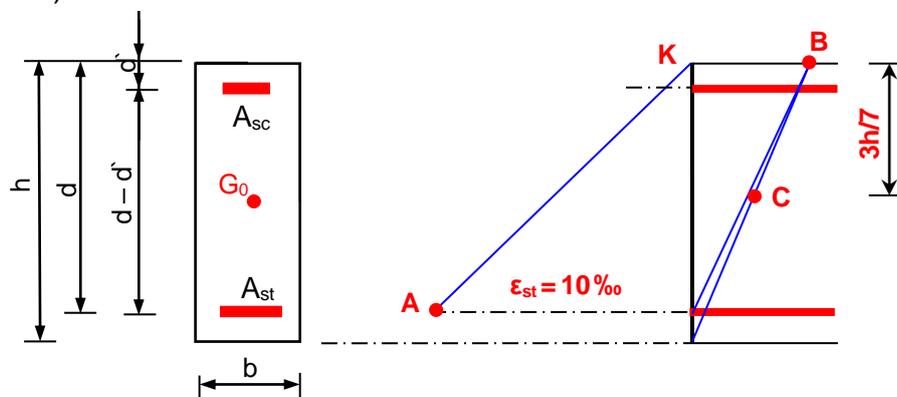


Fig. 2.3 : Droites de déformation en flexion composée dans le cas où la section est partiellement tendue/comprimée.

a) **N_u est une compression (dans ce cas : $e_0 = e_1 + e_2$) :**

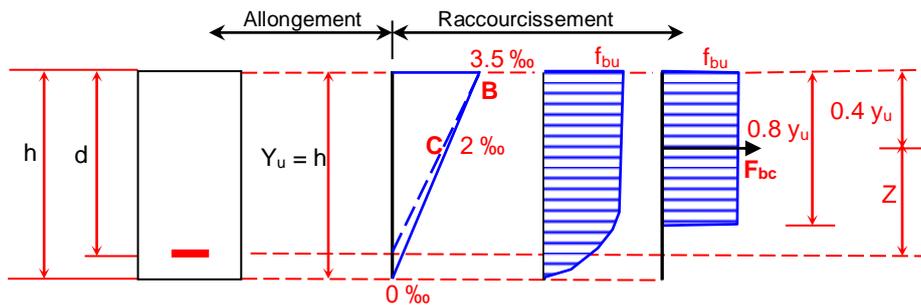


Fig. 2.4 : Principe de calcul à l'ELU de M_{BC} dans le cas d'une section rectangulaire.

• **Pour une section rectangulaire de largeur b, en l'absence d'aciers comprimés, si $y_u = h$:**

$$F_{bc} = 0.8 \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \quad \text{et} \quad Z = d - 0.4 h$$

$$M_{BC} = F_{bc} \cdot Z$$

soit, en considérant les moments par rapport aux aciers tendus :

$$M_{BC} = 0.8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

D'où :

$$\mu_{BC} = \frac{M_{BC}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) \quad \dots\dots\dots(2.8)$$

et la section est partiellement tendue tant que $y_u \leq h$, c'est-à-dire tant que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \leq \mu_{BC} = 0.8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right)$$

avec :

M_{ua} : moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus.

On remarque que l'on a au moins une nappe d'aciers tendus si : $y_u \leq d$ (Fig 2.4).

b) **N_u est une traction, le centre de pression C est à l'extérieur des traces des armatures :**

Dans ce cas : $e_0 = \frac{\sum \gamma_i M_{iG0}}{\sum \gamma_i N_i}$

3.3.2 Calcul des armatures

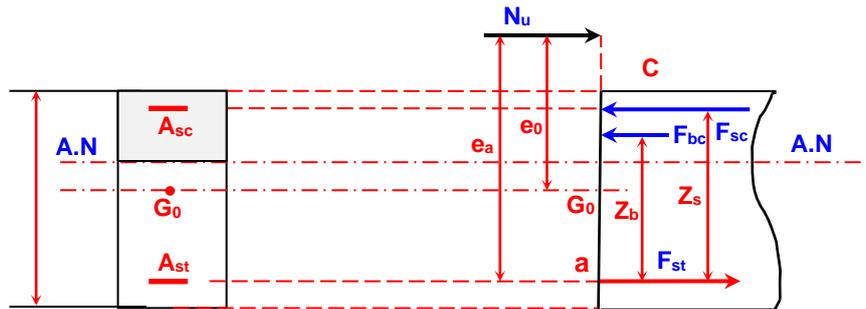


Fig. 2.5 : Principe de calcul à l'ELU des armatures d'une section rectangulaire partiellement tendue/comprimée.

- Pour la figure 2.5, on a supposé que l'effort normal N_u est un effort de compression.
- Prenant les moments par rapport aux aciers tendus, les équations d'équilibre s'écrivent :

$$\begin{cases} M_a = N_u \cdot e_a = F_{sc} \cdot Z_s + F_{bc} \cdot Z_b \\ N_u = F_{bc} + F_{sc} - F_s \end{cases}$$

et en tenant compte des sections A et A' d'armatures :

$$\begin{cases} M_a = N_u \cdot e_a = A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot Z_s + F_{bc} \cdot Z_b \\ N_u = F_{bc} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} - A_{st} \cdot \sigma_{st} \Leftrightarrow F_{bc} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} - (A_{st} + \frac{N}{\sigma_{st}}) \sigma_{st} = 0 \end{cases}$$

- Les équations d'équilibre de la même section soumise en flexion simple au moment M_a et ayant mêmes déformations et munie des sections d'armatures A_{st}^* et A_{sc}^* s'écrivent :

$$\begin{cases} M_a = A_{st}^* \cdot \sigma_{sc} \cdot Z_s + F_{bc} \cdot Z_b \\ 0 = F_{bc} + A_{sc}^* \cdot \sigma_{sc} - A_{st}^* \cdot \sigma_{st} \end{cases}$$

où par identification, il vient:

$$\begin{cases} A_{sc} = A_{sc}^* \\ A_{st} = A_{st}^* - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \end{cases}$$

- Si l'effort normal N_u est un effort de traction, on montrerait, de la même manière que ci-dessus, que l'on a :

$$\begin{cases} A_{sc} = A_{sc}^* \\ A_{st} = A_{st}^* + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \end{cases}$$

Remarque :

- Si N_u est une compression, le centre de pression C est à l'opposé de a (centre de gravité des aciers tendus) par rapport à G_0 .
- Si N_u est une traction, le centre de pression C et a sont du même côté par rapport à G_0 .

3.4 Section en T à l'ELU
a) Cas où $M_{ua} \leq M_{tu}$:

- Table surabondante pour équilibrer M_{ua} .
- Donc le calcul se fait en section rectangulaire de largeur b en flexion composée soumise à (M_{ua}, N_u) .

b) Cas où $M_{ua} > M_{tu}$:

- Le calcul se fait en section à table de compression (Fig. 2.6).
- Décomposition de la section :

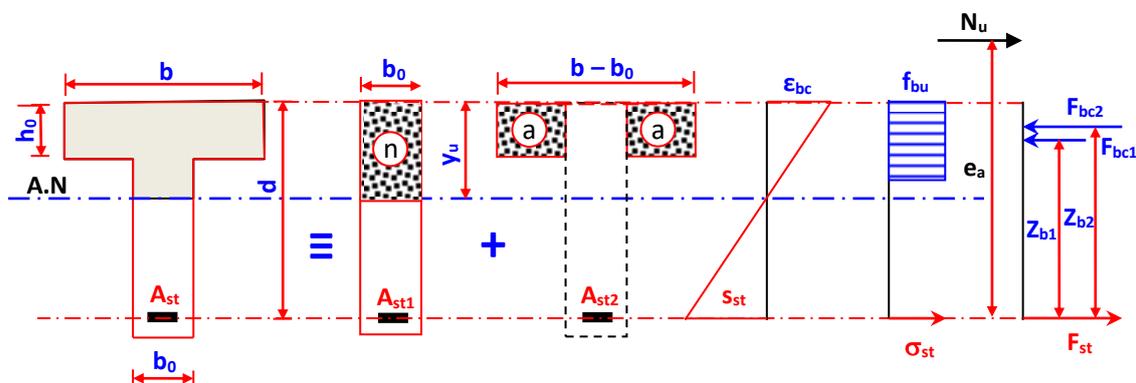


Fig. 2.6 : Principe de calcul à l'ELU d'une section en T soumise à la flexion composée, avec : $M_{ua} > M_{tu}$.

- Les équations d'équilibre s'écrivent :

$$\begin{cases} M_{ua} = F_{bc1} \cdot Z_{b1} + F_{bc2} \cdot Z_{b2} \\ N_u = F_{bc1} + F_{bc2} - F_{st} \end{cases}$$

- Avec:
$$\begin{cases} F_{bc1} = 0.8 \cdot b_0 \cdot y_u \cdot f_{bu} \text{ et } Z_{b1} = (d - 0.4 y_u) \\ F_{bc2} = (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \text{ et } Z_{b2} = d - (h_0/2) \\ F_{st} = A_{st} \cdot \sigma_{st} \end{cases}$$

$$\text{donc : } \begin{cases} M_{ua} = 0.8 \cdot b_0 \cdot y_u \cdot f_{bu} \cdot (d - 0.4 y_u) + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - (h_0/2)) \\ N_u = 0.8 \cdot b_0 \cdot y_u \cdot f_{bu} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} - A_{st} \cdot \sigma_{st} \end{cases}$$

et en posant :

$$\begin{cases} M_{uR} = M_{ua} - (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - (h_0/2)) \\ N_{uR} = N_u - (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \end{cases}$$

il vient :

$$\begin{cases} M_{uR} = 0.8 \cdot b_0 \cdot y_u \cdot f_{bu} \cdot (d - 0.4 y_u) \\ N_{uR} = 0.8 \cdot b_0 \cdot y_u \cdot f_{bu} - A_{st} \cdot \sigma_{st} \end{cases}$$

soit les équations d'équilibre d'une section rectangulaire $b_0 \cdot d$ soumise à M_{uR} et N_{uR} .

Donc ça revient à calculer une section rectangulaire $b_0 \cdot d$ soumise à :

$$\begin{cases} M_{uR} = M_{ua} - (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - (h_0/2)) \\ N_{uR} = N_u - (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu} \end{cases}$$

- Ce qui permet de déterminer A_{st}^* et A_{sc}^* .
- Finalement les armatures de la section en T sont données par :

$$\begin{cases} A_{sc} = A_{sc}^* \\ A_{st} = A_{st}^* + \frac{N_{uR}}{\sigma_{st}} \end{cases}$$

- N_{uR} est en valeur algébrique.

Condition de non-fragilité :

- Pour la section rectangulaire, la section minimale des armatures doit être au moins égale à:

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_0 - 0.45 d}{e_0 - 0.185 d}$$

3.5 Calcul des sections entièrement comprimées à l'E.L.U.

On se trouve dans cette situation si N_u est un effort de compression et $M_{ua} > M_{BC}$ et.

La ligne de déformation passe par le pivot **C** :

- Sur la fibre la plus comprimée : $2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 ‰$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$
- Sur la fibre la moins comprimée : $0 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 2 ‰$ et $\sigma_{bc} \leq f_{bu}$

Dans ce cas (pivot **C**) nous devons utiliser le diagramme parabole-rectangle (Fig. 2.7).

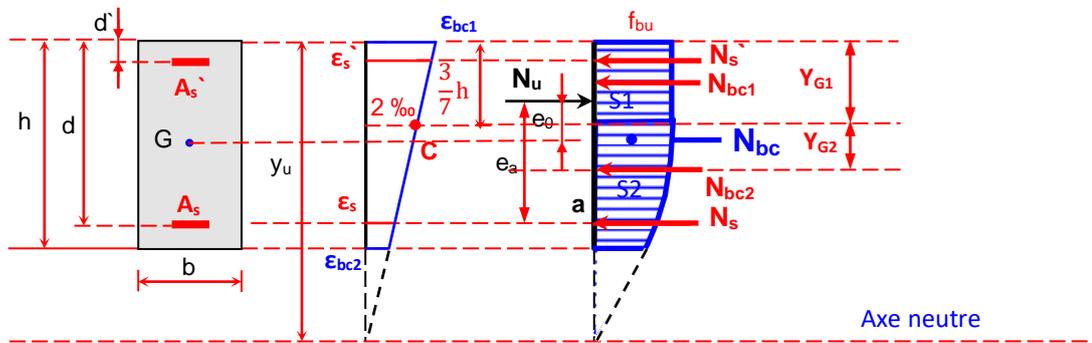


Fig. 2.7 : Principe de calcul à l'ELU d'une section rectangulaire entièrement comprimée.

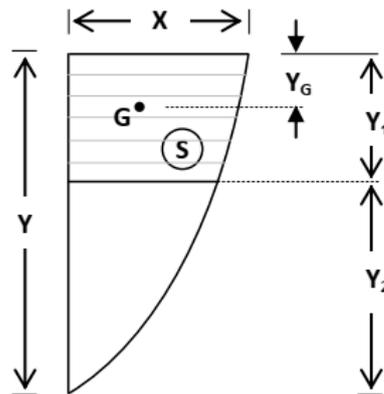
- $N_{bc} = N_{bc1}$ (partie rectangulaire) + N_{bc2} (partie parabolique)

En utilisant les caractéristiques des surfaces délimitées par des arcs paraboliques, on a :

La figure et les formules ci-après donnent les aires des surfaces délimitées par des arcs paraboliques et la position du centre de gravité.

- $s = X.Y_1 \cdot \left(1 - \frac{Y_1^2}{3.Y^2} \right)$

- $Y_G = \frac{3.Y_1}{4} \cdot \left(1 - \frac{X.Y_1}{3.s} \right)$



D'après la figure 2.7, nous avons :

- Pour la **partie rectangulaire** du diagramme des contraintes (S1) :

$$X = f_{bu}$$

$$S_1 = \frac{3h}{7} \cdot f_{bu}$$

- Pour la partie parabolique du diagramme des contraintes (S2):

$$X = f_{bu} ,$$

$$Y_1 = \frac{4h}{7} \text{ et } Y = y - \frac{3h}{7}$$

$$S_2 = h \cdot f_{bu} \cdot \left(\frac{4}{7} - \frac{3.05}{\left(\frac{7 \cdot y}{h} - 3\right)^2} \right)$$

$$Y_{G2} = \frac{3 \cdot h}{7} - \frac{4 \cdot h^2 \cdot f_{bu}}{49 \cdot S_2}$$

Le coefficient de remplissage ψ est le rapport entre l'aire du diagramme des contraintes et l'aire du rectangle de même largeur et hauteur. C'est-à-dire :

$$\psi = \frac{S_1 + S_2}{h \cdot f_{bu}} \Rightarrow \psi = 1 - \frac{3.05}{\left(\frac{7 \cdot y}{h} - 3\right)^2} \quad (*)$$

La valeur du coefficient de remplissage ψ peut prendre les situations suivantes:

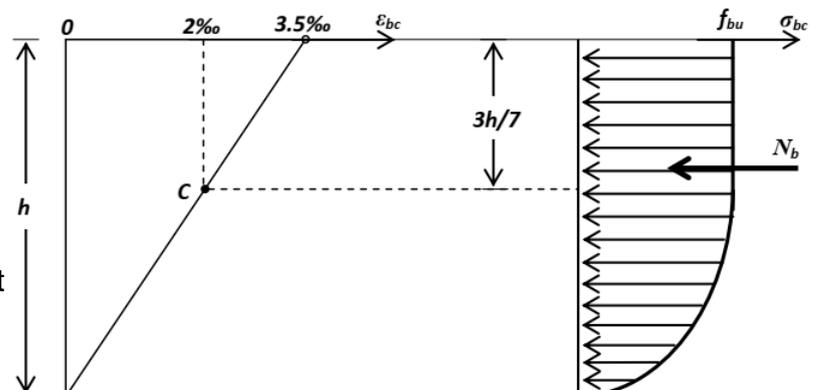
- $\psi < 0.81$: la section est partiellement comprimée, ou l'état limite n'est pas atteint.
- $0.81 \leq \psi \leq 1$: la section est entièrement comprimée
- $\psi > 1$: il faut changer la section ou augmenter la section d'armatures comprimées.

On peut citer deux cas particuliers :

- 1^{er} cas extrême : $y = h$

$$\psi = 0.81 \Rightarrow N_{bu} = 0.81 \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

Fig. 2.8 : Section entièrement comprimée avec $\psi = 0.81$



• 2^{ème} cas extrême : $y \rightarrow \infty$

$$\psi = 1 \Rightarrow N_{bu} = b \cdot h \cdot f_{bu}$$

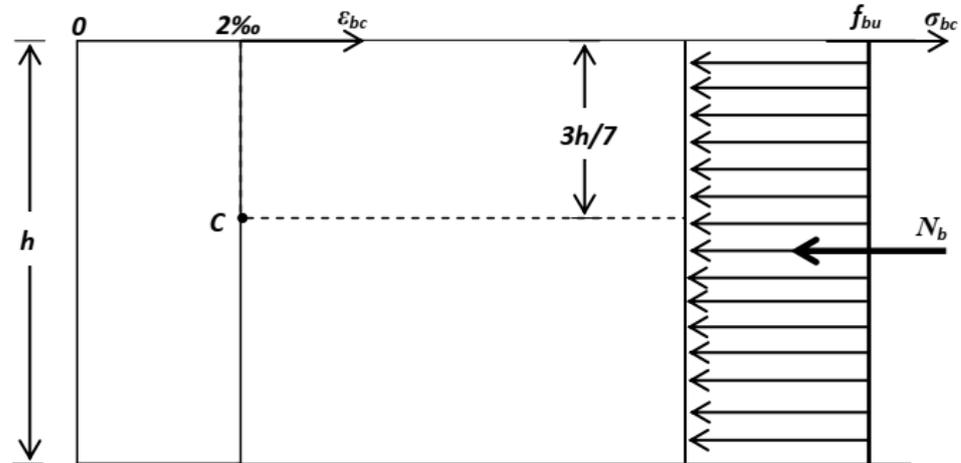


Fig. 2.9 : Section entièrement comprimée avec $\psi = 1$

3.5.1 Calcul des efforts internes N_{bu} et M_{bu}

3.5.1.1 Résultante de compression dans le béton N_{bu} (Fig 2.7)

- N_{b1} : Résultante de compression dans la partie rectangulaire du diagramme des contraintes.
- N_{b2} : Résultante de compression dans la partie parabolique du diagramme des contraintes.

$$N_{b1} + N_{b2} = N_{bu}$$

$$N_{b1} = b \cdot S_1 = \frac{3}{7} \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$N_{b2} = b \cdot S_2 = b \cdot h \cdot f_{bu} \cdot \left(\psi - \frac{3}{7} \right) \Rightarrow N_{bu} = \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

3.5.1.2 Moment équilibré par le béton M_{bu}

$$N_{bu} \cdot Y_G = N_{b1} \cdot Y_{G1} + N_{b2} \cdot \left(Y_{G2} + \frac{3}{7} \cdot h \right) \Rightarrow Y_G = \left(0.857 - \frac{0.357}{\psi} \right) \cdot h$$

Le moment équilibré par le béton seul par rapport aux armatures inférieures peut être déduit à partir de l'expression suivante :

$$M_{bu} = N_{bu} \cdot (d - Y_G) = \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \left(0.857 - \frac{0.357}{\psi} \right) \cdot h \right)$$

$$M_{bu} = b \cdot h^2 \cdot f_{bu} \cdot \left(0.357 + \left(\frac{d}{h} - 0.857 \right) \cdot \psi \right)$$

3.5.2. Equations d'équilibre et coefficient de remplissage

On suppose que les armatures les moins comprimées sont nulles $A_s = 0$ ce qui donne :

$$N_u = \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} + A'_s \cdot \sigma'_s$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A = b \cdot h^2 \cdot f_{bu} \cdot \left(0.357 + \left(\frac{d}{h} - 0.857 \right) \cdot \psi \right) + A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d')$$

Par l'élimination de $A'_s \cdot \sigma'_s$ entre les deux équations précédentes, on obtient :

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u \cdot (d - d') - M_{uA}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}}$$

- Cette valeur de ψ doit être comprise entre **0.81** et **1**.
- L'hypothèse de $A_s = 0$ est vérifiée pour des valeurs de coefficient de remplissage inférieures à un ($\psi < 1$).
- Si ($\psi > 1$) le béton est insuffisant et il faut redimensionner la section du béton ou introduire plus d'armatures comprimées.

3.5.3. Calcul des armatures

a. $0.81 \leq \psi \leq 1$:

Dans ce cas $A_s = 0$

La considération des triangles semblables sur la figure 2.7 donne :

$$\frac{\varepsilon'_s}{y - d'} = \frac{2\text{‰}}{y - \frac{3}{7}h} \Rightarrow \varepsilon'_s = 2\text{‰} \times \left(\frac{y - d'}{y - \frac{3}{7}h} \right)$$

D'après la formule (*) on tire :

$$y = \frac{h}{7} \times \left(3 + \frac{1.746}{\sqrt{1-\psi}} \right)$$

Ce qui donne que :

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} \times \left[1 + \left(1.719 - 4.010 \cdot \frac{d'}{h} \right) \cdot \sqrt{1-\psi} \right]$$

ε'_s étant connue, on en déduit σ'_s (σ_{sc}) à partir du diagramme de contraintes de l'acier utilisé.

- Si $\varepsilon'_s < \varepsilon_{se} \Rightarrow \sigma'_s = E_s \times \varepsilon'_s$ et $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
- Si $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{se} \Rightarrow \sigma'_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

A partir de l'équation d'équilibre des forces on obtient :

$$A_s = 0$$

$$A'_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma'_s}$$

b. $\psi > 1$:

Dans ce cas, le béton et les armatures A'_s ne suffisent pas, il faut donc introduire des armatures inférieures A_s .

Le problème présente trois inconnus pour deux équations (équations d'équilibre), il faut donc faire un choix ; pour que le béton travaille au maximum, on choisit : $\psi = 1$.

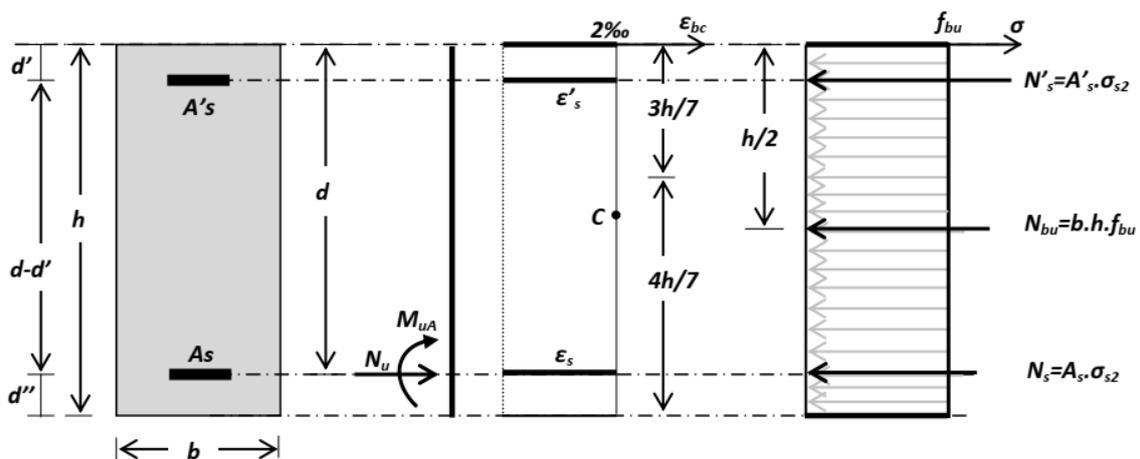


Fig. 2.10 : L'équilibre d'une section entièrement comprimée avec $\psi = 1$.

On a :

- $y = \infty$
- $\varepsilon_{bc} = \varepsilon'_s = \varepsilon_s$
- $\sigma_{bc} = f_{bu}$
- $\sigma_s = \sigma'_s = \sigma_{s2}$

Les équations d'équilibre sont:

$$N_u = b \cdot h \cdot f_{bc} + A'_s \sigma_{s2} \cdot (A_s + A'_s)$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A = b \cdot h \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + A'_s \cdot \sigma_{s2} \cdot (d - d')$$

$$\text{D'où : } A'_s = \frac{M_{uA} - (d - 0.5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - d') \cdot \sigma_{s2}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_{s2}} - A'_s$$

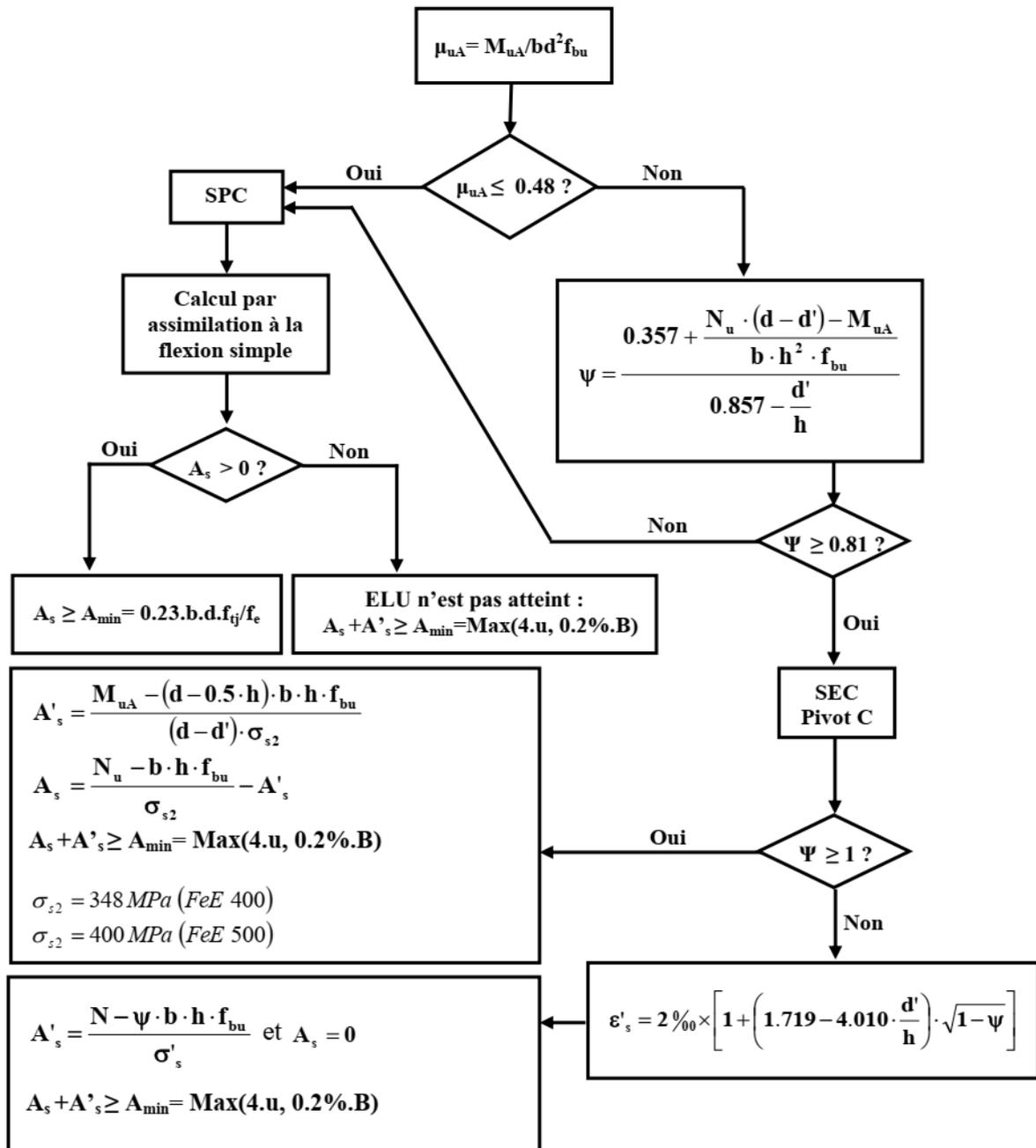
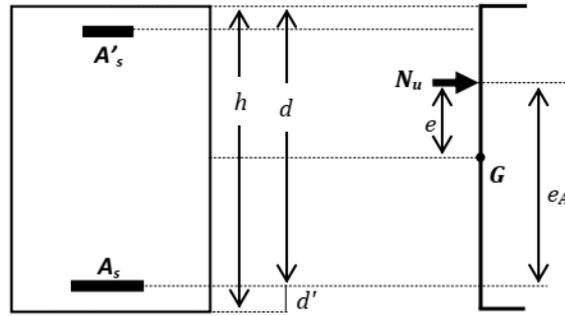
Tel que ;

- Pour Fe E 400 : $\varepsilon_{se} < 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{s2} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- Pour Fe E 500 : $\varepsilon_{se} > 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{s2} = E_s \cdot 2\text{‰} = 400 \text{ MPa}$

Remarque : à l'état limite de service, il faut vérifier que la condition de compression de béton est assurée ; $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{cj}$

**Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire à l'ELU
en flexion composée avec compression**

Les données
b, h, d et f_{bu}
 $N_u, M_{uA} = N_u \cdot e_A$



3.6 Dimensionnement des sections en flexion composée par l'E.L.S.

3.6.1 Sections entièrement tendues

La section est entièrement tendue si l'effort normal à l'ELS N_{ser} est une traction, et le centre de pression C définit par :

$$e_0 = \frac{M_{ser,G_0}}{N_{ser}}$$

tombe entre les traces des deux nappes d'armatures.

Le calcul se fait selon les mêmes principes de calcul que pour l'E.L.U. Le dimensionnement économique correspond à $\sigma_1 = \sigma_1 = \overline{\sigma}_s$.

3.6.2 Sections partiellement comprimée

La section est partiellement comprimée si :

$$e_0 = \frac{M_{ser,G_0}}{N_{ser}}$$

a. **N_{ser} est une compression**, et que le centre de pression **C** tombe à l'extérieur du **noyau central** de la section.

On rappelle que **le noyau central** est une zone de la section telle que si le centre de pression y est situé, les contraintes de service σ_1 et σ_1 des fibres extrêmes de la section sont toutes de même signe.

Pour une section rectangulaire, la condition pour que la section soit partiellement comprimée est : $|e_0| \geq \frac{h}{6}$

D'une autre manière, pour une section rectangulaire sans aciers comprimés, il faut **$y \leq h$** , d'où :

$$M_{ser a} \leq M_{ser lim} = \frac{1}{2} \overline{\sigma}_{bc} b \cdot h \cdot \left(d - \frac{h}{3} \right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{h}{d} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{h}{d} \right) b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc}$$

avec au moins une nappe d'aciers tendus (**$y \leq d$**) si :

$$M_{ser a} \leq \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \right) b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc} = 0.333 b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc}$$

b. **N_{ser} est une traction**, le centre de pression **C** est à l'extérieur des traces des armatures.

Détermination des armatures

La méthode pratique de calcul consiste à se ramener à la flexion simple :

- on calcule la section en flexion simple sous le moment $M_{ser\ a} = N_{ser} \cdot e_a$, ce qui fournit les sections A_{sc}^* et A_{st}^* (dans ce calcul, $M_{ser\ a}$ est à comparer à M_{rb});
- on prend ensuite, pour la section réelle :

$$A_{sc} = A_{sc}^*$$

$$A_{st} = A_{st}^* - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \Rightarrow$$

$A_{st} < A_{st}^*$ si N_{ser} est une compression $A_{st} > A_{st}^*$ si N_{ser} est une traction

Si l'on trouve **A** très faible ou même négatif, on doit placer au moins une section d'armatures égale à la section minimale, pour respecter la condition de non-fragilité.