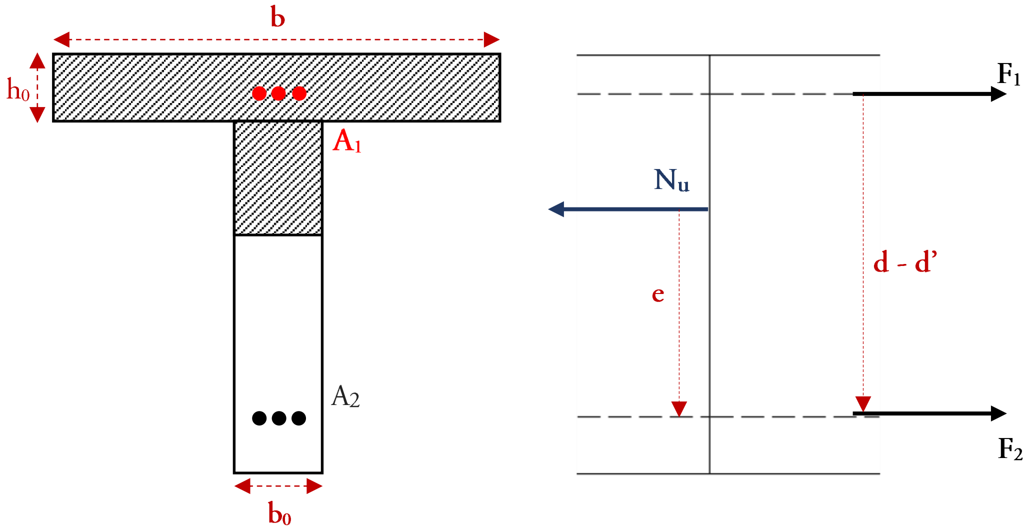
CHAPITRE 10 :

FLEXION COMPOSÉE – SECTION EN T

8) Section entièrement tendue

Une section en T soumise à la flexion composée sera entièrement tendue si les deux conditions suivantes sont remplies :

- ✓ L'effort normal est un effort de traction ;
- ✓ Le centre de pression « C » se trouve entre les armatures (étant donné que le béton tendu est négligé dans le calcul, la forme de la section n'intervient pas).



On a alors, similairement à une section rectangulaire :

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e}{(d-d') \cdot {f_e}/{\gamma_s}}$$

$$A_2 = \frac{N_u}{{f_e}/{\gamma_s}} \cdot \frac{(d-d'-e)}{(d-d')}$$

9) Section partiellement comprimée

Une section en T soumise à la flexion composée sera partiellement comprimée si :

- L'effort normal étant un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures ;
- L'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section ;

- L'effort normal étant un **effort de compression**, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifiée :

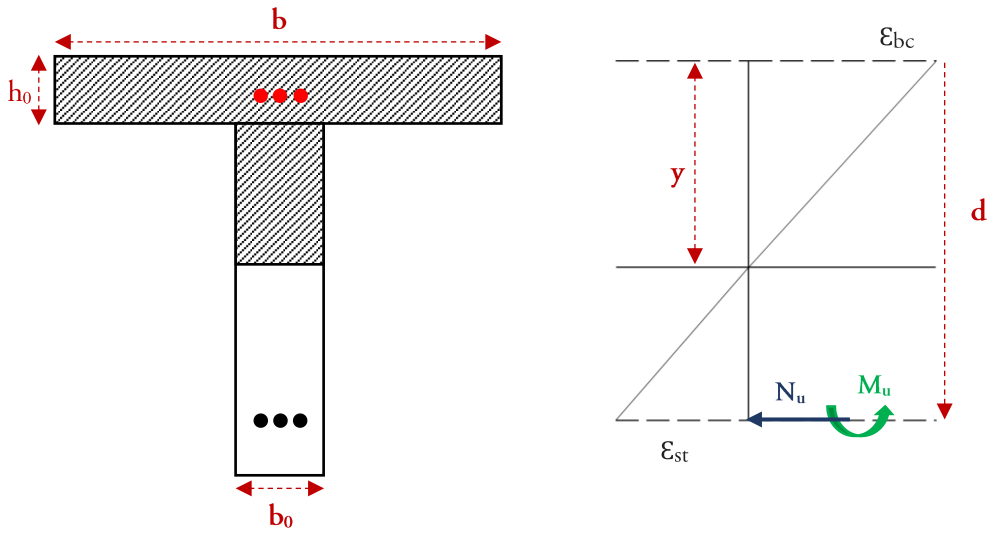
$$\boxed{(d - d') \cdot N_r - M_r \leq (0{,}337\, h - 0{,}81\, d') \cdot b_0 \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Avec :

$N_r = N_u - (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc}$

$M_r = M_A - (b - b_0) \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) \cdot \sigma_{bc}$

M_A = Moment ultime sollicitant évalué par rapport au centre de gravité des armatures inférieures



On a :

$$M_{BT} = b * h_0 * (d - \frac{h_0}{2}) * \sigma_{bc}$$

Donc si $M_A \leq M_{BT}$: seule une partie (ou la totalité) de la table est comprimée, la section en T donnée est à calculer comme une section rectangulaire de largeur « b » et de hauteur utile « d ».

Et si $M_A > M_{BT}$: une partie de la nervure est comprimée, et la section donnée est à calculer comme une section en T.

On a alors :

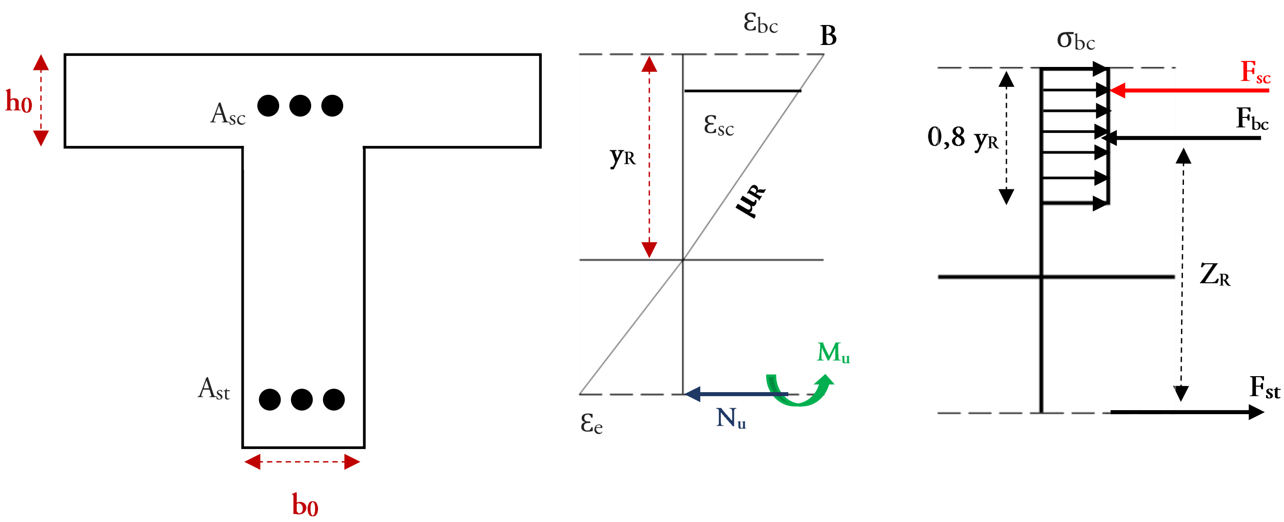
$$M_r = M_A - (b - b_0) * h_0 * (d - \frac{h_0}{2}) * \sigma_{bc}$$

$$\mu_R = \frac{M_r}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

- Si $\mu \leq \mu_R$:
  Il n'est pas nécessaire d'établir une armature comprimée, soit :

$$\boxed{A = \frac{M_r}{Z.\sigma_{st}} + \frac{(b-b_0).h_0.\sigma_{bc}}{\sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}}$$

- Si $\mu_R < \mu$:
  Dans ce cas on est ramené à l'étude d'une section en T avec armatures comprimées :



On a alors : $\varepsilon_{sc} = (3{,}5 * 10^{-3} + \varepsilon_e).(\frac{d-d'}{d}) - \varepsilon_e$

La contrainte σ_{st} correspondante est tirée du diagramme « contraintes – déformations » de l'acier.

- Équilibre des forces : $N_u = F_{bc} + F_{sc} - F_{st}$

  Avec : $F_{bc} = 0{,}8\ \alpha_R .b_0.d.\ \sigma_{bc}$

  $F_{sc} = A_{sc} .\ \sigma_{sc}$

  $F_{st} = A_{st} .\ \sigma_{st}$

- Équilibre des moments :

$$M_A = 0{,}8\ \alpha_R\ (1 - 0{,}4\ \alpha_R).b_0.d.\sigma_{bc} + (b - b_0).h_0.(d - \frac{h_0}{2}).\sigma_{bc} + A_{sc} .(d - d').\sigma_{sc}$$

$$= \mu_R.b_0.d^2.\sigma_{bc} + (b - b_0).h_0.(d - \frac{h_0}{2}).\sigma_{bc} + A_{sc} .(d - d').\sigma_{sc}$$

On pose : $M_1{}^f = \mu_R.b_0.d^2.\sigma_{bc} + (b - b_0).h_0.(d - \frac{h_0}{2}).\sigma_{bc}$

$M_1{}^f = M_A - M_1{}^f$

D'où :

$$\boxed{A_{sc} = \frac{M_A - M_1{}^f}{(d - d').\sigma_{sc}}}$$

L'équilibre des forces permet d'avoir :

$$F_{st} = \frac{M_R}{Z_R} + (b - b_0).h_0.\,\sigma_{bc} - N_U + A_{st}\,.\,\sigma_{sc}$$

D'où :

$$\boxed{A_{st} = \left[\ \frac{M_R}{Z_R} + (b - b_0).h_0.\,\sigma_{bc} - N_U\right].\frac{\gamma_s}{f_e} + A_{sc}\frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{st}}}$$

La part du moment de flexion équilibré par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% de M_A.

10) Section entièrement comprimée

Une section en T soumise à la flexion composée sera entièrement comprimée si les deux conditions suivantes sont remplies :

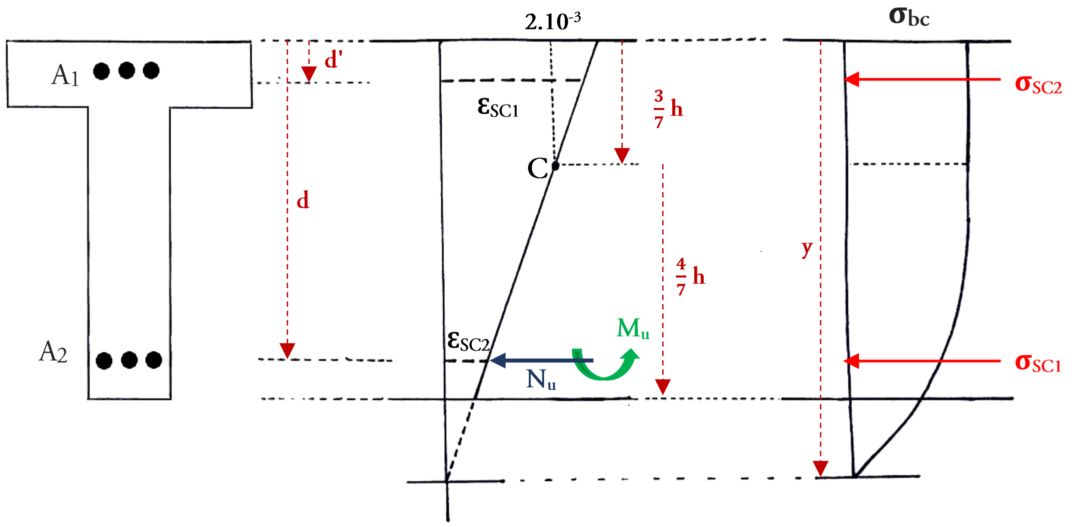
- L'effort normal est un effort de compression ;
- Le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifiée :

$$\boxed{(d - d')\,.\,N_r - M_r > (0{,}337\,h - 0{,}81\,d')\,.b_0.h.\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$N_r = N_u - (b - b_0)\,.h_0.\,\sigma_{bc}$$

$$M_r = M_A - (b - b_0)\,.h_0.(d - \frac{h_0}{2}).\,\sigma_{bc}$$



Les armatures d'une section en T soumise à la flexion composée et entièrement comprimée sont les mêmes que celles de la section rectangulaire de dimensions " $b_0 * h$" soumise à :

- Un effort normal : $N_r = N_u - (b - b_0)\,.h_0.\,\sigma_{bc}$

- Un moment de flexion : $M_r = M_U - (b - b_0)\ .h_0.(d - \frac{h_0}{2}).\ \sigma_{bc}$

M_r = moment par rapport eu c.d.g des armatures inférieures.

- **1er cas :** $(0{,}337.h - 0{,}81.d')\ .b.h.\sigma_{bc} \leq (d - d')\ .\ N_U - M_U < (\ 0{,}5.h - d'\ )\ .b.h.\sigma_{bc}$

La section des armatures est alors donnée par :

$$\boxed{\begin{gathered} A_1 = 0 \\ A_2 = \frac{N_r - \Psi.b_0.h.\sigma_{bc}}{\sigma_{sc2}} \end{gathered}}$$

- **2ème cas :** $(d - d')\ .\ N_U - M_U \geq (\ 0{,}5\ .\ h - d'\ )\ .b.h.\sigma_{bc}$

Alors les sections des armatures sont :

$$\boxed{\begin{gathered} A_2 = \frac{M_u - (d - 0{,}5\ h).b_0.h.\sigma_{bc}}{(d - d')\ .{}^{f_e}/_{\gamma_s}} \\ A_1 = \frac{N_u - .b_0.h.\sigma_{bc}}{{}^{f_e}/_{\gamma_s}} - A_2 \end{gathered}}$$

<u>Ψ est le même symbole défini pour une section rectangulaire.</u>

CHAPITRE 11 :

ÉTATS LIMITES DE SERVICE

Dans les règles B.A.E.L, les constructions doivent être justifiées vis-à-vis des E.L.U et vis-à-vis des E.L.S.

3) Combinaisons d'actions

La combinaison fondamentale peut s'écrire symboliquement :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_i \Psi_{0i} Q_i$$

Et dans le cas où Q_1 désigne une charge routière sans caractère particulier :

$$G_{max} + G_{min} + 1{,}20\ Q_1 + \sum_i \Psi_{0i} Q_i$$

Avec : Ψ_{oi} = 0,60 pour effet de température, et aux valeurs ci-dessous pour les cas les plus courants :

Nature de Q1	Nature de Qi	Ψ_{oi}
Charge appliquée en cours d'exécution	Vent	**1,0**
Charge sur plancher bâtiment	Vent et/ou neige	**0,9**
Vent et/ou neige	Charge d'exploitation	**0,8 à 1,0**

Dans le cas général où seules interviennent les charges d'exploitation et les charges permanentes, la combinaison d'action se réduit à : **G + Q**

4) Hypothèses de calcul :

Ces hypothèses sont différentes que celles prévues pour les E.L.U. On suppose ce qui suit :

9) Les sections droites, planes avant déformation de la pièce, restent planes après déformation ;
10) Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
11) Le béton tendu est négligé ;
12) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques, et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
13) Par convention, le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier et celui du béton a pour valeur : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
14) On ne déduit pas, dans les calculs, les sections des aciers de l'aire du béton comprimé ;

15) On peut remplacer dans les calculs, la section totale d'un groupe de barres tendues ou comprimées par la section d'une barre unique située au centre de gravité du groupe.

5) Conséquence des hypothèses :

1) Le diagramme des déformations et le diagramme des contraintes sont constitués par des droites ;
2) Les contraintes σ_b du béton et σ_s de l'acier sont proportionnelles aux déformations :

$$\boldsymbol{\sigma_b} = E_b \,.\, \varepsilon_b \qquad \text{et} \qquad \boldsymbol{\sigma_s} = E_s \,.\, \varepsilon_s$$

3) On peut appliquer au béton les formules de la R.D.M établis pour les corps homogènes si l'on prend soin au préalable d'homogénéiser les sections du béton armé, à savoir :
   - En remplaçant une section d'acier **A** par une section de béton égale à : n A = 15 A et ayant le même centre de gravité que la section d'acier
   - En admettant que chaque élément d'aire de béton conserve sa valeur géométrique dans la zone comprimée de la section, et une valeur nulle dans la section tendue

   Dans ces conditions, si nous appelons :
   - B_0 = aire de la section homogénéisée
   - B = aire de la section comprimée du béton
   - A' = section des armatures comprimées
   - A = section des armatures tendues

   Alors on a :
   - Cas d'une section entièrement comprimée : **B_0 = B + 15 A'**
   - Cas d'une section partiellement comprimée : **B_0 = B + 15 A' – 15 A**
4) La contrainte dans une fibre d'acier est égale à 15 fois la contrainte qui existerait dans la fibre du béton ayant le même centre de gravité que cette fibre d'acier.

6) Vérifications à effectuer :

Ces vérifications sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé $\boldsymbol{\sigma_b}$, à la contrainte des aciers tendus $\boldsymbol{\sigma_s}$, et aux déformations.

a. Contrainte maximale du béton comprimé

Lorsque la section étudiée présente une partie comprimée, la contrainte maximale du béton sous la sollicitation de service la plus défavorable ne doit pas excéder :

$$\boxed{\boldsymbol{\sigma_b} \leq 0{,}60\ f_{c28}}$$

b. <u>Contrainte des armatures tendues</u>

Afin de réduire le risque de fissuration et pour diminuer l'importance de leur ouverture, on a été amené à limiter les contraintes des armatures qui, sous la sollicitation de service la plus défavorable, doivent demeurer inférieures aux limites suivantes :

- **Si la fissuration est peu préjudiciable** (cas des éléments situés dans des locaux couverts et clos), il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne $\boldsymbol{\sigma_s}$

- **Si la fissuration est préjudiciable** (cas des éléments exposés aux intempéries, aux condensations, ou alternativement noyés et émergés en eau douce), on devra s'assurer des règles suivantes :

  - La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus faible des deux valeurs :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e \,;\, 150\,\eta\right) \text{ MPa}$$

    η coefficient de fissuration ayant pour valeur :

    η = 1 pour les ronds lisses et les treillis soudés

    η = 1,60 pour les aciers haute adhérence

  - Le diamètre des armatures utilisées doit-être ≥ 6 mm (cette règle s'applique en particulier aux armatures transversales) ;

  - Si la poutre est de grande hauteur, on doit prévoir des armatures de peau constituées de préférence par des barres à haute adhérence, et d'une section d'au moins 3 cm² par mètre de parement ;

  - Lorsque les armatures tendues d'une poutre sont d'un diamètre supérieur à 20mm, la distance entre axes de 2 barres consécutives dans le sens horizontal ne doit pas dépasser **quatre** fois leur diamètre ;

  - Pour les dalles et les voiles d'épaisseur totale h, la distance entre axes des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser la plus petite des 2 valeurs : (25 cm ; 2h)

- **Si la fissuration est très préjudiciable** (cas des éléments devant assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs tels que l'eau de mer, les brouillards salins et les sols agressifs …), dans ce cas il faut observer les règles suivantes :

  - La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus faible des deux valeurs :

$$\sigma_s \leq \min\left(0{,}50\, f_e \,;\, 90\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right) \text{ MPa}$$

  - Le diamètre des armatures utilisées doit-être ≥ 8 mm ;

- Les armatures de peau doivent présenter une section d'au moins 5cm² par mètre de longueur de parement ;

- Lorsque les armatures d'une poutre sont d'un diamètre supérieur à 20mm, la distance entre axes de 2 barres consécutives dans le sens horizontal ne doit pas dépasser **trois** fois leur diamètre ;

- Pour les dalles et les voiles d'épaisseur totale h, la distance entre axes des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser la plus petite des 2 valeurs : (20 cm ; 1,5 h)

Pour les aciers couramment utilisés, les valeurs limites de $\boldsymbol{\sigma_s}$ sont données par le tableau suivant :

Acier	f_e	f_{c28}	$\overline{\sigma_s}$		
			Peu préjudiciable (E.L.U)	**Préjudiciable** (E.L.U)	**Très préjudiciable** (E.L.U)
Fe E 400	400	20	400	187	153
		25	400	202	165
		30	400	216	176
Fe E 500	**500**	20	500	187	153
		25	500	202	165
		30	500	216	176

c. Vérifications à effectuer

Dans le cadre de l'E.L.S nous devons effectuer les vérifications suivantes :

❖ Cas de fissuration peu préjudiciable

$$\boxed{\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 0{,}60\ f_{c28}}$$

❖ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\boxed{\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 0{,}60\ f_{c28} \qquad \text{et} \qquad \boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_s}}}$$

En pratique, le problème se présente comme suit :

- Les armatures de la section étudiée sont généralement connues parce qu'elles ont été déterminées lors des calculs relatifs à l'E.L.U
- Dans ces conditions, une première méthode consiste à calculer la valeur de $\boldsymbol{\sigma_b}$ et éventuellement celle de $\boldsymbol{\sigma_s}$. si l'on obtient $\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$, et lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable $\boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$, les armatures déterminées pour l'E.L.U

conviennent pour l'E.L.S, sinon il est alors nécessaire de déterminer sous l'effet des sollicitations de service des nouvelles valeurs pour les armatures **A** et **A'**.

- Une <u>deuxième méthode</u> consiste à calculer directement les valeurs de **A** et **A'** sous les sollicitations de service, on comparera ensuite les valeurs obtenues à celles résultant du calcul à l'E.L.U, et on retiendra les plus grandes des valeurs trouvées (méthode à utiliser pour le calcul à la flexion composée en cas de fissuration très préjudiciable).