CALCUL DES SECTIONS SOUMISES
A LA FLEXION SIMPLE

PARTIE 1 : CALCUL DES SECTIONS RECTANGULAIRES A L'ELU (SECTIONS AVEC ARMATURES TENDUES

1. **Introduction**

La flexion simple se rencontre très souvent dans les ouvrages en béton armé : planchers, murs de soutènement, ponts, etc. Comme, en général, la section droite des éléments de ces ouvrages est une section rectangulaire ou une section en *T*, alors on examine successivement ces deux types de sections. Dans tous les cas le calcul se fait à l'ELU avec justification des ELS (vis-à-vis de la durabilité et de la déformation)
Pour simplifier l'assimilation du cours, nous l'avons structuré comme suit :

- **Partie1 : Calcul des sections réctangulaires à l'ELU : Cette partie elle même est subdivisée en deux parties :1) Section avec armatures tendues**
  2) Section avec armatures tendues en comprimées
- **Partie 2 : Calcul des sections réctangulaires en flexion simple à l'ELS**
- **Partie 3 : Calcul des sections en T en flexion simple à l'ELU**
- **Partie 4 : Calcul des sections en T en flexion simple à l'ELS**

Une section droite d'une pièce (pièce possédant un plan de symétrie et chargée symétriquement par rapport à ce plan) est soumise à la flexion simple si les forces agissant à gauche de la section pouvaient être réduites, par rapport à un point quelconque de l'axe de symétrie de cette section, à un couple de moment de flexion *M* et un effort tranchant *V*.

2. Diagramme des déformations limites d'une section quelconque en Béton armé

Les sollicitations normales sont celles qui developpent des contraintes normales sur les sections droites. Elles sont caractérisées par un moment fléchissant et/ou un effort normal, rapportés au centre de gravité de la section homogéne lorsqu'il s'agit de calculs élastiques et que la section des armatures est connue, ou au centre de gravité de la section du beton seul dans les autres cas.

Le dimensionnement d'une section en béton armé à l'etat limite ultime est conduit selon les hypothèses suivantes :

- Principe de Bernoulli : Sous l'action des forces extérieures, les sections droites des poutres déformées restent planes et conservent leurs dimensions.
- Le béton tendu est négligé.
- Chaque armature subit la même variation linéaire que le béton supposé non fissuré.
- Le raccourcissement relatif du béton ε_{bc} est limité à : $3.5\ 10^{-3}$ en flexion et à $2\ 10^{-3}$ en compression simple.
- L'allongement relatif ε_s de l'acier est limité à $10\ 10^{-3}$.

- Le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis par l'article BAEL, Art. 4.3,3 : règle des trois pivots (Fig. 1).

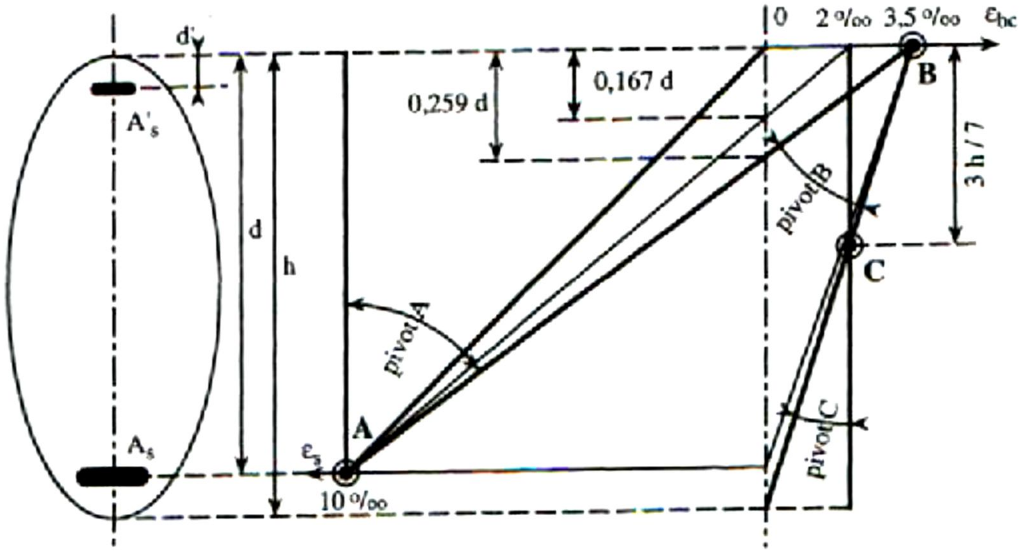

Fig.1. Diagramme de déformation limites d'une section en béton armé

Le point A correspond à un allongement de 10 ‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée au centre de gravité de l'ensemble des armatures tendues;

Le point B correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ du béton de la fibre la plus comprimée;
Le point C correspond à un raccourcissement de 2 ‰ de la fibre de béton située à une distance égale à (3/7) *h* (*h* étant la hauteur totale de la section) de la fibre la plus comprimée.
Sur le diagramme (fig. 2.1) on peut distinguer *trois domaines*.
Domaine 1. Le diagramme des déformations passe par le point *A*.
Il peut alors occuper l'une des positions représentées sur les figures 2 *a, b, c* et *d*.

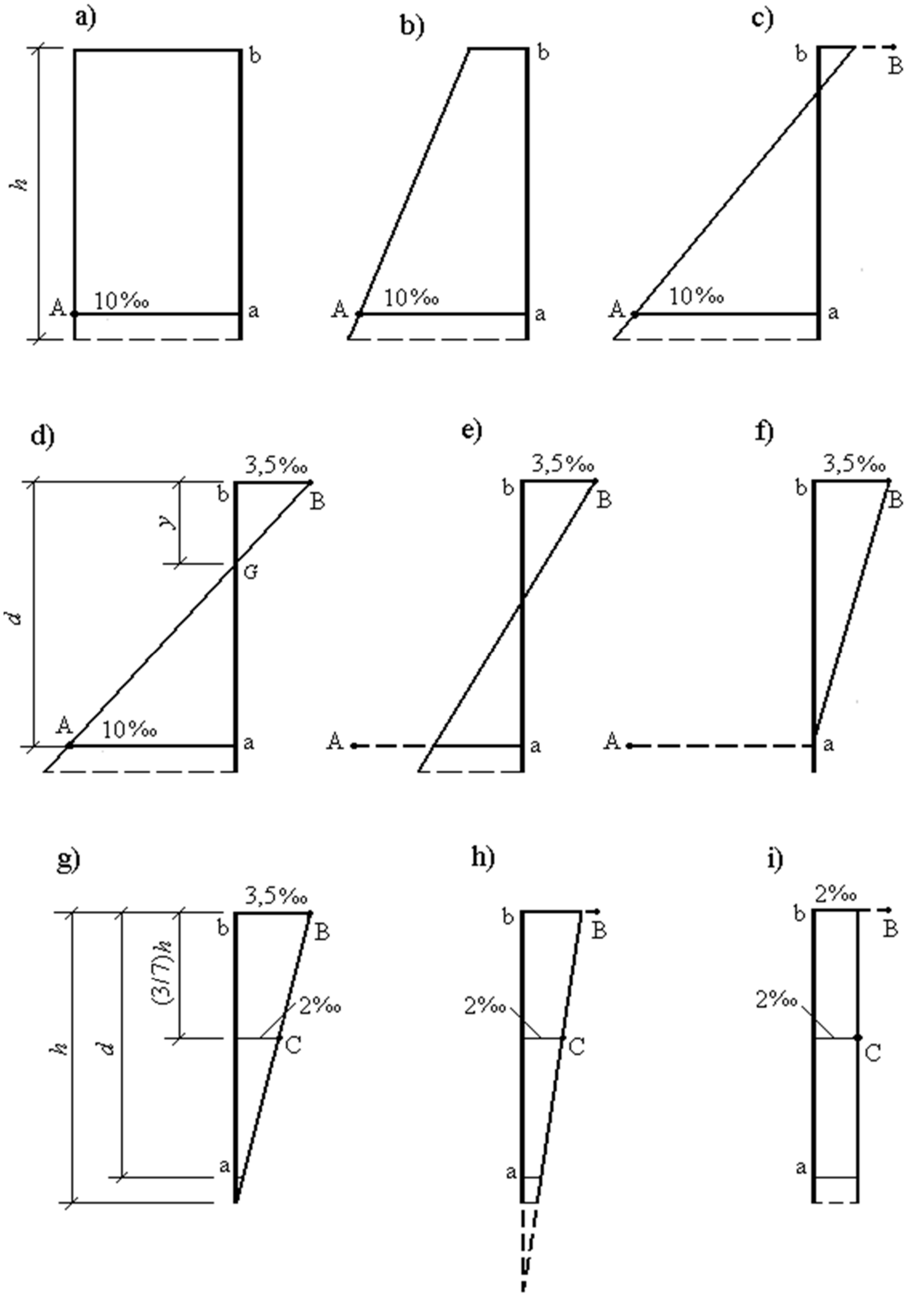

Fig.2. Domaines de déformations limites d'une section en béton armée sous sollicitations normales

La figure 2*a* correspond au cas de la traction simple. Toutes les fibres s'allongent de la même quantité. Le béton se fissure et ne participe donc pas à l'équilibre des sollicitations. La pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaudra 10 %**o**. La limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par le point *A*.

La figure 2.*b* correspond au cas où la section serait entièrement tendue. Ceci se présente lorsque l'effort normal est un effort de traction et que son excentricité est faible. A l'état-limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10 %**o**, et la moins tendue ε_s < 10 %**o**. Plus l'excentricité augmente, plus la tension minimale tend vers 0, les droites de déformation pivotent donc autour de point *A*.

La figure 2*c* correspond au cas de la flexion simple ou de la flexion composée (flexion-traction, flexion-compression). Dans ce cas la section est partiellement tendue et partiellement comprimée, mais le béton comprimé n'atteint pas son raccourcissement ultime. La section comporte alors une zone comprimée et une zone tendue.

La figure 2*d* correspond aux mêmes cas que ceux de la figure 2.*c*, lorsque le béton atteint son raccourcissement ultime. C'est un cas limite pour le *domaine 1*, puisque après le diagramme des déformations va pivoter autour du point *B*. On ne peut dépasser la position *AB* qui correspond à un raccourcissement ε_{bc} = 3,5 %**o** de la fibre de béton la plus comprimée et à un allongement de 10 %**o** de la fibre la plus tendue. La position limite *AB* correspond à un axe neutre situé à la distance *y* de la fibre la plus comprimée. La position de l'axe neutre correspondant à ce cas limite peut être déterminée en considérant les triangles semblables GbB et GaA (avec *d* étant la hauteur utile de la section) :

$$\frac{Bb}{Aa} = \frac{Y}{d-y} \text{ ou encore } \frac{3.5}{10} = \frac{y}{d-y}$$

D'où on trouve : *y* = 0,259 *d*.
Le cas particulier où ε_s = 10 %**o** et ε_{bc} = 2 %**o** correspond à :

y = 0,167 *d*.

Donc si :
y ≤ 0,259 *d* le diagramme des déformations passe par le point *A* ;
y > 0,259 *d* le diagramme des déformations passe par le point *B*.

Pour augmenter la zone comprimée, on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 %**o**, il faut donc diminuer la contrainte σ_s. La droite des déformations pivote autour du point *B*, alors on se trouve dans le *domaine 2*.

Domaine 2. Le diagramme des déformations passe par le point "*B*". Il peut alors occuper l'une des positions représentées sur les figures 2 *d, e, f* et *g*.

La figure 2*d* correspond au cas limite examiné ci-dessus.

La figure 2*e* correspond au cas de la flexion simple ou de la flexion composée (flexion-traction, flexion-compression, cas des grandes excentricités), lorsque le béton a atteint son raccourcissement ultime 3,5 %**o**, l'allongement des aciers est alors inférieur à 10 %**o**.

La figure 2*f* correspond au cas de la flexion composée avec effort normal de compression lorsque le béton de la zone la plus comprimée à un raccourcissement ultime 3,5 %**o**, mais l'allongement des aciers est devenu nul (la contrainte dans les armatures sera donc également nulle). Dans ce cas limite on a : $y = d$.

La figure 2*g* correspond au même cas que ce de la figure 2*f* (flexion-compression, cas des faibles excentricités), lorsque le béton de la fibre la plus comprimée à atteint son raccourcissement ultime et lorsque le béton de la fibre moins comprimée a un raccourcissement nul. C'est un cas limite pour le *domaine 2*, puisque après le diagramme des déformations va pivoter autour du point "*C*". Dans ce cas limite on a : $y = h$.

Il résulte de ce qui précède que le diagramme des déformations passera par le point *B* quand: $0{,}259\ d \leq y \leq h$.

Domaine 3. Toute la section est comprimée et la droite des déformations tourne autour du point *C*. Ce diagramme des déformations peut alors occuper l'une des positions (figure 2 *g, h* et *i*).

La figure 2*g* correspond au cas limite examiné ci-dessus.

La figure 2*h* correspond au cas de la flexion composée avec effort normal de compression lorsque la section est entièrement comprimée. Dans ce cas l'axe neutre se trouve en dehors de la section et le raccourcissement du béton est, dans toute la section, inférieur à son raccourcissement ultime.

La figure 2*i* correspond au cas de la compression simple. Le raccourcissement du béton est égal à 2 %**o** sur toute la hauteur de la section. Donc, dans le cas de la compression simple ou composée on a :

2 %**o** $\leq \varepsilon_{bc} \leq$ 3,5 %**o** sur la fibre la plus comprimée ;

$\varepsilon_{bc} \leq$ 2 %**o** sur la fibre la moins comprimée.

Le diagramme des déformations passera par le point *C* si l'on a : $y \geq h$.

2) Calcul des sections rectangulaires

2.1) Calcul à l'ELU

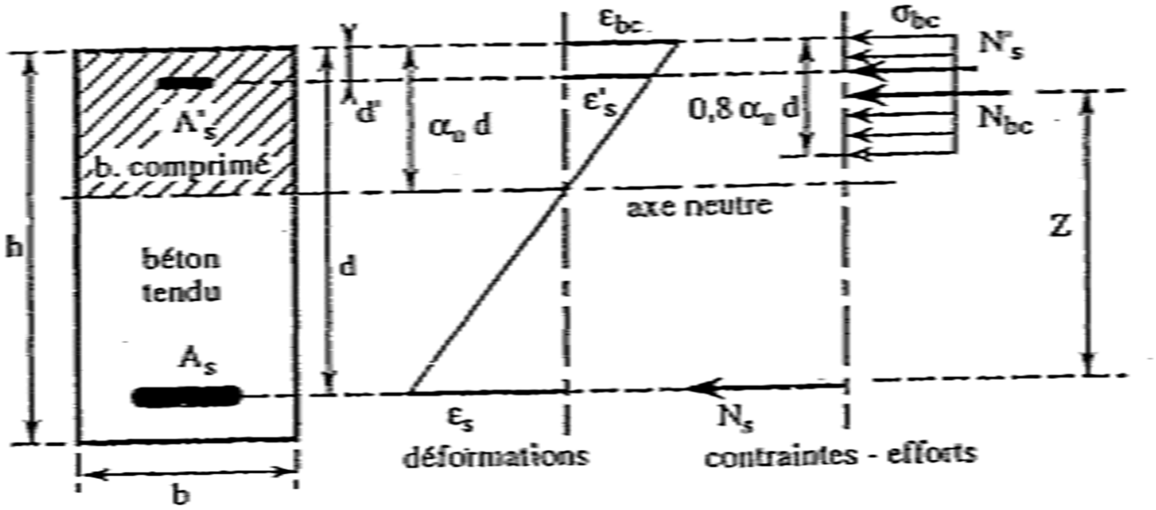

Fig.3. Diagramme des déformations et des contraintes d'une section réctangulaire sollicitée en flexion à l'ELU

Il faut noter qu'une section soumise à la flexion simple n'est jamais entièrement comprimée, donc il existe une zone tendue, où les efforts de traction sont repris par des armatures, et la zone comprimée, où les efforts de compression sont repris par le béton et par des armatures qui se trouvent dans cette zone.

La figure 3 représente pour une section rectangulaire sollicitée en flexion par un moment de flexion M_u. Les notations utilisées sont les suivantes :

b, largeur de la section ;

h, hauteur totale de la section ;

d, hauteur utile de la section (distance entre le centre de gravité des armatures tendues et la fibre la plus comprimée) ;

y, distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée ;

A_s et A_s' est respectivement la section totale des armatures tendues et comprimées;

ε_{bc}, raccourcissement unitaire du béton de la fibre la plus comprimée;

ε_s et ε_s'est respectivement la déformation unitaire des armatures tendues et comprimées;

σ_{bc}, contrainte du béton dans la zone comprimée;

σ_s, contrainte de traction dans les armatures tendues;

N_b, résultante des efforts de compression dans le béton ;

N_s, et N_s' est respectivement la résultante des efforts de traction dans les armatures tendues et comprimées;

z, bras de levier (distance entre N_s et N_b).

Le diagramme réel des contraintes du béton comprimé qui peut être utilisé dans tous les cas où des éléments sont soumis à la flexion simple, est le diagramme dit "parabole-rectangle".

Les équations d'équilibre pour le diagramme considéré s'obtiennent en écrivant que la somme des projections des résultantes des efforts longitudinaux sur l'axe de l'élément est nulle, et que la somme des moments de ces résultantes (exprimés par rapport à A_s) équilibre le moment extérieur M_u :

- somme des efforts : $N_b + N'_s - N_s = 0$ (1)
- somme des moments : $M_u = N_b Z + A'_s \sigma'_s (d - d')$. (2)

Pour un élément sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) on a :

$$N_b - N_s = 0 \; ; \qquad M_u = N_b Z. \qquad (3)$$

2.1.1. Sections rectangulaires sans armatures comprimées

Pour le calcul pratique, *on peut toujours utiliser le diagramme rectangulaire simplifié (Fig.3).*

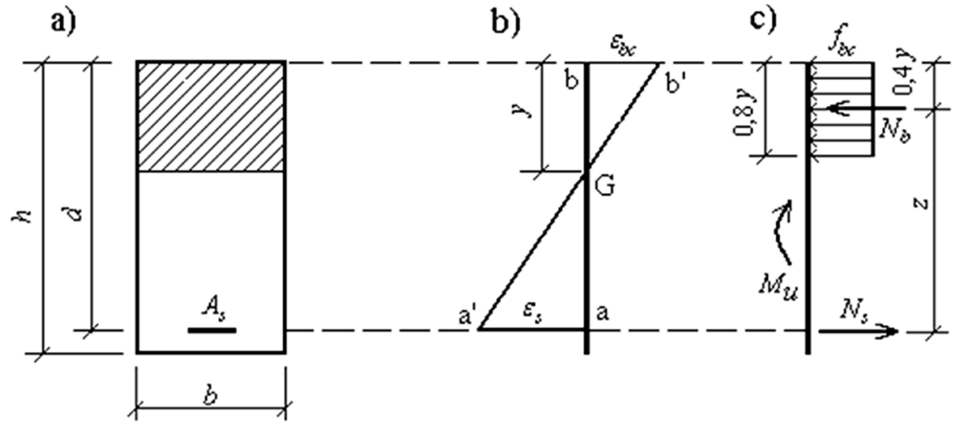

Fig.3. Sections rectangulaire sans armatures comprimées

Avec ces remplacements les équations d'équilibre (formules 3) donnent en remplaçant Nb et Ns par leurs expressions (Nb = 0,8 $\alpha\, b\, d\, f_{bc}$; Ns = $A_s \sigma_s$)

$$0{,}8\, \alpha\, b\, d\, f_{bc} - A_s \sigma_s = 0 \qquad (3)$$

$$M_u = 0{,}8\, b\, d^2 f_{bc}\, \alpha\, (1 - 0{,}4\, \alpha) = \mu\, b\, d^2 f_{bc}, \qquad (4)$$

où :

$$\boldsymbol{\mu = 0{,}8\, \alpha\, (1 - 0{,}4\, \alpha)\; ;\; \alpha = y / d = 1{,}25 - (1\sqrt{1 - 2\mu})} \qquad \textbf{(5)}$$

Dans ce cas, pour $\alpha = 0{,}259$, on trouve :
$\mu = 0{,}8 \times 0.259\, (1 - 0.4 \times 0.259) = 0{,}186$.

La somme des moments de résultantes des efforts on peut également rapporter au point d'application de l'effort N_b (fig.2) :

$M_u = A_s \sigma_s (d - 0{,}4\, y) = A_s \sigma_s\, d\, (1 - 0{,}4\, \alpha) = A_s \sigma_s\, d\, \beta$.

Avec : **β = 1 - 0,4 α.**

Lorsque les dimensions de la section de béton sont connues, on peut calculer la valeur de μ d'après la formule 6 ci-dessous qui découle de l'expression (5) (cette valeur ne dépend que des données du problème : les dimensions b et h de la section de béton, la sollicitation M_u supportée par la section et les caractéristiques des matériaux et s'appelle moment réduit) :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc}bd^2} \qquad \textbf{(6)}$$

La valeur du moment réduit μ étant connue, on peut en déduire les valeurs de α et de β. En ce qui concerne la contrainte σ_s des armatures tendues, elle est déduite de la valeur des déformations ε_s :

- Lorsque $\alpha \leq 0{,}259$ $(\mu \leq 0{,}186)$ la droite des déformations pivote autour du point A, donc $\varepsilon_s = 10$ ‰, et la contrainte $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.
- Lorsque $0{,}259 < \alpha \leq 1{,}0$ la droite des déformations pivote autour du point B. Pour $\alpha = 1{,}0$, $\mu = 0{,}480$. On aura alors pour le cas considéré $0{,}186 < \mu \leq 0{,}480$. Le raccourcissement du béton de la fibre la plus comprimée est égal à 3,5 ‰, c'est-à-dire la valeur connue. Alors on peut déterminer les déformations des armatures tendues en considérant les triangles semblables bGb' et aGa' (fig. 3.3) :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{Ga}{Gb}\ ; \frac{1000\varepsilon_s}{3.5} = \frac{d-y}{y} = \frac{d-\alpha d}{\alpha d} = \frac{1-\alpha}{\alpha}$$

Soit $1000\ \varepsilon_s = 3{,}5\ [(1/\alpha) - 1]$.

ε_s étant connu, on peut déterminer la contrainte de l'acier d'après les diagrammes déformations-contraintes de calcul ou à l'aide des renseignements figurant dans les tableaux A.3 et A.4.

En résumé, les armatures tendues d'une section rectangulaire soumise à un moment M_u peuvent être déterminées par les formules suivantes :

$\mu = \frac{M_u}{f_{bc}bd^2}$ **, d'où : α, β, $1000\varepsilon_s$, et σ_s**

$$A_s = \frac{M_u}{(1-0.4\alpha)d\sigma_s} = \frac{\mu f_{bc}bd}{(1-0.4\alpha)\sigma_s} = \frac{0.8\alpha(1-0.4\alpha)f_{bc}bd}{(1-0.4\alpha)\sigma_s} = 0.8\alpha bd\frac{f_{bc}}{\sigma_s}\ ;$$

- **Pour $0.186 \leq \mu \leq \mu_l$, l'état limite ultime est atteint au pivot B (pour toute**

valeur de $\mu \geq 0.186$), et pour $\sigma_s = \sigma_{su}$ et $A_s = 0.8\alpha bd\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} = \beta_u bd\frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$, avec $\beta_u = 0.8\alpha_u$

- **Pour $\mu < 0.186$, le diagramme des deformations passe par le pivot A ($\varepsilon_{bc} < 3.5\%°$; $\varepsilon_s = 10\%°$; $\sigma_s = \sigma_{su}$)**

- **Pour $\mu < 0.104$; $\varepsilon_{bc} < 2\%°$; $\sigma_{bc} < f_{bc}$, le beton est mal utilisé et on peut dans ce cas une section de dimensions plus faibles pour pallier cet inconvénient.**

- **Lorsque μ est faible, en particulier pour$\mu \leq 0.1$, la courbe $\alpha_u = f(u)$ peut etre assimilée à une droite $\beta_u = 1.07\mu$, on obtient la formule approchée suivante:**

$$A_s = \frac{1.07M_u}{d\sigma_{su}}$$

- **Remarque 1 :**

Afin d'éviter d'avoir à faire à chaque fois les calculs intermédiaires, le tableau A.3 donne pour chaque valeur de μ des valeurs de α, de β et de 1000 ε_s. En pratique il suffit donc, lorsque μ a été calculé, de lire sur ce tableau les valeurs de β et de 1000 ε_s et de déduire de cette dernière valeur celle de la contrainte σ_s.

- **Remarque 2 :**

Théoriquement, la méthode exposée ci-dessus reste valable jusqu'à ce que l'on ait : $y = d$, c'est-à-dire $\alpha = 1{,}0$ ou $\mu = 0{,}48$. Mais, pratiquement, il n'en est pas ainsi car, à partir d'une certaine valeur de ε_s, la contrainte σ_s diminue rapidement et on arrive alors à une section d'armature A_s qui n'est pas économique. Ainsi, pour $\alpha = 1{,}0$ on aurait :

$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000}\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) = 0$ d'où : $\sigma_s = E\varepsilon_s = 0$ et $A_s = \infty$

Dans ces conditions, on voit qu'il y a un intérêt, au point de vue économique, à ce que ε_s ne soit pas inférieur à une certaine limite qu'on désigne par ε_l, limite que l'on peut considérer comme égale à l'allongement correspondant à la contrainte $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.
A cette valeur de ε_l correspond une valeur pour chacun des coefficients α, μ et β, ces valeurs limites seront désignée par α_l, μ_l et β_l. On a, d'après les relations établies ci-dessus : **$\alpha_l = 3{,}5 / (3{,}5 + 1000\ \varepsilon_l)$; $\mu_l = 0{,}8\ \alpha_l (1 - 0{,}4\ \alpha_l)$; $\beta_l = 1 - 0{,}4\ \alpha_l$.**
Les valeurs de 1000 ε_l, α_l, μ_l, β_l sont données par les tableaux A.1 et A.2 (ou pour les

aciers couramment utilisés, on peut prendre les valeurs limites $\mu_l = 0{,}400$, $\alpha_l = 0{,}69$, soit $0{,}8\,\alpha_l = 0{,}552$).

Ayant constaté que la condition $\varepsilon_s > \varepsilon_l$ entraîne $\mu < \mu_l$, on peut dire que lorsque:

– $\mu \leq \mu_l$. la section est armée uniquement par des armatures tendues déterminées comme indiqué ci-dessus;

– $\mu > \mu_l$: la section est armée par des armatures tendues et des armatures comprimées, déterminées comme indiqué ci-après.

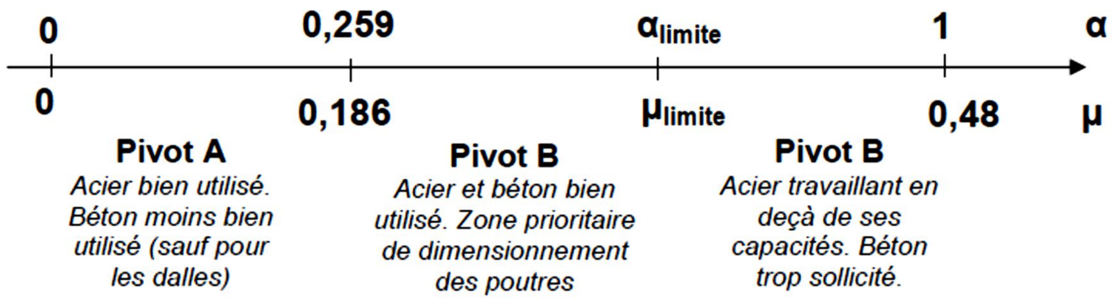

Tableau A.3

Valeurs de α, β et $1000\,\varepsilon_s$ en fonction de μ

(section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées, diagramme rectangulaire)

μ	α	β	$1000\,\varepsilon_s$	μ	α	β	$1000\,\varepsilon_s$	μ	α	β	$1000\,\varepsilon_s$
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,020	0,252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,060	0.0774	0,969	10	0,140	0,1895	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3112	0,872	7,40
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74

Tableau A.3 (suite)

Valeurs de α, β et $1000\,\varepsilon_s$ en fonction de μ

(section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées, diagramme rectangulaire)

μ	α	β	$1000\,\varepsilon_s$	μ	α	β	$1000\,\varepsilon_s$	μ	α	β	$1000\,\varepsilon_s$
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7246	0,710	1,324
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,248
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8630	0,655	0,557
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9164	0,634	0,327
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,312	0,4835	0,805	3,68	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,080

Valeurs de f_e et de $1000\,\varepsilon_l$, α_l, μ_l, β_l pour $\gamma_s = 1{,}0$ **Tableau A.2**

	Nuance	f_e (MPa)	$1000\,\varepsilon_s$	α_l	μ_l	β_l	σ_s (MPa)	
Ronds lisses	Fe E 215	215	1,075	0,765	0,425	0,694	$\mu \leqslant 0{,}425$	$\sigma_s = 215$
							$\mu > 0{,}425$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
	Fe E 235	235	1,175	0,749	0,420	0,700	$\mu \leqslant 0{,}420$	$\sigma_s = 235$
							$\mu > 0{,}420$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
Barres HA type 1	Fe E 400	400	2,000	0,636	0,379	0,746	$\mu \leqslant 0{,}379$	$\sigma_s = 400$
							$\mu > 0{,}379$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
	Fe E 500	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leqslant 0{,}358$	$\sigma_s = 500$
							$\mu > 0{,}358$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
Barres HA type 2	Fe E 400	400	4,000	0,467	0,304	0,813	$\mu \leqslant 0{,}408$	σ_s = voir tabl. A.4, A.5
							$\mu > 0{,}408$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
	Fe E 500	500	4,500	0,438	0,289	0,825	$\mu \leqslant 0{,}391$	σ_s = voir tabl. A.4, A.5
							$\mu > 0{,}391$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
Fils HA type 3	Fe TE 400	400	2,000	0,636	0,379	0,746	$\mu \leqslant 0{,}379$	$\sigma_s = 400$
							$\mu > 0{,}379$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
	Fe TE 500	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leqslant 0{,}358$	$\sigma_s = 500$
							$\mu > 0{,}358$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
Treillis soudés en fils lisses	TLE 520 (Ø < 6 mm)	520	2,600	0,574	0,354	0,770	$\mu \leqslant 0{,}354$	$\sigma_s = 520$
							$\mu > 0{,}354$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$
	TLE 500 (Ø > 6 mm)	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leqslant 0{,}358$	$\sigma_s = 500$
							$\mu > 0{,}358$	$\sigma_s = 200\ (1000\,\varepsilon_s)$