

Chap. IV- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DU BETON ARME

I) LE BETON

I.1. Généralités

Le béton s'obtient en mélangeant du ciment, des granulats (sables, pierrailles), et de l'eau. Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats utilisés. Le dosage qui est le poids (exprimé en kilogrammes) du ciment utilisé par mètre cube de béton mis en œuvre est, pour le béton armé, généralement compris entre 300 et 400 *kg*.

Dans la détermination du dosage, il doit être tenu compte, non seulement de la résistance à obtenir, mais également des risques de détérioration du béton ou des armatures sous l'effet des agents extérieurs. Aussi les règles *B.A.E.L* précisent que, si l'on appelle C_g la dimension maximale des granulats utilisés (dimension exprimée en millimètres) on doit avoir les dosages minimaux suivants (*kg / m³*) :

- pour des ouvrages exposés aux intempéries :

$$550/\sqrt[5]{C_g}$$

- pour des ouvrages exposés à des conditions agressives sévères (eau de mer, ouvrages en bordure de mer ou exposés aux eaux séléniteuses):

$$700/\sqrt[5]{C_g}$$

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Le poids d'un mètre cube de sable est d'environ 1600 *kg*.

Les ciments sont répartis en quatre classes suivant la valeur de leur résistance à la compression à 28 jours :

35, 45 (ou 45 R), 55 (ou 55 R), H.P. (ou HPR),

Où R : pour le ciment de prise rapide ;

H.P. : pour le ciment de haute performance.

En béton armé les ciments généralement utilisés appartiennent aux classes 45 (cas le plus fréquent), 45 R, 55 et 55 R.

Le tableau suivant indique les dosages en ciment permettant d'obtenir, dans la très grande majorité des cas, les résistances caractéristiques du béton (il est loisible également d'envisager l'utilisation de bétons présentant des résistances supérieures à celles indiquées ci-dessus).

Classes du ciment		45 et 45 R		55 et 55 R	
Conditions de fabrication		CC	AS	CC	AS
f_{c28}	16 MPa	300			
	20 MPa	350	325	325	300
	25 MPa	(1)	400	375	350
	30 MPa	non admis	(1)	(1)	(1)

(1) cas à justifier par une étude appropriée ;

CC conditions courantes de fabrication ;

AS - conditions courantes de fabrication avec auto contrôle surveillé

I.2. Propriétés physiques

- *Masse volumique.* Pour les bétons courants elle est comprise entre 2200 et 2400 kg / m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la vibration.
- *Coefficient de dilatation.* Sa valeur moyenne est prise égale à 1×10^{-5} (soit celle de l'acier).
- *Retrait hygrométrique.* Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, c'est le retrait. Tandis que conservé dans l'eau le retrait est beaucoup plus faible.
- *Retrait sous charge ou fluage.* On a constaté que le retrait est plus important lorsque le béton est conservé en étant soumis à une compression. Il existe donc un retrait sous charge ou fluage, qui vient s'ajouter au retrait hydrométrique.

I.3. Résistances caractéristiques du béton (CBA93/BAEL91/99, A.2.1.11)

Pour l'établissement des projets, **un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours**. Cette valeur, dite *résistance caractéristique*, et représentée par le symbole f_{c28} , est soit fixée a priori, soit déterminée par des essais.

La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage), avec l'âge du béton (elle augmente avec l'âge), avec la granulométrie et la quantité d'eau de gâchage.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j (jours) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré.

Dans ce cas, on peut admettre que la résistance des bétons non traités thermiquement suit les lois suivantes :

$$\text{- Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad (1.2)$$

$$\text{- Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa : } f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad (1.3)$$

Pour d'autres types de vérifications, notamment quand il s'agit d'évaluer les déformations, on peut admettre une valeur au plus égale à :

- **1.10 f_{c28}** lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Sinon, on peut évaluer la valeur de f_{cj} par la première des formule ci-dessus pour :
 $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

- **La résistance caractéristique à la traction** du béton à j jours notée f_{tj} (**CBA93/BAEL91/99, A. 2.1.1.2**), est conventionnellement définie par la relation (unité, en MPa) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (1.4)$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPA (ou N/mm²). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPA.

I.4. Résistance minimale du béton (CBA93/BAEL91/99, A.2.1.1.4):

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15.MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence et 12.MPA lorsque l'on utilise des aciers lisses.

En deçà de ces limites les structures concernées ne peuvent être considérées comme étant du béton armé.

I.5. Déformations longitudinales du béton (CBA93/BAEL91/99, A.2.1.2)

- Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, *le module de déformation longitudinale instantanée* du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11.000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{CBA93/BAEL91/99 A.2.1.21})$$

f_{cj} (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier. Elle n'est pas valable pour les vérifications à l'état-limite ultime de stabilité de forme pour lesquelles des règles particulières sont données.

- *Les déformations différées* du béton comprennent le retrait et le fluage; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{CBA93/BAEL91/99, A.2.1.22})$$

Avec f_{cj} (exprimé en MPA)

A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :

$2 \cdot 10^{-4}$ - climat humide zone A de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie (*),

$3 \cdot 10^{-4}$ - climat tempéré sec zone B de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie,

$4 \cdot 10^{-4}$ - climat chaud et sec zones B/, C et DI de la carte climatique provisoire de l'Algérie,

$5 \cdot 10^{-4}$ - climat très sec ou désertique "zones D2 et D3" de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.

1.5. Coefficient de poisson (CBA93/BAEL91/99, A.2.1,3)

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si " a " est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\Delta a/a$. On appelle coefficient de Poisson ν le rapport:

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Les règles CBA 93 et B.A.E.L donnent, pour le coefficient de Poisson ν les valeurs suivantes :

- si le béton est supposé non fissuré $\nu = 0,20$,
- si le béton est supposé fissuré $\nu = 0,0$.

1.6. Déformations et contraintes de calcul

1.6.1. Diagramme déformations - contraintes de calcul du béton à l'ELU (CBA93/BAEL91/99, A.4.3.4)

Dans le calcul relatif à l'état-limite ultime de résistance on utilise, pour le béton, un diagramme conventionnel dit "parabole - rectangle" et, dans certains cas, par mesure de simplification, un diagramme rectangulaire.

Le diagramme parabole - rectangle, qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement, est constitué (fig.1.1) :

- Entre les abscisses 0 et $2 \cdot 10^{-3}$, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et le sommet "S" :

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc}); \quad (1.7)$$

- Au point "S", ayant pour coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$
- Entre les abscisses $2 \cdot 10^{-3}$ et $3,5 \cdot 10^{-3}$, par une horizontale d'ordonnée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b \theta}; \quad (1.8)$$

Dans ces formules γ_b est le coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles ;

$\gamma_b = 1,50$ pour les autres cas (c'est-à-dire presque toujours).

Les coefficients θ et 0,85 ont pour objet de tenir compte du fait que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

Le coefficient θ a pour valeur :

$\theta = 1,0$ lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 et 24 heures;

$\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Le raccourcissement maximal de béton est limité à 3,5 ‰.

Le diagramme déformations ε_b , contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole -rectangle" (A.4.3.4.1)

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ et 3,5‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2‰$ et $f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b \theta}$

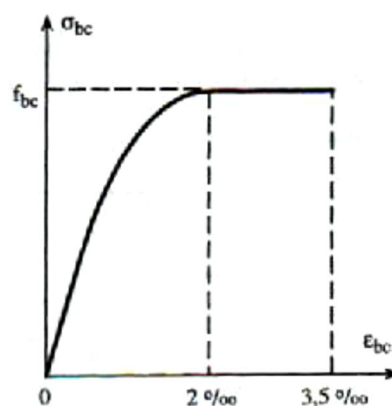


Fig.1.1a. Diagramme (Parabole/Rectangle) contrainte déformation de calcul du béton à l'ELU

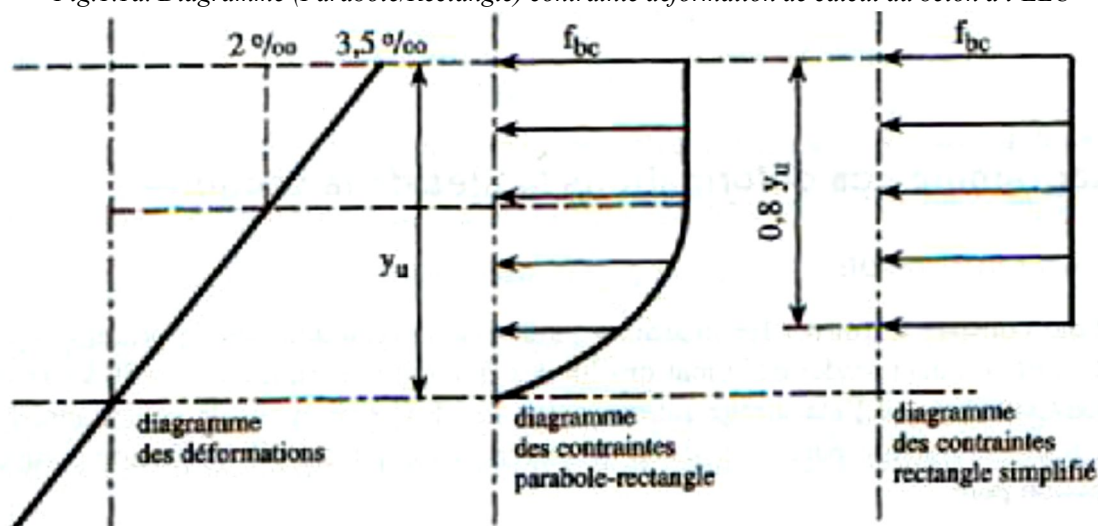


Fig.1.1b. Diagramme Parabole/Rectangle et diagramme rectangle simplifié du béton à l'ELU

Les diagrammes des contraintes du béton en fonction de la valeur du raccourcissement maximal du béton et selon que l'axe neutre se trouve ou non, à l'intérieur de la section, sont représentés sur la figure 1.3.

D'après ces diagrammes on peut constater que si $\varepsilon_{bc} \geq 2‰$, la contrainte du béton est

égale à sa valeur limite $f_{bc} = (0,85 f_{cj}) / \theta \gamma_b$, et si les déformations $\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$, la contrainte du béton n'atteint pas sa valeur limite (formule 1.7).

1.6.2. Diagramme déformations - contraintes de calcul du béton à l'ELS (Fig.1.2)

Pour décrire le comportement du béton à l'ELS, on adopte la loi de Hooke :

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b, (1.9)$$

Pour le module d'Young, on adopte la loi forfaitaire :

$$E_b = \frac{E_s}{n}, (1.10)$$

n étant le coefficient d'équivalence égal à 15.

Le module E_b est considéré constant quel que soit l'âge du béton et sa résistance caractéristique.

A l'ELS, la contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}. (A.4.5.2. CBA93/BAEL91/99)$$

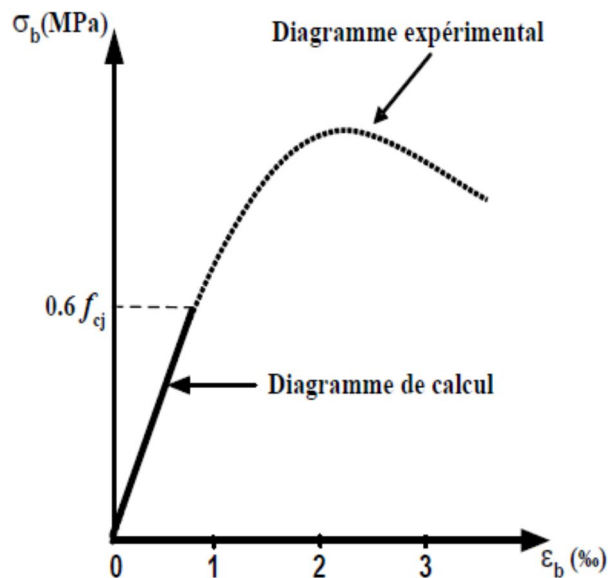


Fig.1.2. Diagramme contrainte déformation de calcul du béton à l'ELS

II. Les aciers

II.1. Types d'aciers utilisés en béton armé

Pour les constructions en béton armé, on utilise les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses ;
- les armatures à haute adhérence (barres à haute adhérence et fils machine à haute adhérence) ;
- les fils à haute adhérence ;
- les treillis soudés.

Pour les armatures à haute adhérence (barres crénelées) on utilise le diamètre nominal, la

section nominale et le périmètre nominal.

- *Le diamètre nominal* d'une barre est le diamètre d'un cylindre de révolution en acier, ayant même masse que la barre par mètre linéaire (on considère que l'acier a une masse volumique de 7850 kg/m^3).
- *La section nominale* d'une barre est égale à l'aire du cercle ayant pour diamètre le diamètre nominal.
- *Le périmètre nominal* d'une barre est égal au périmètre du cercle ayant pour diamètre le diamètre nominal.

II.1.1. Les ronds lisses

Sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : *Fe E 215* et *Fe E 235*, correspondant à des limites d'élasticité garantie de 215 et 235 *MPa*, et les diamètres nominaux normalisés (en millimètres) sont :

6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32, 40 et 50.

II.1.2. Barres à haute adhérence

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures à *haute adhérence* présentant une forme spéciale et qui, la plupart du temps, ont subi un traitement mécanique. La haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature ou par torsion d'un profil non circulaire ou par les deux procédés à la fois. Pour les armatures à haute adhérence, il existe deux nuances: *FeE400* et *FeE500* correspondant à des limites d'élasticité garantie de 400 et 500 *MPa*. Ces armatures se distinguent par la valeur de la limite d'élasticité et par les valeurs des diamètres des mandrins qu'il y a lieu de considérer lors des essais de pliage simple à 180° et des essais de pliage - dépliage. Chaque nuance des armatures *Fe E 400* et *Fe E 500* peut être livrée à l'état brut de laminage ou à l'état écroui, par conséquent on aura, pour chaque nuance, deux types d'armatures.

Type 1. Il correspond aux armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur (ces armatures sont les plus répandues pour le béton armé).

Type 2. Il correspond aux armatures à haute adhérence obtenues par laminage à chaud suivi d'un écrouissage *sans réduction de section* (par exemple par torsion ou traction). Ces armatures peuvent également s'employer dans les constructions précontraintes.

Les diamètres nominaux normalisés pour les armatures à haute adhérence sont les mêmes que pour les armatures lisses.

Le tableau II.1 résume les caractéristiques mécaniques des armatures lisses et Haute

adhérence utilisées en Béton armé.

Tableau II.1. Caractéristiques mécaniques des aciers en barres

Caractéristiques	Doux et lisses, symbole Ø (NF A 35-015)		A Haute Adhérence, symbole HA (NF A 35-016)	
	Fe E 215	Fe E 235	Fe E 400	Fe E 500
Limite élastique en MPa	$f_e = 215$	$f_e = 235$	$f_e = 400$	$f_e = 500$
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R \geq 330$	$\sigma_R \geq 410$	$\sigma_R \geq 480$	$\sigma_R \geq 550$
Allongement à la rupture	22 %		14 %	12 %
Coefficient de scellement, symbole Ψ_s	1		1,5	
Coefficient de fissuration, symbole η	1		1,6	
Diamètres courants en mm	6-8-10-12		6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	

II.1.3. Les fils à haute adhérence

Sont obtenus par écrouissage, avec *forte réduction de section*, d'un fil machine préalablement obtenu par laminage à chaud. L'écrouissage s'effectue soit par tréfilage, soit par laminage à froid, soit par combinaison des deux procédés. Ces fils constituent les armatures de **type 3**.

Il existe deux classes de fils à haute adhérence : *Fe TE 400* et *Fe TE 500*. Les diamètres nominaux normalisés sont les suivants (en millimètres) :

4, 5, 6, (7), 8, (9), 10, 12, 14 et 16.

Les diamètres 7 et 9 mm ne sont utilisés que pour les treillis soudés en usine.

II.1.4. Les treillis soudés

Sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. Les éléments constitutifs des treillis soudés peuvent être :

- des ronds lisses bruts de laminage;
- des fils tréfilés lisses *;
- des barres à haute adhérence;
- des fils à haute adhérence.

*) Les fils tréfilés lisses utilisés pour la fabrication de treillis soudés sont obtenus par tréfilage d'un fil machine avec forte réduction de section. Ils se rattachent donc au type 3. Il existe deux classes de fils tréfilés lisses *TLE 520* ($\Phi \leq 6 \text{ mm}$) et *TLE 500* ($\Phi > 6 \text{ mm}$).

Les dimensions des mailles de treillis soudés, mesurées par les espacements entre axes des éléments constitutifs, sont en général, prises égales aux valeurs suivantes (exprimées en millimètres) :

75, 100, 125, 250, 300.

Les treillis soudés constituent les armatures de **type 4**.

Le tableau II.2 ci-dessous résume les principales caractéristiques des Treillis soudés.

Tableau II.2. Principales caractéristiques des Treillis soudés.

Types de treillis (NF A 35-022)		
Caractéristiques	Lisses, symbole T.S.L.	A Haute Adhérence, symbole T.S.H.A.
Limite élastique en MPa	$f_e = 500$ (tous diamètres)	$f_e = 500$ (tous diamètres)
Résistance à la rupture en MPa	$\sigma_R = 550$	$\sigma_R = 550$
Allongement à la rupture	8 %	8 %
Coefficient de scellement, symbole Ψ_s	1	1,5
Coefficient de fissuration, symbole η	1	1,3 pour $\varnothing < 6$ mm 1,6 pour $\varnothing \geq 6$ mm
Diamètres courants	3,5 mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	- 3,5 à 12 mm avec un pas de 0,5 mm - 14 à 16 mm sur commande

II.2. Diagrammes déformations - contraintes des aciers

II.2.1. Diagramme réel (Fig.1.3a)

Lorsqu'on soumet une éprouvette d'acier naturel, de section S et de longueur l , à un effort de traction F , l'éprouvette, qui est soumise à une contrainte $\sigma_s = F / S$, s'allonge et sa longueur devient $l + \Delta l$. Alors l'allongement unitaire sera : $\varepsilon_s = \Delta l / l$.

Le diagramme $\sigma_s - \varepsilon_s$ est représenté sur la figure 1.3.a.

Entre les points O et A , le diagramme est constitué par une droite, la contrainte σ_s est proportionnelle à ε_s et on peut donc écrire :

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s.$$

Donc toute la région correspondant à OA , lorsqu'on supprime la force F , l'éprouvette reprend sa longueur initiale. On dit que l'on se trouve dans la période élastique. E_s s'appelle *le module d'élasticité* de l'acier. Les expériences ont montré que la valeur de E_s est pratiquement constante quelle que soit la nuance de l'acier utilisé et que l'on avait :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}.$$

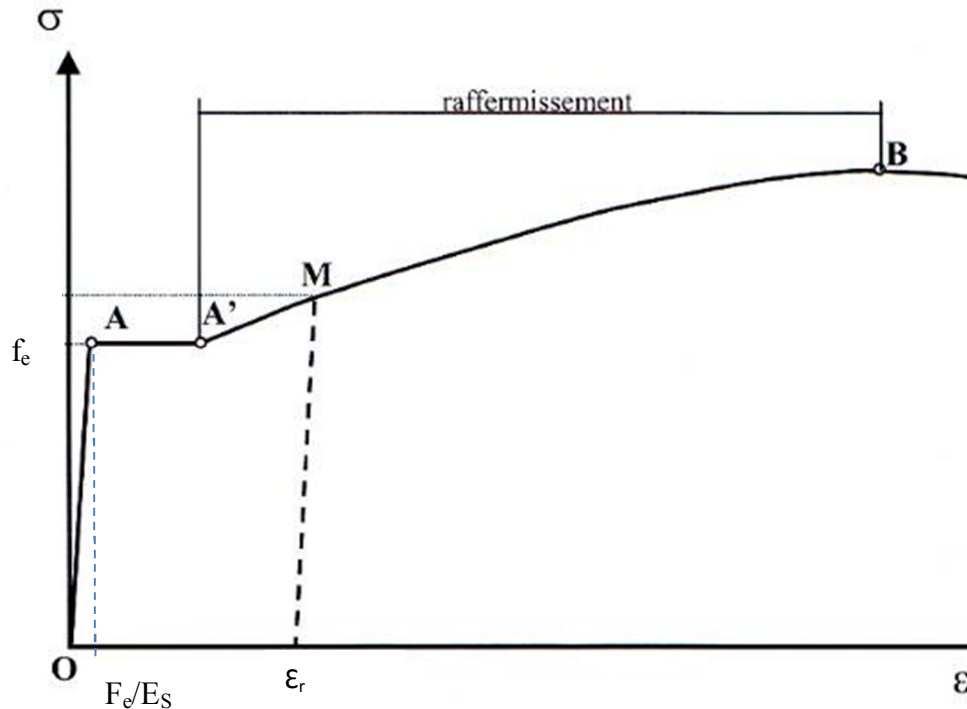


Fig. 1.3.a. Diagrammes déformations – contraintes réel pour des aciers

La valeur f_e correspondant au point A (ce point limite la région dans laquelle l'acier se trouve dans un état élastique) s'appelle la *limite élastique*. La valeur de f_e varie avec les différents types d'acier.

Si l'on continue à faire croître la force F au-delà de la valeur correspondant au point A , on constate qu'après le palier, la courbe représentative s'incurve. Si, en un point M , on supprime l'effort F , l'éprouvette ne reprend plus sa longueur initiale, le point M décrit la droite $M \varepsilon_r$, pratiquement parallèle à OA . La déformation ε_r s'appelle l'allongement rémanent.

En poursuivant l'expérience au-delà du point M , on arrive à un point B qui représente la contrainte maximale à laquelle le métal est susceptible de résister. Au-delà de B l'éprouvette continue à s'allonger, même sous des charges décroissantes, et l'on parvient rapidement à la rupture. L'application d'un effort de compression à la place de l'effort de traction donne un diagramme symétrique par rapport à l'origine de celui examiné ci-dessus. Le module d'élasticité et la limite élastique ont les mêmes valeurs en traction et en compression.

II.2.2. Diagramme contrainte/déformation de calcul de l'acier à l'ELU (CBA93/BAEL91/99, A.2.2.2)

Dans les calculs de béton armé relatifs aux états-limites ultimes, on remplace le diagramme réel (fig.1.3.a) par le diagramme conventionnel (fig.1.3b). On passe du diagramme déformations - contraintes réel au diagramme déformations - contraintes de calcul en effectuant sur le premier une affinité parallèlement à la droite OA et de rapport $1/\gamma_s$.

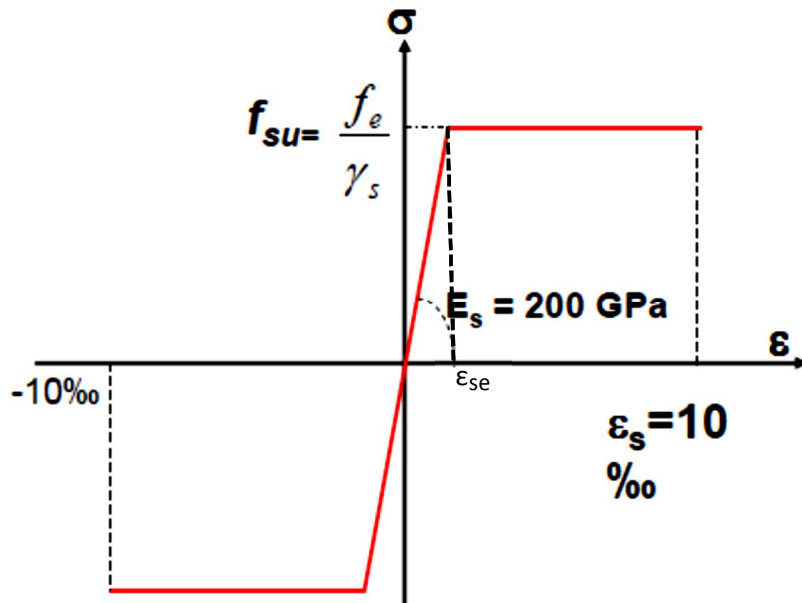


Fig. 1.3.b. Diagramme déformations - contraintes de calcul de l'acier à l'ELU

Par conséquent on aura, pour les diagrammes déformations - contraintes de calcul, les diagrammes définis comme suit :

- tant que l'allongement de l'acier ε_s est supérieur à ε_{se} , le diagramme $\sigma_s - \varepsilon_s$ est représenté par une horizontale d'ordonnée $\sigma_s = f_e / \gamma_s$;
- tant que l'allongement de l'acier ε_s est inférieur à ε_{se} , le diagramme déformations - contraintes de calcul est représenté par une droite et par suite on a pour la contrainte de calcul $\sigma_s = E_s \varepsilon_s = 200\,000 \varepsilon_s$, ou $\sigma_s = 200 (1000 \varepsilon_s)$.

II.2.3. Diagramme contrainte/déformation de calcul de l'acier à l'ELS (Fig.1.4):

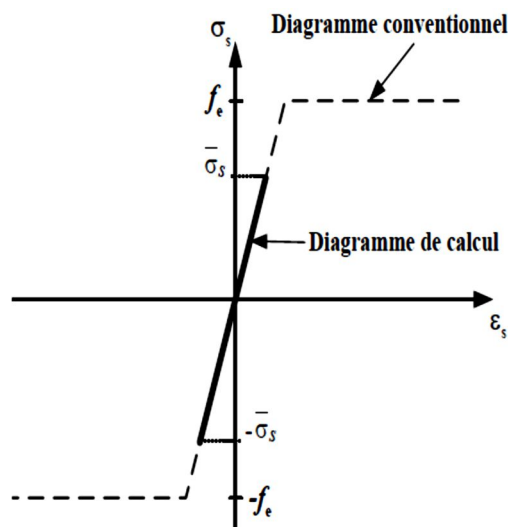


Fig. 1.4. Diagramme déformations - contraintes de calcul de l'acier à l'ELS

Comme le béton, à l'ELS, les aciers travaillent dans le domaine élastique : $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$;
Pour le module d'élasticité, on adopte la valeur forfaitaire, $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

A l'ELS, la contrainte dans les armatures ne doit pas dépasser la résistance pour l'état-limite ultime.

D'une manière générale, la contrainte admissible de traction dans les armatures est fixée conventionnellement en fonction du type de fissuration envisagé.

En ce qui concerne la fissuration on distinguera trois cas.

a) **Cas où la fissuration est peu préjudiciable (A.4.5.3.2, CBA93 ; BAEL91/99).** La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos et ne sont pas soumis à des condensations (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) ;
- les parements de cet élément susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou sont peu visibles et ils ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas il n'y a aucune vérification particulière à effectuer, il suffit de respecter les règles générales de bonne construction. Certains éléments font l'objet de règles forfaitaires consacrées par l'expérience. Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus, des poutres et de certaines parties des bâtiments courants. Lorsque la membrure d'une poutre est armée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, leur écartement horizontal ne doit pas dépasser quatre fois leur diamètre.

b) **Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés ou émergés en eau douce.

Il est alors nécessaire d'observer les règles suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \min \{2f_e / 3; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\}, \text{ (Art A.4.5.3.3 CBA93)}$$

- f_e est la limite élastique de l'acier utilisé ;
- f_{tj} , la résistance caractéristique à la traction du béton ;
 - η , le coefficient numérique (dit coefficient de fissuration) :
 - $\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses ;
 - $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend $\eta = 1,3$) ;
- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm ;

- dans les poutres de grande hauteur on dispose des armatures de peau, ces armatures sont placées le long de chaque parement, parallèlement à la fibre moyenne et leur section est au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement ;
- lorsque la membrure tendue d'une poutre est armée de barres d'un diamètre supérieur à 20 mm , la distance entre axes de deux barres consécutives doit être inférieure ou égale à 4 fois leur diamètre;
- pour les dalles et voiles d'une épaisseur totale h inférieure à 40 cm , la distance entre axes des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs 25 cm et $2 h$.

$$\text{N.B : } \sigma_s \leq \text{Min} \{ 2/3 f_e ; \text{Max} (0,5f_e ; 110 \eta f_{tj}) \} \text{ (A.4.5,33 BAEL 99)}$$

c) Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer ou l'atmosphère marine, embruns, brouillards salins, eau très pure, les gaz ou sols particulièrement corrosif) ou doit assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \min \{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}, \text{ (CBA93, A.4.5.3.4)}$$

- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 mm ;
- les armatures de peau des poutres de grande hauteur (les armatures qui sont placées le long de chaque parement, parallèlement à la fibre moyenne) ont une section égale à au moins 5 cm^2 par mètre de longueur de parement ;
- lorsque les armatures tendues d'une poutre comportent des barres d'un diamètre supérieur à 20 mm , la distance entre axes de ces barres ne doit pas excéder 3 fois leur diamètre ;
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et $1,5 h$ (h étant l'épaisseur totale de l'élément).

Les limites indiquées ci-dessus conduisent, pour les aciers généralement utilisés, aux valeurs figurant sur le tableau 2.1.

$$\text{N.B : La contrainte de traction est limitée à : } 0.8 \xi \text{ (A.4.5,34 BAEL 99)}$$