

# 2. DONNÉES DE BASE POUR LE CALCUL

## 2.1. DONNÉES CONCERNANT LE BÉTON

Les Règles BAEL ne sont applicables que pour des bétons dont le dosage minimal en ciment est de 300 kg/m<sup>3</sup> (art. A 1.1).

### 2.1,1. résistances caractéristiques

#### a) Compression

- Dans les cas courants, au point de vue mécanique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée  $f_{c28}$  (art. A2.1,1).
- Le fascicule 65A du Cahier des Clauses Techniques Générales [1.2] \* fixe à l'article 77.2.3 les critères de conformité. Dans le cas général où le nombre  $n$  de prélèvements par lot est égal à 3, les conditions suivantes doivent être remplies :

$$f_c - 2,7 \geq f_{c28} \quad \text{et} \quad f_{c1} + 3 \geq f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \geq 30 \text{ MPa}$$

$$f_c - 1,5 \geq f_{c28} \quad \text{et} \quad f_{c1} + 3,5 \geq f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} < 30 \text{ MPa}$$

avec  $f_c$  moyenne arithmétique des résultats (en MPa)

$f_{c1}$  plus petit résultat (en MPa)

- Pour un âge  $j$  différent de 28 jours, on peut admettre (fig. 1.2) :

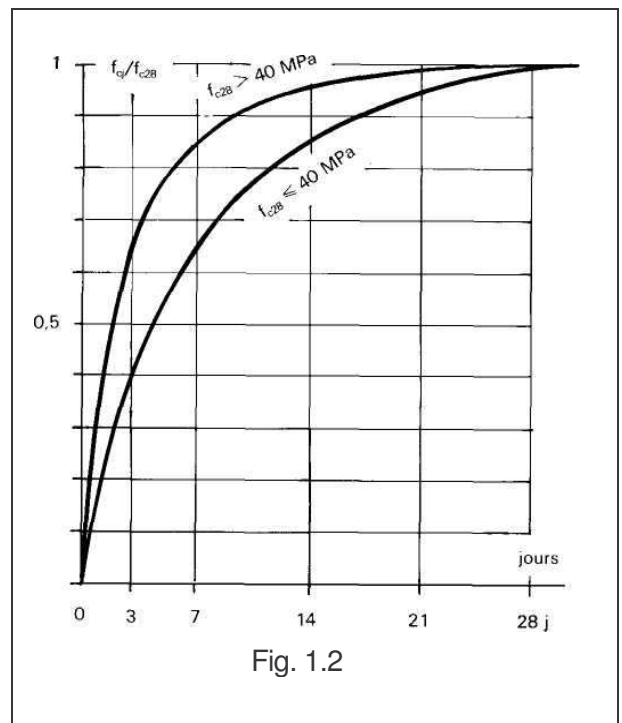
$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{et} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Si  $j > 28$  jours, la valeur  $f_{cj}$  est conventionnellement bornée supérieurement à  $f_{c28}$ .

Valeurs de  $f_{cj} / f_{c28}$

Age du béton en jours	3	7	14	21	≥ 28
$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	0,414	0,662	0,855	0,946	1,00
$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	0,706	0,870	0,952	0,984	1,00



\* Les nombres entre crochets renvoient à la bibliographie à la fin du présent document.

## b) Traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée  $f_{ti}$ , est conventionnellement définie par :

$$f_{ti} = 0,6 + 0,06 f_{ci}$$

$f_{ti}$  et  $f_{ci}$  en MPa

avec

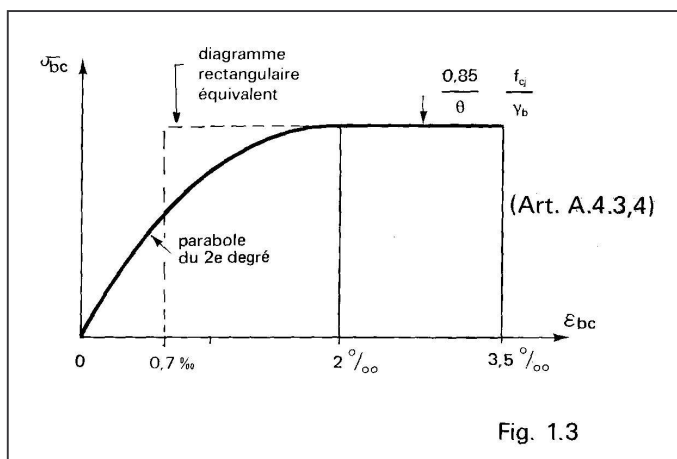
$$f_{ci} \leq 60 \text{ MPa}$$

## 2.1,2. diagramme contraintes-déformations

• **A l'état-limite de service**, le béton comprimé est considéré comme un matériau élastique et linéaire. La contrainte de compression du béton est limitée en service à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{Art. A.4.5,2})$$

• **A l'état-limite ultime de résistance**, le béton est défini par un diagramme contraintes – déformations relatives dit « Parabole-Rectangle », auquel il est possible de substituer un diagramme rectangulaire équivalent (ayant sensiblement la même aire et le même centre de gravité (fig. 1.3)).



avec :  $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h  
 $\theta = 0,9$  si cette durée est comprise entre 1 h et 24h  
 $\theta = 0,85$  si elle est au plus égale à 1 h.  
 $\gamma_b = 1,5$  pour les sollicitations courantes  
 $\gamma_b = 1,15$  pour les sollicitations accidentelles

## 2.1,3. déformations longitudinales du béton

- **Module de déformation longitudinale instantanée** (contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures)

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

- **Module de déformation longitudinale différée** (contraintes normales de longue durée d'application)

$$E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$f_{cj}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$E_{ij}$ (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
$E_{vj}$ (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

### • Coefficient de Poisson

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

## 2.1,4. résistances caractéristiques courantes

Les Règles BAEL (chapitre B1) donnent, pour des chantiers courants de bâtiment, les valeurs des résistances caractéristiques des bétons, normalement escomptées, suivantes :

$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	Dosage en kg/m <sup>3</sup> de ciment			
		Conditions courantes de fabrication du béton		Fabrication avec autocontrôle surveillé	
		Classes du Ciment		Classes du Ciment	
		32,5 et 32,5 R	42,5 et 42,5 R	32,5 et 32,5 R	42,5 et 42,5 R
16	1,56	300			
20	1,80	350	325	325	300
25	2,10	(1)	375	400	350
30	2,40	non admis	(1)	(1)	(1)

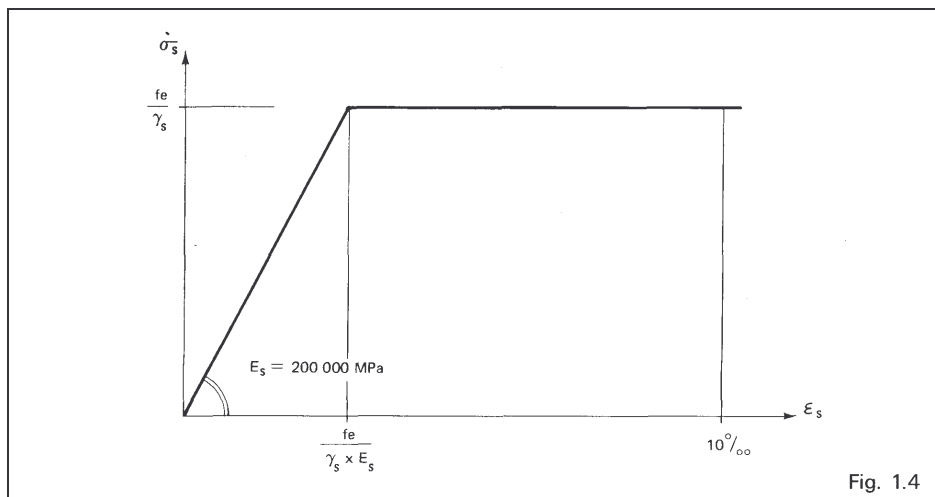
(1) cas à justifier par une étude appropriée.

## 2.2. DONNÉES CONCERNANT LE TREILLIS SOUDÉ

### 2.2,1. données concernant l'état-limite ultime (E.L.U.)

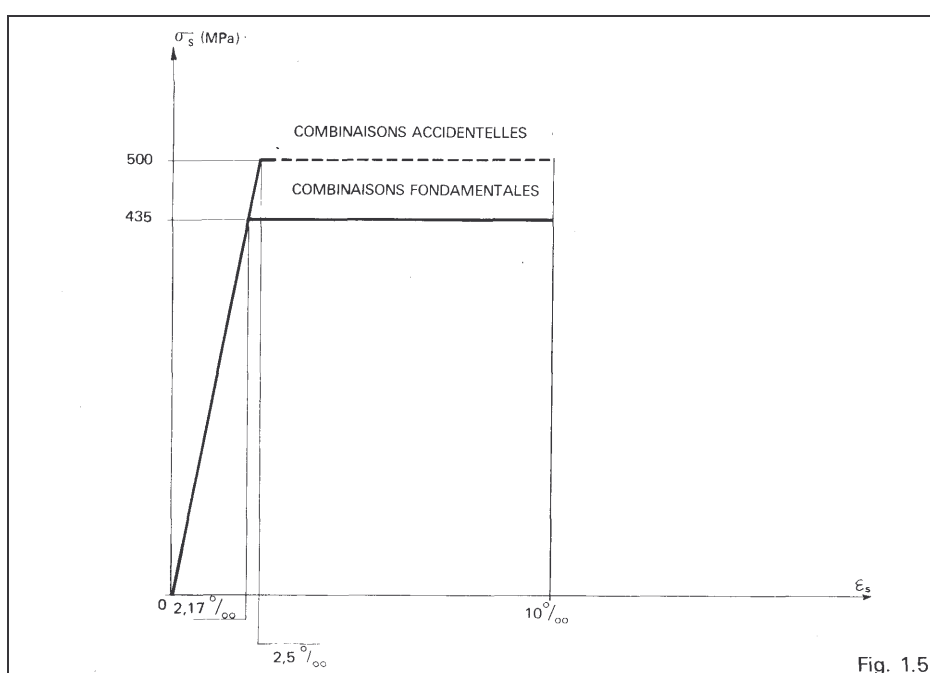
Dans le calcul par les Règles BAEL, le treillis soudé est défini par :

- sa limite d'élasticité garantie, notée  $f_e$ . Celle-ci est égale à  $f_e = 500$  MPa.
- la forme simplifiée du diagramme contraintes-déformations (Art. A.2.2,2 et A.4.3,2 ; fig. 1.4).



- avec
- |   |  |  |   |                     |   |
|---|--|--|---|---------------------|---|
| } | $\gamma_s = 1,15$  | - diagramme de calcul sous les combinaisons d'actions fondamentales (fig. 1.5)   |   |                     |   |
|   | $\gamma_s = 1,00$  | <table border="0"> <tr> <td style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td style="vertical-align: middle;">- courbe théorique.</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td style="vertical-align: middle;">- diagramme de calcul sous les combinaisons d'actions accidentelles (fig. 1.5)</td> </tr> </table> | } | - courbe théorique. | } |
| } | - courbe théorique.  |  |   |                     |   |
| } | - diagramme de calcul sous les combinaisons d'actions accidentelles (fig. 1.5) |  |   |                     |   |

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égal à 200 000 MPa (Art. A.2.2,1).



## 2.2,2. données concernant les états-limites de service (E.L.S.)

Les Règles BAEL 91 définissent dans leur article B2,4 trois degrés de nocivité des ouvertures de fissures en fonction des caractéristiques d'une construction par rapport à son environnement et de la situation de l'élément considéré par rapport à l'enveloppe de celle-ci.

Exposition, selon B.2,4		Exigences, selon A.4.5.3
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éléments situés dans des locaux couverts et clos.</li> <li>• Parements non visibles ou ne faisant pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.</li> <li>• Éléments exceptionnellement soumis à des condensations de courte durée.</li> </ul>	FISSURATION PEU PRÉJUDICIABLE	<ul style="list-style-type: none"> <li>— aucune vérification particulière n'est demandée en dehors des prescriptions générales et de la condition de non-fragilité.</li> <li>— dans le cas de poutres de grande hauteur (<math>&gt; 1</math> m), armatures de peau à raison de <math>3 \text{ cm}^2</math> par mètre de longueur de paroi, perpendiculairement à leur direction (<math>\geq \text{ST } 35</math>)</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éléments exposés à des condensations.</li> <li>• Éléments exposés aux intempéries.</li> <li>• Éléments alternativement noyés et émergés en eau douce.</li> </ul>	FISSURATION PRÉJUDICIABLE	<ul style="list-style-type: none"> <li>— <math>\varnothing \geq 6</math> mm pour les armatures les plus proches des parois (seul le panneau ST 10 ne convient pas). La section S est à placer au voisinage d'une paroi.</li> <li>— <math>\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s</math> donné par le tableau ci – après.</li> <li>— Armatures de peau éventuelles, voir ci-dessus.</li> <li>— Pour dalles et voiles d'épaisseur <math>h \leq 40</math> cm, l'écartement des armatures d'une même nappe doit vérifier <math>E</math> ou <math>e \leq \min(25 \text{ cm} ; 2 h)</math>.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer ou atmosphère marine, eau très pure, gaz ou sols corrosifs, etc..)</li> <li>• Éléments devant assurer une étanchéité (1).</li> </ul>	FISSURATION TRÈS PRÉJUDICIABLE	<ul style="list-style-type: none"> <li>— <math>\varnothing \geq 8</math> mm pour les armatures les plus proches des parois (seuls les panneaux, ST 50, ST 50 C, ST 60, ST 65 C, conviennent donc, la section S étant à placer au voisinage d'une paroi)</li> <li>— <math>\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s</math> donné par le tableau ci – après</li> <li>— Section des « armatures de peau » éventuelles (voir ci-dessus) portée à <math>5 \text{ cm}^2/\text{m}</math>. (<math>\geq \text{ST } 50</math> ou <math>\text{ST } 50 \text{ C}</math>)</li> <li>— Pour dalles et voiles d'épaisseur <math>h \leq 40</math> cm, l'écartement des armatures d'une même nappe doit vérifier <math>E</math> ou <math>e \leq \min(20 \text{ cm} ; 1,5 h)</math>.</li> </ul>

(1) sauf ceux appartenant à des ouvrages pour lesquels des règles particulières sont applicables : réservoirs [1.4], cuvelages [7.3 bis], etc..

CONTRAINTES LIMITES  $\bar{\sigma}_s$  DU TREILLIS SOUDE EN MPa  
en cas de fissuration préjudiciable (F.P.) ou très préjudiciable (F.T.P.)

Béton		F.P.		F.T.P.	
$f_{c28}$	$f_{t28}$	$\emptyset \leq 5,5$	$\emptyset \geq 6$	$\emptyset \leq 5,5$	$\emptyset \geq 6$
20	1,8	250	250	200	200
25	2,1	250	250	200	200
30	2,4	250	250	200	200
35	2,7	250	250	200	200
40	3,0	250	250	200	200
45	3,3	250	253	200	202
50	3,6	250	264	200	211
55	3,9	250	275	200	220
60	4,2	257	285	206	228

Attention : Pour les fils du T.S. les plus proches des parois :

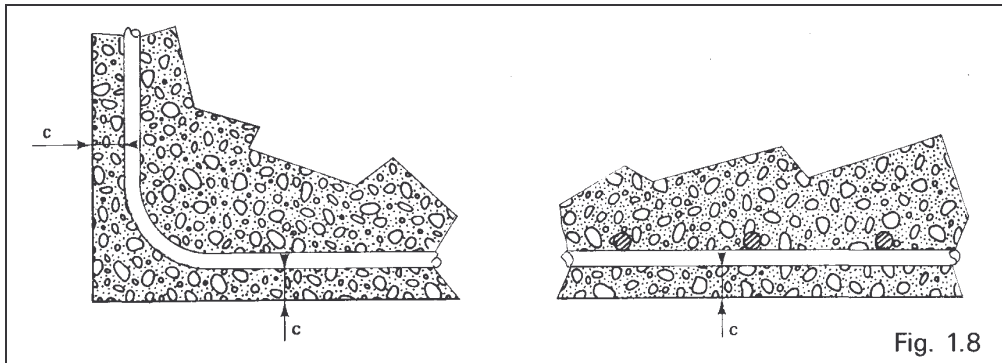
$\emptyset \geq 6$  mm en cas de fissuration préjudiciable ( tous treillis sauf ST 10 )

$\emptyset \geq 8$  mm en cas de fissuration très préjudiciable ( treillis  $\geq$  ST 50 )

## 2.3. ASSOCIATION BÉTON-TREILLIS SOUDÉS

### 2.3,1. enrobage

a) Cas général (fig. 1.8):



L'enrobage de chaque fil est au moins égal à son diamètre.

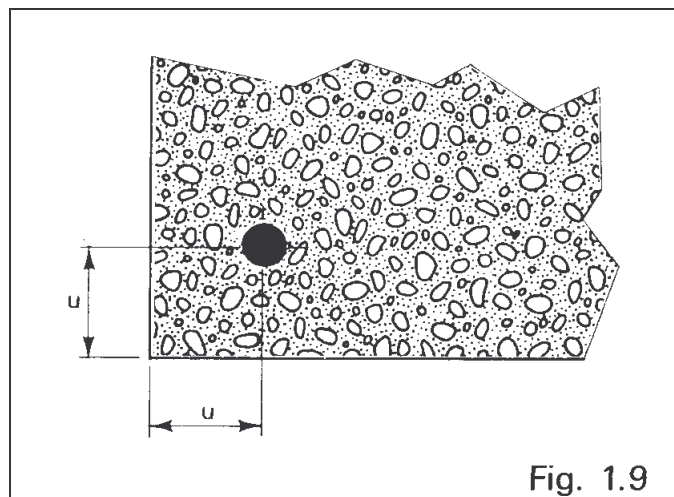
De plus  $c$  doit être supérieur aux valeurs suivantes (BAEL, A.7.1) :

<b>Ouvrages</b> • à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins. • exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm
<b>Parois</b> coffrées ou non, susceptibles d'être soumises à des actions agressives (Exemple : extrados de pont), à des intempéries, à des condensations ou encore en contact avec un liquide.	3 cm*
<b>Parois</b> dans des locaux couverts et clos non exposés aux condensations.	1cm (minimum absolu)

\* valeur pouvant être ramenée à 2 cm si  $f_{c28} > 40$  MPa.

b) Distances utiles minimales pour la résistance à l'incendie (fig. 1.9):

Le tableau suivant donne, par catégories d'ouvrages et d'après les règles simples (Chapitre VII D.T.U. « Feu-Béton » [1.8]), les valeurs minimales des distances utiles  $u$  compatibles avec les durées des critères d'exigence au feu :



		F (heures)*		0,5	1	1,5	2	2,5	3	4
u  (cm)	Tirants		2,5	4	5,5	6,5	8	9	•	
	Murs	cas des aciers au pourcentage	néant							
		cas des aciers pris en compte dans le calcul	1	2	3	4	5	6	7	
	porteurs		1	1,5	2	3	3,75	4,5	6	
	Poutres-voiles (pour aciers de flexion seulement)		1	1,5	2	3	3,75	4,5	6	
Dalles pleines et Prédalles		1	••	•	•	•	•	•		

\* F - durée des critères d'exigence coupe-feu ou stabilité au feu

• valeurs non données par les règles simples (à déterminer par le calcul).

•• 2 pour  $\frac{M_w + M_e}{2M_0} = 0$

1,5 pour  $\frac{M_w + M_e}{2M_0} \geq 0,50$

interpolation linéaire pour  $0 < \frac{M_w + M_e}{2M_0} < 0,50$

### Nota : Comportement à chaud de treillis soudés ADETS

• Le coefficient d'affaiblissement des caractères mécaniques de l'acier en fonction de la température,  $\varphi_s$ , est défini par un tableau à l'article 3.21 du DTU - Feu [1.8].

• Les valeurs pénalisantes affectées au treillis soudé ont amené l'ADETS à faire effectuer en 1981 une campagne d'essais, selon la méthodologie employée pour les autres aciers, et au même laboratoire c'est-à-dire l'IRSID (Institut de Recherche de la Sidérurgie Française).

Les résultats de ces essais sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Treillis soudés ADETS (acier B500) ; essais effectués en 1981										
Ø	Essai à 20 °C		Essai à 300 °C				Essai à 500 °C			
	R <sub>e</sub>	R <sub>m</sub>	R <sub>e</sub>	r <sub>e</sub>	R <sub>m</sub>	r <sub>m</sub>	R <sub>e</sub>	r <sub>e</sub>	R <sub>m</sub>	r <sub>m</sub>
6	632	713	550	0,87	678	0,95	340	0,54	412	0,58
8	592	667	558	0,94	625	0,94	290	0,49	353	0,53
10	512	595	445	0,87	595	1,00	310	0,61	372	0,63
12	604	645	530	0,88	637	0,99	341	0,56	384	0,60
moyenne	585	655	521	0,89	634	0,97	320	0,55	380	0,58

$$R_e - \text{limite d'élasticité à 0.2 \% (en MPa)} ; r_e = \frac{R_e(\theta)}{R_e(20^\circ\text{C})} (= \varphi_s) ; R_m = \text{résistance (en MPa)} ; r_m = \frac{R_m(\theta)}{R_m(20^\circ\text{C})}$$

On constate que ces valeurs sont peu différentes de celles des aciers HA en barres (0,85 à 300°C, 0,54 à 500°C)

## 2.3.2. conditions générales de pliage

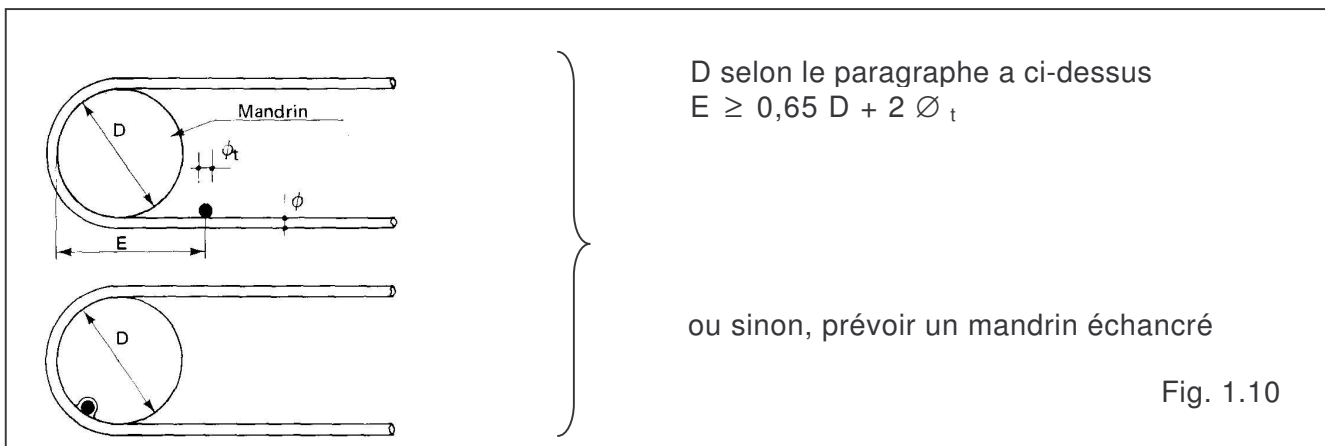
### a) Diamètres minimaux des mandrins de cintrage

Sous réserve du respect de la condition de non-écrasement du béton et des dispositions relatives aux nœuds de soudure indiquées ci-dessous, les diamètres minimaux des mandrins de cintrage des TS sont ceux indiqués au tableau ci-après (voir [1.2], art. 62.3).

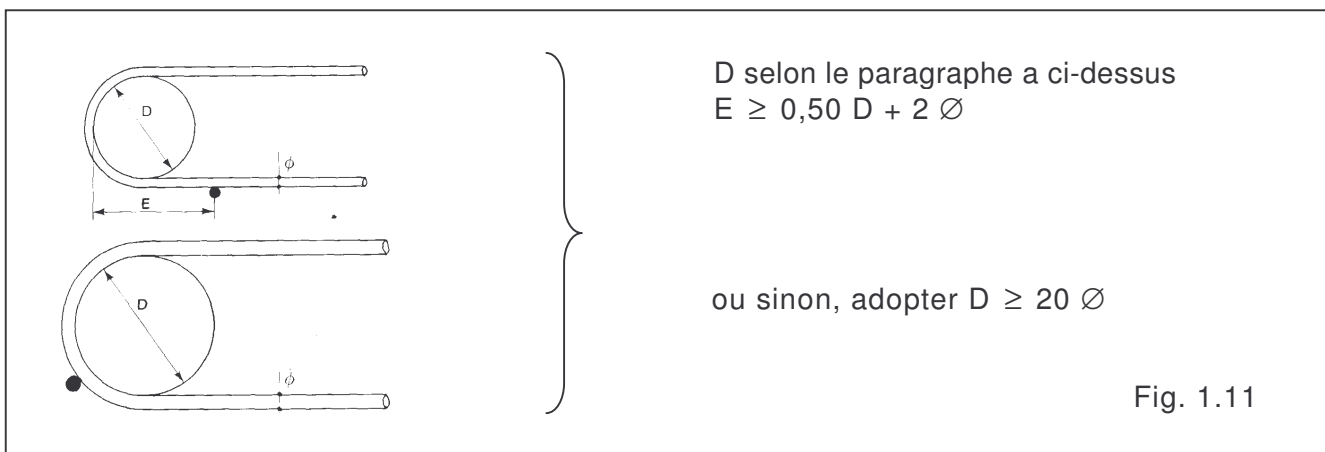
Diamètre minimal D du mandrin de cintrage (en mm)	Diamètre nominal du fil (en mm)						
	5 - 5,5	6	7 - 8	9 - 10	12	14	16
Etriers et cadres	30	30	40	50	60	90	100
Ancrages	50	70	70	100	100	150	150
Coudes (changement de direction du fil)				150	200	200	250

### b) Cas rencontrés en pratique (voir [1.2], art. 62.4)

#### 1) Aciers transversaux à l'intérieur (fig. 1.10)



#### 2) Aciers transversaux à l'extérieur (fig. 1.11)



### c) Condition de non-écrasement du béton (Art. A 6.1.252)

• Condition relative au pliage individuel d'un fil ou de fils superposés :

Dans ce qui suit,  $r$  désigne :

- soit le rayon de courbure de l'axe d'un fil appartenant à un panneau unique,
- soit le rayon de courbure du fil interne (le plus courbé), dans le cas de panneaux superposés, supposés cintrés autour du même centre de courbure

$$r = \frac{D + \varnothing}{2}$$

où  $D$  est le diamètre du mandrin de cintrage du fil considéré et  $\varnothing$  son diamètre.

La condition à satisfaire est :

$$\frac{r}{\varnothing} \geq 0,2 \left( 1 + \frac{\varnothing}{e_r} \right) \left( \frac{1 + 2n}{3} \right) \frac{\sigma_s}{f_{cj}}$$

avec  $n$  nombre de panneaux de treillis soudés cintrés autour du même centre,

$e_r$  distance de ce centre à la paroi la plus voisine

$\sigma_s$  contrainte à l'origine de la courbure, sous sollicitation ultime (fig. 1.12); pour les TS, dans le cas de l'ancrage défini à la figure 1.15 :

$$\sigma_s = 500 - \tau_{su} \left( 1,6 k - 4 \frac{r}{\varnothing} - 2 \right) \text{ (MPa)}$$

avec :  $\tau_{su}$  contrainte d'adhérence ultime (tableau en 2.3.4)

$k$  rapport  $l_s / \varnothing$  (voir valeurs dans le même tableau)

Comme  $\sigma_s$  dépend de  $r/\varnothing$ , il suffit de partir d'un mandrin de cintrage donné et de vérifier en utilisant l'abaque ci-après que le second membre de l'inégalité ci-dessus conduit à une valeur inférieure à celle dont on est parti (1),

*Exemple* : Cas de deux panneaux superposés, fils de 6 mm de diamètre cintrés avec le même centre de courbure, le plus cintré, sur un mandrin de  $D = 70$  mm.

On suppose que l'extrémité du fil perpendiculaire se trouve à 10 mm de la paroi la plus voisine (enrobage minimal absolu), avec un about de 50 mm, ce qui positionne le centre de courbure à :

$$e_r = 10 + 50 + \frac{\varnothing}{2} = 66 \text{ mm de la paroi voisine}$$

Dans ces conditions :  $r = \frac{D + \varnothing}{2} = \frac{70 + 6}{2} = 38 \text{ mm d'où } \frac{r}{\varnothing} = 6,33$

$$\frac{\varnothing}{e_r} = \frac{6}{66} = 0,091$$

Par ailleurs, pour  $f_{c28} = 25$  MPa, le tableau de la page 37 donne  $\tau_{su} = 2,84$  MPa et  $k = 44$ . On en déduit par la formule ci-avant :

$$\sigma_s = 500 - 2,84 ( 1,6 \times 44 - 4 \times 6,33 - 2 ) = 378 \text{ MPa}$$

et  $\frac{\sigma_s}{f_{cj}} = 15,1$  L'abaque de la fig 1.12 conduit à  $\frac{r}{\varnothing} = 5,45$

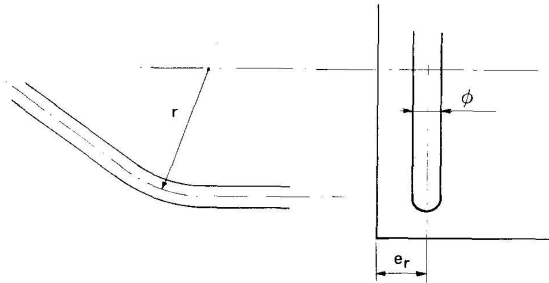
La condition de non-écrasement du béton est donc vérifiée, puisque  $5,45 < 6,33$

(1) Il est facile de voir qu'en posant  $\lambda = 0,8 \left( 1 + \frac{\varnothing}{e_r} \right) \left( \frac{1 + 2n}{3} \right)$

le rayon de courbure minimal à adopter est donné par :

$$\left( \frac{r}{\varnothing} \right)_{\min} = \frac{125 - \tau_{su} (0,4k - 0,5)}{\frac{f_{cj}}{\lambda} - \tau_{su}} \text{ (contraintes en MPa)}$$

Dans l'exemple choisi  $\lambda = 1,45$  ; on trouve  $\left( \frac{r}{\varnothing} \right)_{\min} = 5,33$  soit  $r_{\min} = 32$  mm et  $D_{\min} = 58$  mm.



Cas de deux fils appartenant à deux panneaux de treillis soudés pliés dans la même section (autour d'un même centre)

Cas d'un fil appartenant à une seule nappe de treillis soudé pliée

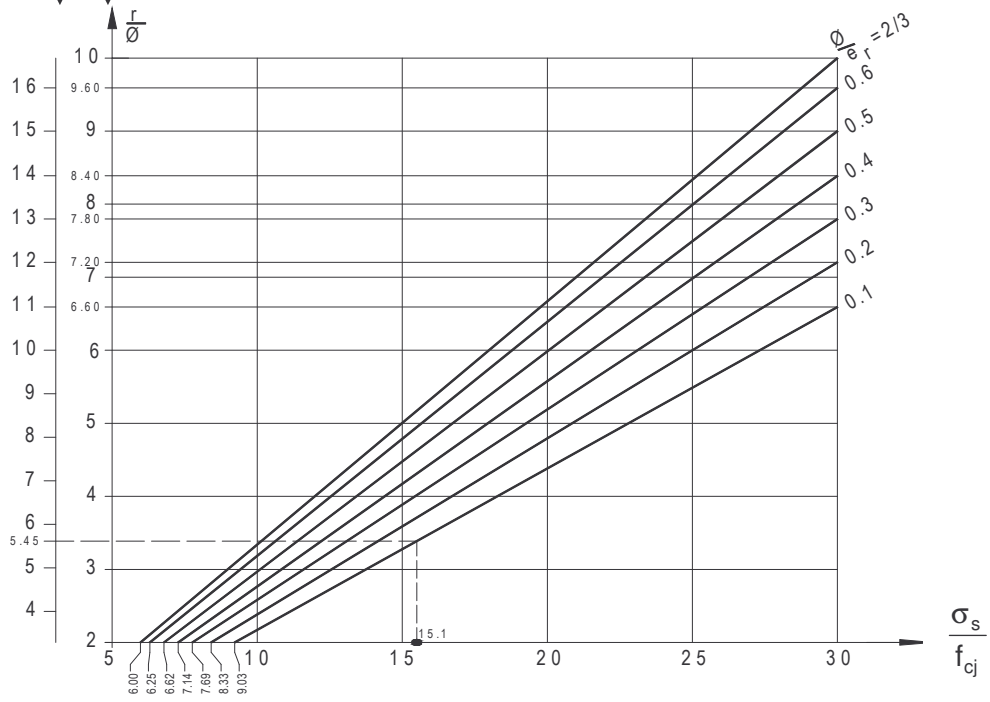


Fig. 1.12

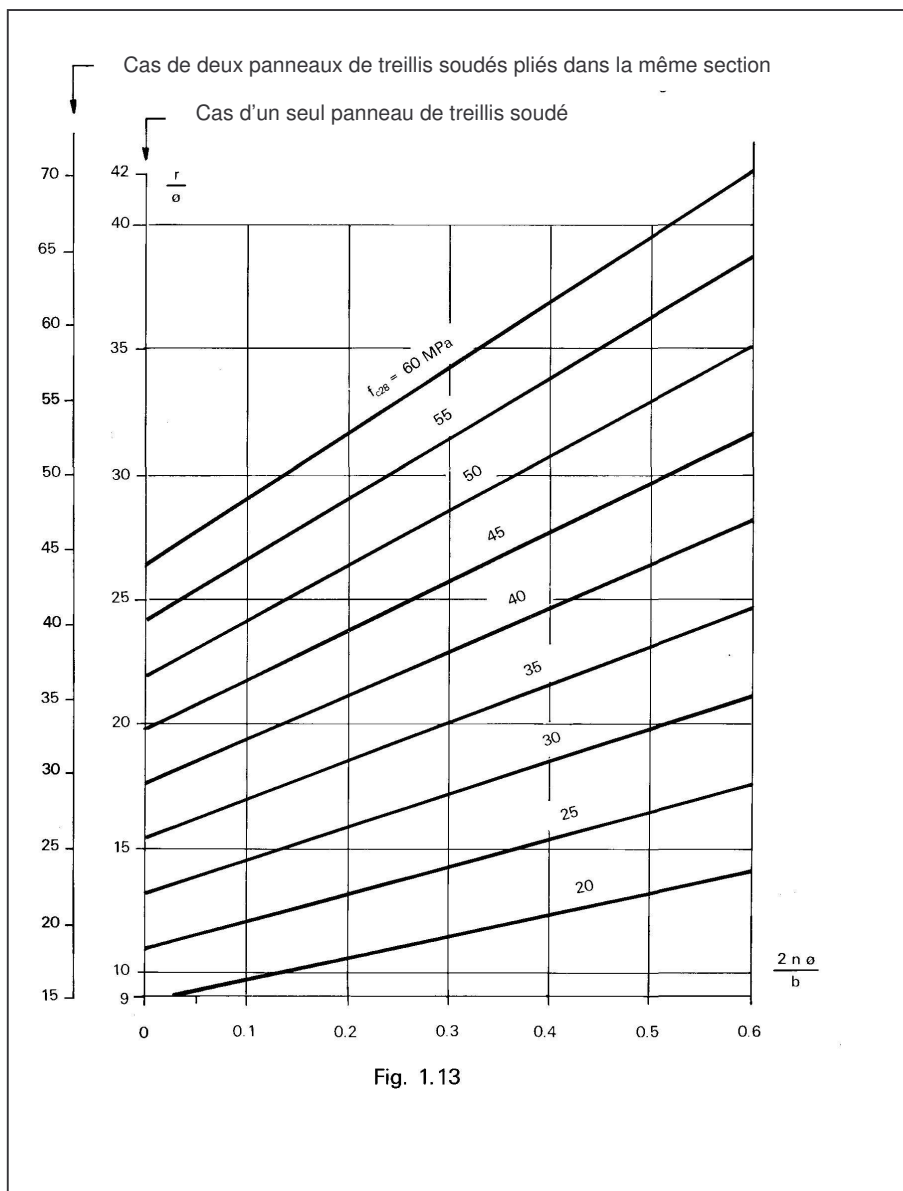
• **Cintrage d'ensemble d'un panneau - Boucles**

Dans les parties où un panneau entier de treillis soudé est courbe ou dans le cas d'une armature B500 façonnée en boucles, le rayon de courbure  $r$  doit satisfaire (fig. 1.13):

$$\frac{r}{\varnothing} \geq \frac{175}{f_{cj}} \left( 1 + 2 \frac{n\varnothing}{b} \right) \left( \frac{1+2n}{3} \right) (f_{cj} \text{ en MPa})$$

$n$  = nombre de fils du panneau,  
 $b$  = largeur de l'élément en cause.

Si la contrainte de calcul de l'acier est nettement inférieure à 500 MPa, la valeur de  $\frac{r}{\varnothing}$  trouvée au moyen de la formule ci-dessus ou de l'abaque ci-dessous doit être multipliée par  $\sigma_s/500$ .



## 2.3,3. ancrage des panneaux standards ADETS (BAEL, Art. A.6.2,1)

Les Règles BAEL stipulent que les fils constituant un treillis soudé à haute adhérence sont ancrés individuellement ou par les soudures selon le cas le plus favorable. Le tableau au verso montre toutefois que l'ancrage par scellement droit est plus économique que l'ancrage avec deux soudures pour les fils de répartition (longueur nécessaire 2 E) ou trois soudures pour les fils porteurs (longueur nécessaire 3 e)

### a) Ancrages rectilignes

La «longueur de scellement droit» est donnée, en fonction de la résistance caractéristique spécifiée du béton par le tableau suivant :

$f_{c28}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$\tau_{su}$ (MPa)	2,84	3,24	4,05	4,86	5,67
$\frac{\ell_s}{\varnothing} = \frac{125}{\tau_{su}} = k^*$	44	39	31	26	22

\* la formule théorique est :  $\ell_s = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}}$

Lorsque la section A prévue dans la section ou l'ancrage doit être assuré est plus grande que la section calculée  $A_{cal}$ , on peut prendre une longueur d'ancrage  $\ell_a = \ell_s \cdot \frac{A_{cal}}{A_{prévu}}$  sans descendre au-dessous de  $10 \varnothing$ .

### b) Ancrages par courbure

Pour les conditions générales de pliage, voir 2.3,2.

• Pour un crochet normal, à défaut de calcul plus précis, le fil est considéré comme totalement ancré à partir de la section située à une distance  $\ell_a = 0,4 \ell_s$  du plan tangent extérieur au crochet (fig. 1.15), ce qui conduit aux valeurs suivantes :

$f_{c28}$ (MPa)	25	30	40	50	60
$\ell_a / \varnothing$	18	15	12	10	10

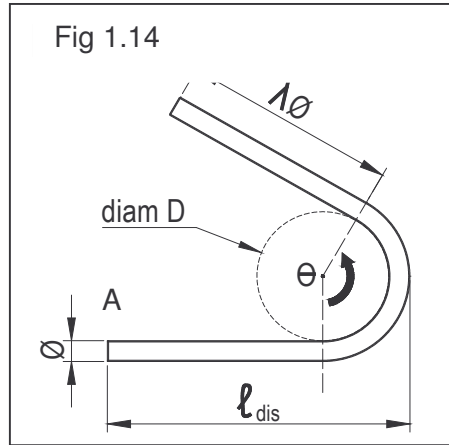
• Un ancrage courbe est défini par :

- le diamètre D du mandrin de cintrage sur lequel le fil de diamètre  $\varnothing$  est façonné (tableau du titre 2.3,2a du présent chapitre)
- son angle au centre  $\theta$
- la longueur  $\ell = \lambda \varnothing$  de son retour droit

Le problème qui se pose généralement est le suivant : connaissant la longueur disponible  $\ell_{dis}$  pour loger un ancrage courbe (l'ancrage total devant être assuré au-delà d'un point A, fig.1.14), quelle longueur  $\lambda \varnothing$  donner au retour droit pour que l'ancrage courbe soit équivalent à un ancrage par crochet normal de longueur  $0,4 \ell_s$  ( $\ell_s$ , longueur de scellement droit, tableau du titre 2.3,3.a du présent chapitre)

La formule donnant  $\lambda$  est :

$$\lambda = a \left[ 60,5 \left( 1 - \frac{\ell_{dis}}{\ell_s} \right) - b \right]$$



Les coefficients a et b dépendent du type d'ancrage et du diamètre du fil, et sont donnés pour les panneaux standards par le tableau suivant :

Type d'ancrage	a	b pour $\varnothing$ mm =				
		5,5	6	7	8	9
Crochet normal $\theta = 180^\circ$	0,28	26,7	33,6	29,1	25,8	32,1
Crochet «à 45°» $\theta = 135^\circ$	0,39	14,1	17,9	15,5	13,6	17,1
Crochet «à 60°» $\theta = 120^\circ$	0,43	11,1	14,1	12,2	10,7	13,4
Retour d'équerre $\theta = 90^\circ$	0,53	9,0	7,1	6,1	5,4	6,8

Nota : Pour des barres HA traditionnelles, façonnées sur  $D=10 \varnothing$ , prendre les coefficients donnés pour le  $\varnothing 7$ .

Application à l'exemple 4.5.6 du chapitre 3 «Semelles» (page 147) :

Le ferrailage se compose de deux treillis ST 25 et ST 20, superposés parallèlement.

• Treillis soudé ST 25 :  $\varnothing 7$  dans chaque sens, longueur de scellement droit :

$$\ell_s = 44\varnothing = 30,8 \text{ cm}$$

- sens «b'» :  $\ell_{dis} = 0,26\text{m} = 26 \text{ cm}$ . Pour un retour d'équerre :  $a = 0,53$ ,  $b = 6,1$  :

$$\lambda = 0,53 \left[ 60,5 \left( 1 - \frac{26}{30,8} \right) - 6,1 \right] = 1,76$$

on ne retient pas de valeur inférieure à 5, d'où  $\ell = 5 \varnothing = 35 \text{ mm}$

- sens «a'» :  $\ell_{dis} = 0,11\text{m} = 11 \text{ cm}$  d'où pour un retour d'équerre :

$$\lambda = 0,53 \left[ 60,5 \left( 1 - \frac{11}{30,8} \right) - 6,1 \right] = 17,4$$

d'où  $\ell = 17,4 \times 7 = 122 \text{ mm}$  arrondi à 130 mm

• Treillis soudé ST 20 :  $\varnothing 6$  dans un sens :

$$\ell_s = 44\varnothing = 26,4 \text{ cm}, \varnothing 7 \text{ dans l'autre.}$$

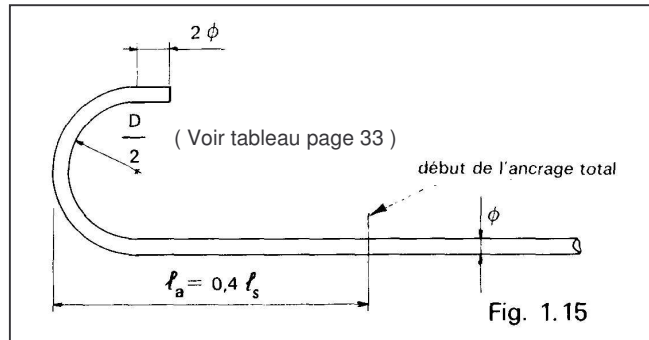
On trouve :

- sens «b'», avec  $l_{dis} = 26$  cm et  $l_s = 26,4$  cm : on peut conserver un ancrage droit des fils  $\varnothing 6$ .
- sens «a'», avec  $l_{dis} = 11$  cm et des  $\varnothing 7$  dans ce sens. Le calcul donne

$$\lambda = 17,4 \text{ soit } \lambda\varnothing = 122 \text{ mm arrondi à } 130 \text{ mm}$$

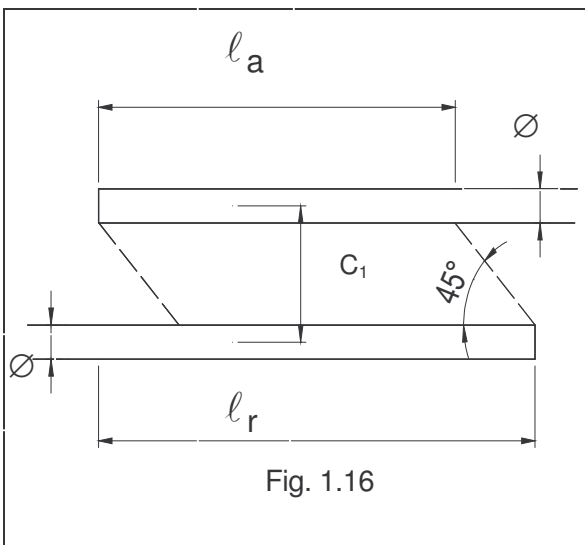
• Les ancrages des extrémités façonnées en cadres, épingles ou étriers, sont assurés par courbure selon le rayon minimal de pliage et si les retours droits sont de longueur au moins égale à :

- $5\varnothing$  pour un angle de  $180^\circ$
- $10\varnothing$  pour un angle de  $135^\circ$
- $15\varnothing$  pour un angle de  $90^\circ$



### c) Recouvrements

La jonction de deux fils de même diamètre  $\varnothing$ , dont les axes sont distants de  $C_1$ , est assurée s'ils se chevauchent sur une longueur au moins égale à (fig. 1. 16):



$$l_r = l_a + C_1 \quad \text{si } C_1 > 5\varnothing$$

$$l_r = l_a \quad \text{si } C_1 \leq 5\varnothing$$

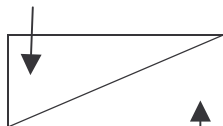
avec  $l_a$  = longueur d'ancrage

( $l_s$  en général pour un ancrage droit)

# LONGUEURS DE RECOUVREMENT EN CM

Pour les panneaux standards  
d'après la longueur de scellement droit donnée en fonction  
de la résistance caractéristique du béton

Recouvrement  
Fils longitudinaux (chaîne)



Recouvrement  
Fils transversaux (trame)

		f <sub>c28</sub> (MPa)							
		25	30	35	40	45	50	55	60
D d mm		44Ø	39Ø	34Ø	31Ø	28Ø	26Ø	24Ø	22Ø
PAF R <sup>®</sup>	4,5 4,5	20 20	18 18	15 15	14 14	13 13	12 12	11 11	10 10
PAF C <sup>®</sup>	4,5 4,5	20 20	18 18	15 15	14 14	13 13	12 12	11 11	10 10
ST 10 <sup>®</sup>	5,5 5,5	24 24	21 21	19 19	17 17	15 15	14 14	13 13	12 12
ST 20 <sup>®</sup>	6 7	27 31	23 27	20 24	19 22	17 20	16 18	14 17	13 15
ST 25 <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 30 <sup>®</sup>	6 7	27 31	23 27	20 24	19 22	17 20	16 18	14 17	13 15
ST 35 <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 50 <sup>®</sup>	8 8	35 35	31 31	27 27	25 25	22 22	21 21	19 19	18 18
ST 60 <sup>®</sup>	9 9	40 40	35 35	31 31	28 28	25 25	23 23	22 22	20 20
ST 15 C <sup>®</sup>	6 6	27 27	23 23	20 20	19 19	17 17	16 16	14 14	13 13
ST 25 C <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 25 CS <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 40 C <sup>®</sup>	7 7	31 31	27 27	24 24	22 22	20 20	18 18	17 17	15 15
ST 50 C <sup>®</sup>	8 8	35 35	31 31	27 27	25 25	22 22	21 21	19 19	18 18
ST 65 C <sup>®</sup>	9 9	40 40	35 35	31 31	28 28	25 25	23 23	22 22	20 20