

Chapitre 1. Formulation et propriétés mécaniques du béton armé

1. Définitions :

1.1. Le Béton

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;
- Eventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

L'intérêt du matériau béton réside dans sa facilité de mise en œuvre puisqu'il se présente à l'état pâteux et qu'il suffit de remplir des moules (coffrages) de la forme de l'élément à réaliser.

a) Le Béton Armé

Le béton armé peut être défini comme l'association judicieuse de deux matériaux, le béton et l'acier. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce et les armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

2. Les différents types de charges permanentes et variables:

2.1. Notions d'états Limites:

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples). On distingue :

➤ Les états limites ultimes (E.L.U) :

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- Limite de l'équilibre statique : (pas de renversement, pas de glissement).
- Limite de la résistance de chacun des matériaux : (pas de rupture de sections critiques de la structure)
- Limite de la stabilité de forme : (pas de flambement)

Les états limites de service (E.L.S) :

Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.

- Limite de compression du béton : (contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
- Limite de déformation : (limitation des flèches).
- Limite d'ouverture des fissures : (pour éviter la corrosion trop rapide des aciers).

2.2. Actions permanentes et variables:

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples : poteau, poutre, plancher, fondation, etc).

Démarche proposée :

- Analyser les actions permanentes et variables pour les combinaisons de Charges à l'E.L.U ou à l'E.L.S.
- Utiliser les extraits de normes et fiches techniques des fabricants qui indiquent :
 - Les poids volumiques ou surfaciques
 - Les charges d'exploitation.
- Évaluer les charges sur les éléments porteurs compte tenu du cahier de charges.

a) Les actions permanentes :

Elles sont notés **G** et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Les actions permanentes : (poids des cloisons, revêtements du sol, poids des machines etc...) ;
- Les poussées des terres ou les pressions des liquides pour les murs de soutènement ou les réservoirs.

b) Les actions variables :

Elles sont notées **Q** et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. Elles comprennent :

- les charges d'exploitation : charges dues aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.
- Les charges climatiques : charges dues au vent et à la neige.
- Les effets dus à la température : efforts dus à la dilatation.
- Actions accidentelles : elles se produisent rarement et de façon instantanée.

Ex : les séismes, les chocs de véhicules ou bateaux, les explosions.

c) Combinaisons d'actions :

Cas des poteaux :

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'action à considérer est : **1,35G+1,50Q**

Cas des fondations, planchers et poutres

E.L.U	E.L.S
1,35G+1,50Q	G+Q

ACTIONS : BASES DES CALCULS

Les actions sont les forces (ou couples) directement appliquées à la construction, ainsi que celles qui résultent des déformations dues au retrait, à la dilatation, au tassement d'appui.

PREMIÈRE PARTIE

1. NATURE DES ACTIONS (BAEL A3)

Actions permanentes (symbole général G)

G_1 : Poids propre de la structure
Exemple : poteaux, poutres, planchers, etc.

G_2 : Poids des autres éléments de la construction
Exemple : couverture, cloisons, revêtements, équipements fixes, etc.

G_3 : Poussées des terres, pressions des liquides
Exemple : cas des murs de sous-sol, murs de soutènement.

G_4 : Actions dues aux déformations différées
Exemple : raccourcissement par retrait estimé à :
 $3 \cdot 10^{-4}$ dans le sud-est de la France,
 $\approx 2 \cdot 10^{-4}$ dans le reste de la France.

Actions variables (symbole général, Q)

Q_1 : Charges d'exploitation

Exemple :

– charges réparties } notées Q_B
– charges concentrées } sur les planchers
(Normes NF P 06-001 et NF P 06-004).

Q_2 : Charges climatiques

- action du vent, notée W ,
- action de la neige, notée S_n .

Elles font l'objet d'un règlement particulier : règles Neige et Vent en cours de révision.

Q_3 : Action de la température climatique, notée T consécutive à des variations de °C avec un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .

Q_4 : Actions appliquées en cours de constructions

Exemple : dépôts de palettes de matériaux, stockage ou déplacement de matériel.

Nota :

Les actions accidentelles, notées F_A , ne sont à considérer que si les Documents Particuliers du Marché (D.P.M.) le prévoient.
Exemples : explosions, séismes, incendies, chocs de véhicules, etc.

2. BASES DE CALCUL DES CHARGES PERMANENTES

(Extraits NF P 06-004)

2.1. POIDS VOLUMIQUE DE QUELQUES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

- Acier 78 500 N/m³
- Bois $\left\{ \begin{array}{l} \text{conifères} \\ \text{feuillus} \\ \text{tropicaux durs} \end{array} \right\}$ N/m³
 - 6 000
 - 8 000
 - 10 000
- Calcaire compact, marbre, granit 28 000 N/m³
- Béton armé 25 000 N/m³
- Maçonnerie de moellons 23 000 N/m³
- Polystyrène 200 à 250 N/m³

2.2. POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DES MAÇONNERIES

Nature du produit	Épaisseur réelle (en cm)	Poids surfacique (en N/m ²)	
	enduit non compris		
Briques pleines	5,5	1 050	
	10,5	2 000	
	21,5	4 050	
Briques creuses	15	1 300	
	20	1 750	
Blocs pleins en béton de gravillons lourds	15	3 150	
	20	4 200	
Blocs creux en béton de gravillons lourds	15	2 000	
	20	2 700	
Blocs pleins en béton cellulaire	15	1 200	
	20	1 600	
	25	2 050	
Pierre de taille			
	• Parois pleines	20	5 300
	• Revêtement auto-portant	30	8 100
	• Revêtement attaché	8	2 200
		3	800

Nota :

- Autres éléments et poids par mètre carré et par cm d'épaisseur
- Carreaux de plâtre : 100 N.
 - Enduit en plâtre : 100 N.
 - Enduit au mortier de liant hydraulique : 180 N.
 - Complexes isolants (parement + isolant), voir les fiches fabricants.

2.3. POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DES PLANCHERS

(Valeurs indicatives pour les planchers à poutrelles : se référer aux fiches techniques des fabricants.)

Dalles pleines		250 N/m ² et par cm d'épaisseur		
Planchers avec poutrelles préfabriquées et entrevous : (épaisseur en cm)		suivant type d'entrevous poids en N/m ²		
		béton	terre cuite	polystyrène
• avec table de compression d'épaisseur 4 à 5 cm	12 + 4	2 500	2 300	1 700
	16 + 4	2 850	2 600	2 000
	20 + 4	3 300	3 000	2 100
	25 + 5	4 000	3 600	2 800
• sans table de compression	16	2 300	2 000	—
	20	2 800	2 400	—
	24	3 100	2 700	—

2.4. REVÊTEMENTS DE PLANCHER (Poids surfacique)

– Chape en mortier de ciment (par cm) :	200 N/m ²
– Dalle flottante en béton avec isolant (par cm) :	220 N/m ²
– Carrelages scellés y compris mortier de pose :	
grès cérame épaisseur 9 mm :	600 N/m ²
dallage céramique ou pierre dure épaisseur 15 mm :	1 000 N/m ²
– Parquets de 23 mm y compris lambourdes :	250 N/m ²
– Sols minces textiles ou plastiques :	80 N/m ²

2.5. TOITURES (Poids surfacique en N/m²)

– Support de couverture :		– Éléments auto-portants :	
liteaux sapin	30	plaques fibres-ciment	170
voligeage sapin	100	– Sous-toitures :	
chevrons sapin (60 × 80)	70	plaque de plâtre	90
– Couvertures métalliques avec voligeage :		panneau de contreplaqué traité, par centimètre d'épaisseur	50
zinc ou acier inox	250	– Terrasses :	
aluminium	170	étanchéité multicouche	120
– Couvertures en ardoises (lattis et voligeage compris)	300	asphalte coulé sablé	500
– Couverture en tuiles (liteaux compris)	500 à 750	gravillon pour protection d'étanchéité par centimètre d'épaisseur	200

2.6. CLOISONS DE DISTRIBUTION (NF P 06-001)

Cloisons légères, non porteuses, de masse < 2 500 N/m

- Cas des bâtiments à refends transversaux porteurs rapprochés (cloisons non parallèles aux refends) charge permanente : 500 N/m²
- Autres cas : 1 000 N/m²

Remarque : elles sont prises en compte comme une charge permanente uniformément répartie.

--

3. BASES DE CALCUL DES CHARGES D'EXPLOITATION (Extraits de la norme NF P 06-001)

Nature et destination du local	Charge d'exploitation en N/m ²
Bâtiments à usage d'habitation	
Logement y compris combles aménageables	1 500
Balcons	3 500
Escaliers (marches isolées exclues)	2 500
Greniers proprement dits	2 500
Bâtiments de Bureaux	
Bureaux proprement dits	2 500
Circulations et escaliers	2 500
Halls de réception	2 500
Halls à guichet	4 000
Bâtiments scolaires et universitaires	
Salles de classe, dortoirs, sanitaires collectifs	2 500
Ateliers, laboratoires (matériel lourd exclu)	2 500
Circulation, escaliers	4 000
Bibliothèques, Salles de réunion	4 000
Cuisines collectives	5 000
Bâtiments hospitaliers et dispensaires	
Chambres	1 500
Circulation interne	2 500
Locaux médicotechniques (salles de travail et salles d'opérations)	3 500

Cas des terrasses (voir D.T.U. n° 43)

Terrasses non accessibles	1 000 N/m ² .
Terrasses accessibles privées	1 500 N/m ² .
Terrasses accessibles au public	5 000 N/m ² .

Remarque : Prévoir une charge d'entretien $\geq 1 000$ N/m² (NF P 06-001) affectant un rectangle de 10 m² pour installation, équipement et personnel d'exploitation.

Cas des marches préfabriquées indépendantes en porte à faux

Chacune doit résister à :

- une charge concentrée $Q = 5 500$ N si la portée est inférieure ou égale à 1,10 m;
- une charge $Q = 10 000$ N/m, répartis, si la portée est supérieure à 1,10 m et l'escalier non accessible au public
- une charge $Q = 15 000$ N/m, répartie, si la partie est supérieure à 1,10 m et l'escalier accessible au public.

Cas envisagés pour les planchers

Charge concentrée sur un carré de 10 cm \times 10 cm, de même valeur que la charge d'exploitation répartie sur 1 m².

Autres charges concentrées à vérifier :

- tous locaux, 2 000 N sur diamètre 25 mm (pied de meuble),
- garages, 8 000 N sur carré 10 cm \times 10 cm (cric).

3. Caractéristiques mécaniques des bétons et aciers :

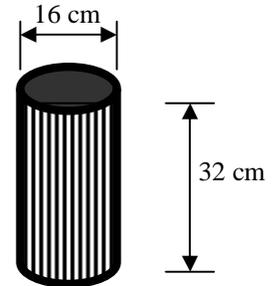
3.1. Les bétons:

a) Résistance caractéristique à la compression à j jours :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. (f_{c28})

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section (D =16 cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (h =32cm).

Ex : $f_{c28} = 30$ MPa



Eprouvette cylindrique en béton

b) Résistance caractéristique à la traction à j jours :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Ex : $f_{c28} = 30$ MPa (f_{tj} et f_{cj} exprimées en MPa)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (30) = 2.4$$
 Mpa

c) Résistances caractéristiques habituelles des bétons :

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	conditions courantes de fabrication		Auto-contrôle surveillé	
		dosage en kg/m ³ pour classes		Dosage en kg/m ³ pour classes	
		45 et 45 R	55 et 55 R	45 et 45 R	55 et 55 R
16	1.56	300			
20	1.8	350	325	325	300
25	2.1	*	375	400	350
30	2.4		*	*	*
* Cas à justifier par une étude appropriée.					

3.2. Les aciers :

Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression.

Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (barre lisse, barre haute adhérence) ;
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 et 0.5% de carbone ;
- Leur limite élastique exprimée en MPa (symbole E).

Ex : Fe E235

Fe : acier (et non fer)

E : limite élastique (fe)

235 : 235 MPa

On distingue :

- **Ronds lisses de nuances :**

Fe E215 limite élastique $f_e = 215$ MPa

Fe E235 limite élastique $f_e = 235$ MPa

- **Les barres à haute adhérence, de nuances :**

Fe E400 limite élastique $f_e = 400$ MPa

Fe E500 limite élastique $f_e = 500$ MPa

- **Treillis soudés :** formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

Les aciers sont livrés en barres de 12 m et 15 m dans les diamètres dits nominaux suivants :

5 – 6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 – 40 – 50 (en mm)

Aciers en barres :

Types d'aciers ($E_s = 200\,000$ MPa)				
caractéristiques	Doux et lisses, symbole & (NF A 35- 015)		A haute adhérence, symbole HA (NF A 35 – 016)	
	Dénomination	fe E215	fe E235	fe E400
Limite élastique en MPa	fe = 215	fe = 235	fe = 400	fe = 500
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R / 330$	$\sigma_R \leq 410$	$\sigma_R / 480$	$\sigma_R \leq 550$
Allongement à la rupture	22%		14%	12%
Coefficient de scellement, symbole X_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	

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	fe = 500 (tous diamètres)	fe = 500 (tous diamètres)
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R = 550$	$\sigma_R = 550$
Allongement à la rupture	8%	8%
Coefficient de scellement, symbole X_s	1	1.5
Coefficient de fissuration, symbole η	1	1.3 pour & ' 6 mm 1.6 pour & /6 mm
Diamètres courants en mm	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

4. Déformations et contraintes de calcul :

4.1. Etat limite ultime de résistance : ELU

a) Hypothèse de calcul :

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton-acier par adhérence mutuelle.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement du béton est limité 3.5‰ en flexion simple et à 2‰ en compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B**, **C** (la règle des trois pivots).

Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure ci-dessous).

On distingue trois domaines :

1. Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
2. Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
3. Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

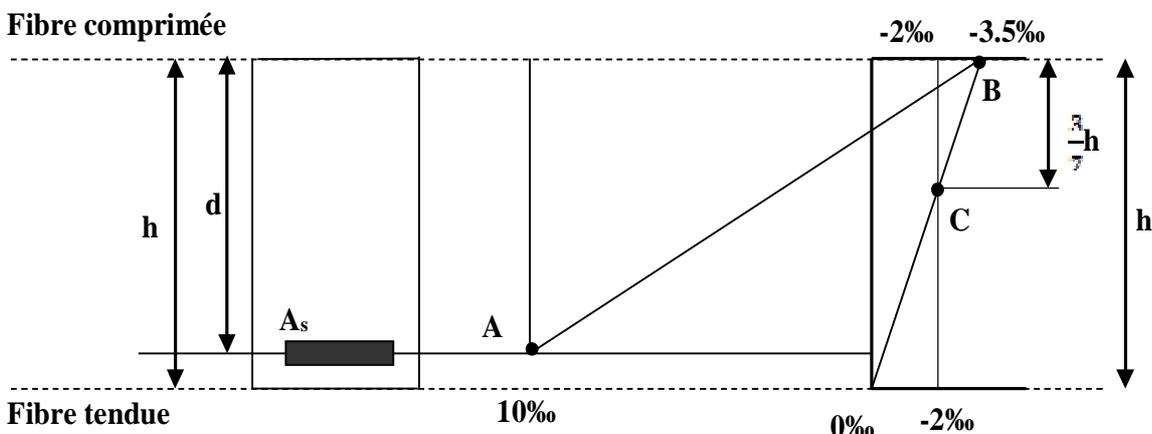


Diagramme des déformations limites (ELU)

Contraintes de calcul du béton :

- Pour les sections dont la largeur est constante ou croissante vers la fibre la plus comprimée (ex : section rectangulaire ou en **T**)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

f_{bc} : contrainte de calcul .

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours

γ_b : coefficient de sécurité

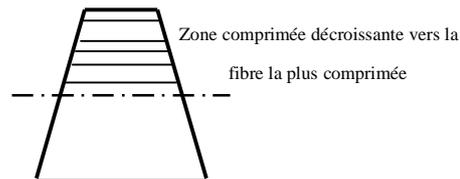
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ en général} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ dans le cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient d'application d'actions.

θ	Durée d'application
1	>24h
0.9	1 ≤ durée ≤ 24h
0.85	si durée < 1h

- Pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée (ex : section circulaire)

$$f_{bc} = \frac{0.8 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$



Les contraintes de calcul du béton sont données ci-dessous en fonction des résistances caractéristiques du béton à 28 jours d'âge (ex : section rectangulaire ou en **T**).

Résistances caractéristiques du béton		Contraintes De calcul
En compression f_{c28} (MPa)	En traction f_{t28} (MPa)	En compression f_{bc} (MPa) avec $\theta = 1$
16	1.56	9.07
18	1.68	10.20
20	1.80	11.33
22	1.92	12.47
25	2.10	14.17
27	2.22	15.30
30	2.40	17.00
35	2.70	19.83
40	3.00	22.67
45	3.3	25.50
50	3.6	28.33
55	3.9	31.17
60	4.2	34.00

c) Diagramme déformations - contraintes de l'acier :

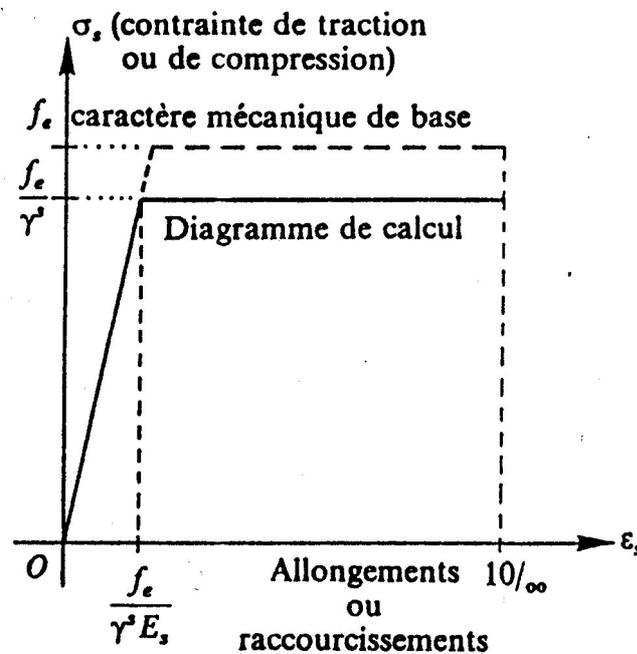
Le diagramme de calcul se déduit du diagramme conventionnel par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport $1/\gamma_s$. tous ces diagrammes ont la même pente à l'origine.

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

Contrainte de calcul : $f_{su} = f_e/\gamma_s$ avec γ_s : coefficient de sécurité

Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons

Coefficient de sécurité	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
γ_s	1.15	1.00



4.2. Etat limite de service :

a) **Hypothèse de calcul :**

Sous l'effet des sollicitations :

- Hypothèse de Navier Bernoulli : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, appelé : « coefficient d'équivalence » a pour valeur :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

b) Etat limite de compression du béton à l' E.L.S :

La contrainte de compression du béton σ_{bc} est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c_j}$$

Résistance caractéristique f_{c28} (MPa)	18	20	22	25	27	30	35	40	45	50	55	60
Contrainte limite $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	10.8	12	13.2	15	16.2	18	21	24	27	30	33	36

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené en outre à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion et la déformation de la pièce.

On distinguera ainsi trois catégories d'ouvrages :

- Les ouvrages où **la fissuration est peu nuisible** ou (peu préjudiciable) ce qui peut correspondre aux locaux clos et couverts non soumis à des condensations.
- Les ouvrages où **la fissuration est préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.
- Les ouvrages où **la fissuration est très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle qu'embruns et brouillards salins, gaz ou sols corrosifs) ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité.

Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\overline{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\overline{\sigma}_{st} = \inf \left(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

*N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60 cm).
 (*) 3 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
 (***) 5 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.*