

# Bétons de fibres métalliques (BFM)

par **Pierre ROSSI**

*Directeur de Recherche*

*Chef de la Division Bétons et Composites cimentaires au Laboratoire central des Ponts et chaussées*

*Docteur de l'École Nationale des Ponts et chaussées*

*Directeur technique du projet national BEFIM (béton de fibres métalliques)*

<b>1. Mise en œuvre des BFM</b> .....	C 2 214 - 2
1.1 Orientation préférentielle des fibres.....	— 2
1.2 Effets de voûte ou d'écran.....	— 3
1.3 Effets de cheminée.....	— 3
1.4 Ségrégation des fibres.....	— 3
1.5 Appauvrissement en fibres.....	— 3
1.6 Relation entre le rapport longueur/diamètre de la fibre et la maniabilité du BFM.....	— 3
<b>2. Comportement mécanique et propriétés constructives des BFM</b> .....	— 4
2.1 Comportement mécanique des BFM sous sollicitations quasi statiques.....	— 4
2.2 Durabilité des BFM : problème de la corrosion des fibres.....	— 5
<b>3. Méthodes de dimensionnement des BFM</b> .....	— 6
3.1 Calcul d'une section fissurée soumise à de la flexion simple ou composée.....	— 6
3.2 Calcul de l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale d'effort tranchant.....	— 7
3.3 Propriétés mécaniques des BFM utilisées dans les méthodes de dimensionnement.....	— 9
3.4 Principe de dimensionnement en flexion composée.....	— 10
3.5 Principe de dimensionnement vis-a-vis de l'effort tranchant.....	— 11
<b>4. Concept de carte d'identité d'un BFM pour une application industrielle donnée</b> .....	— 12
<b>5. Exemples d'applications industrielles existantes et potentielles des BFM</b> .....	— 13
5.1 Domaine du bâtiment.....	— 13
5.2 Domaine des travaux publics.....	— 17
<b>6. Conclusion</b> .....	— 20
<b>Références bibliographiques</b> .....	— 20

**L**e présent article est tiré du livre sur les bétons de fibres métalliques du même auteur [1]. Il traite successivement des points suivants :

- les problèmes liés à la mise en œuvre des BFM ;
- le comportement mécanique en traction des BFM, ainsi que les problèmes de corrosion ;
- les méthodes de dimensionnement des structures en BFM vis-à-vis de la flexion composée et de l'effort tranchant ;
- les essais d'étude, de convenance et de contrôle à mettre en œuvre en fonction de l'application industrielle ;
- quelques applications industrielles actuelles et potentielles des BFM.

*Il est important de mentionner que les bétons de fibres modernes sont des **bétons à la carte** ; ainsi en fonction des applications industrielles, le choix de la géométrie et des dimensions des fibres ainsi que leur dosage dépend de la qualité de la matrice (béton) imposée par le cahier des charges.*

*Comme exemple, on peut noter que plus la matrice est compacte (donc de haute résistante), plus il faudra mettre un pourcentage élevé de fibres ; inversement, moins la matrice est compacte, plus la fibre introduite devra être longue et donc incorporable en faible quantité.*

**Nota :** Dans cet article, il est souvent fait référence aux règles du BAEL. Le lecteur se reportera aux articles spécialisés de la rubrique *Structure-Béton armé* de ce traité.

## 1. Mise en œuvre des BFM

Lorsque l'on met en œuvre un BFM dont la formulation a été préalablement optimisée, il est important de connaître et de tenir compte de certaines spécificités de ce BFM liées à la technologie de mise en œuvre adoptée et au type de structure. Ces spécificités peuvent se décliner de la manière suivante :

- l'orientation préférentielle des fibres ;
- les effets de « voûte » ou d'écran ;
- les effets de « cheminée » ;
- la ségrégation des fibres ;
- l'appauvrissement en fibres ;
- la relation entre le rapport longueur/diamètre de la fibre et la maniabilité du BFM.

### 1.1 Orientation préférentielle des fibres

Cette orientation a plusieurs origines qui sont principalement :

- la technique de mise en œuvre adoptée ;
- les effets liés à l'écoulement du BFM.

#### 1.1.1 Technique de mise en œuvre

Il existe différentes techniques de mise en œuvre des bétons, que l'on peut rapidement rappeler :

- le béton coulé ;
- le béton projeté ;
- le béton placé à l'aide d'une pelle, d'une pelle à main ou d'une fourche dans des coffrages ou moules de petites dimension, comme c'est souvent le cas dans un laboratoire d'essais.

##### 1.1.1.1 Béton coulé

En ce qui concerne le béton coulé, deux situations sont à considérer : soit le BFM doit s'écouler pour remplir le coffrage, soit il n'a pas, ou très peu, à le faire. Dans le premier cas, l'écoulement produit une orientation préférentielle des fibres qui est discutée dans le paragraphe suivant, et dans le second cas, l'orientation des fibres dépend de la technique de coulage adoptée, c'est-à-dire soit à l'aide d'une pompe, soit à l'aide d'une benne (ou godet) comportant ou pas un manchon (tuyau placé à la sortie de la benne).

#### ■ BFM coulé à l'aide d'une pompe ou d'une benne munie d'un manchon

Les fibres se trouvent orientées dans le tuyau de la pompe et dans le manchon, parallèlement à la ou aux parois, et donc perpendiculairement à la surface libre du béton par laquelle pénètre le BFM. Cette orientation préférentielle est donc celle qu'auront les fibres à la fin de la mise en œuvre du BFM, aucune vibration n'étant alors susceptible de modifier l'orientation des fibres.

#### ■ BFM coulé à l'aide d'une benne sans manchon

Les fibres subissent peu d'orientation préférentielle, et l'on observe donc une orientation relativement isotrope des fibres au sein de la structure à la fin de la mise en œuvre du BFM, à l'exception toutefois du voisinage des parois du moule où une orientation préférentielle des fibres est observée. Il s'agit de l'effet de paroi qui va être évoqué plus loin.

##### 1.1.1.2 Béton projeté

**Nota :** l'objet n'est pas ici de présenter en détail les différents aspects relatifs aux techniques de mise en œuvre des bétons par projection, en l'occurrence, les projections par voie sèche, mouillée ou semi-mouillée, des livres de grande qualité traitant déjà de ce sujet [2], mais d'analyser comment les fibres s'orientent dans un BFM projeté.

Quelle que soit la technique de projection, les fibres sont toujours, préférentiellement, orientées parallèlement aux parois de la lance de projection à la sortie de celle-ci. Par contre, au contact de la paroi que le BFM doit renforcer, les fibres s'orientent, préférentiellement, parallèlement à la surface de cette paroi. L'importance de cette orientation préférentielle dépend du rapport *longueur de la fibre/épaisseur de BFM projeté*. Ainsi, plus ce rapport est faible, plus l'orientation préférentielle est importante.

##### 1.1.1.3 BFM mis en place à l'aide d'une pelle, d'une pelle à main ou d'une fourche

On s'intéresse ici aux BFM mis en œuvre en laboratoire pour confectionner des éprouvettes de petites dimensions.

Du fait de la manière dont le BFM est prélevé par l'outil servant à remplir le moule, de la forme de celui-ci, de la manière dont l'outil introduit le BFM dans le moule, de la petitesse de ce dernier qui exclut un écoulement important du BFM, les fibres sont orientées, préférentiellement, perpendiculairement à la surface du moule par où le BFM est introduit.

Cette orientation préférentielle augmente avec le rapport *longueur de fibre sur volume de BFM contenu dans l'outil*.

Elle constitue un élément essentiel de la représentativité du comportement mécanique d'un BFM de laboratoire par rapport à celui du même BFM utilisé pour une application industrielle donnée.

### 1.1.2 Effets liés à l'écoulement du BFM

Dans le cas où le BFM peut s'écouler à l'intérieur du coffrage soit par gravité, soit sous l'effet d'une vibration, les fibres ont tendance à s'orienter parallèlement aux lignes de courant de l'écoulement du fluide visqueux que constitue le béton. Cette tendance augmente lorsque le rapport *distance d'écoulement/longueur de la fibre* augmente.

Les **effets de paroi**, connus des praticiens, sont en fait une conséquence du phénomène précédent, c'est-à-dire une conséquence de l'orientation des fibres parallèlement aux lignes de courant au sein du BFM qui s'écoule. En effet, lorsqu'un BFM s'écoule le long d'une paroi, les lignes de courant sont parallèles à la surface de la paroi, et donc les fibres s'orientent également parallèlement à cette surface.

### 1.2 Effets de voûte ou d'écran

Ces effets de voûte apparaissent lorsqu'un obstacle s'oppose au déplacement des fibres. Dans ce cas-là, des fibres peuvent s'accumuler et former un paquet qui, en empêchant le déplacement des autres fibres, mais également des gros granulats du BFM, induisent de la ségrégation.

On rencontre ce problème lorsqu'un BFM est coulé dans une structure comportant des armatures traditionnelles, et que les espacements entre les armatures sont plus petits ou très peu supérieurs à la longueur des fibres.

Il peut intervenir également lorsqu'un BFM est coulé entre deux parois d'un moule ou d'un coffrage, parois distantes d'une longueur voisine ou inférieure à celle des fibres.

### 1.3 Effets de cheminée

Ce phénomène apparaît lorsqu'un BFM assez visqueux, et contenant un pourcentage de fibres important (supérieur à 50 kg/m<sup>3</sup>), est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante.

La pénétration de l'aiguille dans le BFM provoque un écoulement local de celui-ci le long de l'aiguille, et une orientation des fibres parallèlement à la surface de celle-ci (du fait des lignes de courant créées par la vibration, et le déplacement de l'aiguille). Dans le cas d'un pourcentage élevé de fibres, leur enchevêtrement va donc créer, autour de l'aiguille, une sorte « d'enveloppe » rigide (par effet de voûte), qui constitue, lorsque l'aiguille est sortie du BFM, un écran empêchant la matrice visqueuse de combler de manière satisfaisante le trou, ou cheminée, laissé(e) par l'aiguille. En effet, on observe alors, à l'emplacement initial de l'aiguille, de la laitance, ou à l'extrême, le trou non comblé.

Il est par conséquent important d'éviter de vibrer à l'aide d'une aiguille vibrante un BFM visqueux contenant un pourcentage élevé de fibres.

### 1.4 Ségrégation des fibres

Ce phénomène apparaît lorsqu'on utilise un BFM très fluide pour élément structurel de hauteur importante, tel une colonne ou une poutre de grande hauteur. Il a la même origine que celle relative à la ségrégation des gros granulats d'un béton, c'est-à-dire la pesanteur.

Il est d'autant plus important que le poids unitaire de la fibre augmente et que sa surface spécifique diminue. En effet, plus la surface spécifique de la fibre augmente, plus les frottements exercés sur elle par la matrice sont importants et en ralentissent la « chute ».

## 1.5 Appauvrissement en fibres

Ce problème intervient principalement dans le cas des bétons projetés. En effet, lorsque la fibre est projetée à l'aide d'une lance de projection, elle acquiert une certaine énergie cinétique en arrivant sur la paroi que l'on désire renforcer. Cette paroi étant habituellement peu déformable, les fibres vont avoir tendance à rebondir sur cette paroi. Ce rebond va être, dans le cas de la technique de projection par voie sèche, beaucoup plus important que dans celui de la technique de projection par voie mouillée car, dans ce dernier cas, la fibre étant enrobée d'une matrice visqueuse, le choc de la fibre sur la paroi est en grande partie amorti par des phénomènes visqueux liés à la matrice. En ce qui concerne la voie sèche, l'importance du rebond dépend de paramètres tels que : le poids unitaire de la fibre, son élasticité, la vitesse de projection, la distance de la lance de projection par rapport à la paroi, l'angle que fait la fibre en arrivant sur la paroi avec cette paroi, le rapport longueur de la fibre/taille du plus gros granulat...

L'appauvrissement en fibres des BFM projetés constitue donc un aspect très important vis-à-vis de l'utilisation de ces matériaux.

## 1.6 Relation entre le rapport longueur/diamètre de la fibre et la maniabilité du BFM

Pour la majeure partie des applications industrielles actuelles ou potentielles, la maniabilité des BFM est un paramètre primordial. En effet, un BFM développé en laboratoire en utilisant des méthodes et techniques « artisanales » de mise en œuvre, aussi performant soit-il d'un point de vue mécanique, ne sera jamais développé industriellement s'il ne se met pas en œuvre correctement avec les techniques classiques de chantier ou d'usine (cas de la préfabrication).

Des études expérimentales antérieures [3] [4] [5], ont montré que le rapport *longueur/diamètre* des fibres cylindriques joue un rôle central dans la maniabilité d'un BFM.

Ainsi, pour un dosage en fibres donné, plus ce rapport est grand plus la maniabilité du BFM est mauvaise et plus le risque formation de pelotes de fibres au sein de la matrice est grand.

On peut essayer d'expliquer cette constatation empirique de la manière suivante.

■ Si on raisonne à **longueur de fibre donnée et pour un même dosage**, plus la fibre a un diamètre petit, plus la surface spécifique de la fibre est importante, et plus le nombre de fibres est grand. La surface spécifique plus grande conduit à des frottements plus importants entre la fibre et la matrice, alors que le plus grand nombre de fibres conduit à une probabilité plus grande de contacts entre fibres. Ces deux facteurs expliquent parfaitement la perte de maniabilité observée lorsque le rapport *longueur/diamètre* de la fibre augmente.

■ Si on raisonne à **rapport longueur/diamètre de fibre donné et pour un dosage donné**, plus le diamètre de la fibre est petit, plus la fibre doit être courte et inversement. Dans ce cas, si on se réfère au raisonnement précédent, on aboutit à la conclusion que plus la fibre est courte, plus elle perturbe la matrice du point de vue rhéologique, et donc moins bonne est la maniabilité, ce qui constitue un résultat inverse de la réalité expérimentale, car il est connu que, **pour des rapports longueur/diamètre voisins, une fibre courte conduit à une meilleure maniabilité qu'une fibre longue**.

En fait, il intervient un autre facteur, qui est le **poids unitaire de la fibre**. En effet, plus la fibre est lourde, plus elle aura tendance, sous l'effet de la pesanteur (avec ou sans vibration) à quitter la gaine de

pâte de ciment qui l'enrobe, pour venir en contact avec les granulats, ce qui accroît les frottements entre la fibre et la matrice, les frottements secs entre la fibre et les granulats étant beaucoup plus importants que les frottements de cette fibre avec le fluide visqueux que constitue la pâte de ciment fraîche.

En conclusion, ce que l'on peut déduire à la fois de l'expérience et de la réflexion est que, pour une longueur donnée de fibre, la maniabilité d'un BFM diminue avec le diamètre de cette fibre, et que pour un rapport longueur/diamètre donné (ou voisin), la maniabilité diminue lorsque la longueur de la fibre augmente.

On peut présenter cette conclusion sous une autre forme, plus connue des spécialistes des BFM : à maniabilité fixée, on peut soit introduire un dosage important de fibres courtes, soit un dosage faible de fibres longues.

## 2. Comportement mécanique et propriétés constructives des BFM

### 2.1 Comportement mécanique des BFM sous sollicitations quasi statiques

Nous n'allons évoquer que le **comportement en traction des BFM**, car c'est surtout vis-à-vis de sollicitations induisant principalement des contraintes de traction que les fibres métalliques ont un rôle important.

Étudions le cas où la **fissuration est gouvernée principalement par des contraintes macroscopiques de traction**.

On peut schématiquement distinguer trois étapes dans le processus de fissuration d'un volume de béton soumis à des contraintes macroscopiques de traction :

- une première **étape de microfissuration diffuse** au sein de tout le volume de béton ;
- une seconde étape au cours de laquelle les microfissures vont se connecter pour créer une ou plusieurs macrofissure(s), c'est la **phase de localisation de la fissuration** ; cette création de macrofissure(s) constitue la fin de cette seconde étape et le début de la troisième ;
- une troisième étape qui correspond à la **propagation d'une ou de plusieurs macrofissures** conduisant à la rupture du volume de béton considéré.

Dans ce qui précède, il est important de définir les notions de micro- et de macrofissures.

On appelle **microfissure** une fissure qui est petite par rapport aux dimensions d'une éprouvette, ou d'une structure.

On appelle **macrofissure** une fissure qui ne peut plus être considérée comme petite par rapport aux dimensions de l'éprouvette ou de la structure.

Dans le cas des fissures de traction, l'ouverture de la fissure dépend de sa longueur, ainsi plus une fissure est longue, plus elle est ouverte. La notion de petitesse est donc relative à la fois à sa longueur et à son ouverture.

Du point de vue mécanique, on peut distinguer deux cas.

■ **Le volume de béton à l'état initial** (avant sollicitation) **peut être considéré, macroscopiquement, comme statistiquement homogène**, c'est-à-dire que l'on peut définir des contraintes

et des déformations macroscopiques statistiquement homogènes, les hétérogénéités initiales, en l'occurrence les plus gros granulats, étant très petites vis-à-vis du volume de béton considéré [6].

La première étape du processus de fissuration correspond, alors, à un comportement intrinsèque au matériau, car si les fissures sont considérées comme très petites vis-à-vis des dimensions de l'éprouvette, on peut toujours définir des contraintes et des déformations statistiquement homogènes.

L'étape de localisation correspond, quant à elle, au passage d'un comportement de matériau à un comportement de structure. En effet, à la fin de cette étape, les microfissures devenant des macrofissures (avec les définitions précédentes), on peut ne plus définir des contraintes et des déformations statistiquement homogènes, et la seule relation mécanique qui peut alors s'appliquer est une loi effort-déplacement macroscopique qui constitue un comportement de structure.

Enfin, la dernière étape correspond à un comportement spécifiquement de structure.

■ **Le volume de béton n'est pas statistiquement homogène à l'état initial.** Dans ce cas-là, le passage du comportement de matériau au comportement de structure correspond à la création d'une fissure (ou de plusieurs), que l'on peut appeler fissure critique, perturbant plus les champs de contraintes et de déformations locales que les hétérogénéités initiales (la fissure est une hétérogénéité induite et le gros granulat une hétérogénéité initiale). Le rapport longueur de la fissure critique/volume de l'éprouvette peut alors être, dans le cas d'une éprouvette initialement hétérogène, supérieure à celui d'une éprouvette initialement homogène.

**Exemple :** pour illustrer ce qui précède, on peut donner l'exemple de deux éprouvettes, la première ayant un diamètre de 100 mm (et un élanement de 2), et constituée d'un béton (ou mortier) dont le plus gros granulat est un sable très fin, et la seconde de mêmes dimensions mais constituée d'un béton dont le plus gros granulat fait 20 mm. Si on les soumet toutes les deux à de la traction uniaxiale, la fissure critique sera plus grande dans le cas de la seconde éprouvette.

On peut décrire d'une manière plus « naturaliste » ce passage entre comportement intrinsèque au matériau et comportement de structure. Considérons, tout d'abord, toutes les microfissures créées lors de la première étape. On peut les distribuer différemment au sein de l'éprouvette, le comportement mécanique macroscopique de l'éprouvette sera pratiquement le même et donc intrinsèque au matériau. Considérons, ensuite, les macrofissures apparues à la fin de la deuxième étape, et durant la troisième étape, et imaginons, de la même manière que pour les microfissures, qu'elles soient disposées différemment. On constate alors que le comportement mécanique macroscopique de l'éprouvette est fortement dépendant de la position des macrofissures au sein de l'éprouvette, c'est un comportement de structure.

Le passage d'un comportement de matériau à un comportement de structure est défini comme le passage d'une microfissuration active à une macrofissuration active. Ce passage intervient lorsqu'une ou plusieurs microfissure(s) active(s) devient (deviennent) « critique(s) ».

Une **microfissure active** est une fissure dont la longueur est petite par rapport aux dimensions du volume de béton sollicité, et dont les lèvres subissent des déplacements normaux ou tangentiels.

Une **macrofissure active** est une fissure dont la longueur ne peut être considérée comme petite par rapport aux dimensions du volume sollicité, et dont les lèvres subissent des déplacements normaux ou tangentiels.

Une **fissure active critique** est une fissure qui conduit à une concentration de contraintes et à une localisation des déformations au sein du volume de béton.

Au regard de ces définitions, on comprend pourquoi les fissures verticales de compression, qui sont longues mais peu actives, ne contribuent pas au passage du comportement de matériau au comportement de structure.

Il faut également souligner qu'une fissure active n'est pas obligatoirement une fissure qui se propage (comme, par exemple, les fissures verticales de compression).

L'élaboration du **concept d'action des fibres aux deux échelles, l'échelle du matériau et celle de la structure** a permis, en 1987 [7] d'aboutir à une compréhension claire de l'intervention des fibres dans les différentes étapes du processus de fissuration en traction d'un BFM. Durant les trois étapes de fissuration évoquées précédemment, les fibres métalliques interviennent de la manière suivante :

- durant la phase de microfissuration diffuse, les fibres métalliques peuvent « coudrer » les microfissures actives et retarder l'apparition de la localisation ; on observe, alors, **une augmentation de la résistance et de la ductilité à l'échelle du matériau** ;
- durant la phase de propagation des macrofissures actives, les fibres métalliques peuvent également « coudrer » ces macrofissures, assurant, ainsi, **une capacité portante et une ductilité plus grandes à l'échelle de la structure**.

Il est bien évident que, dans la plupart des cas, la géométrie optimale de la fibre métallique qu'il faut utiliser pour agir sur la micro- ou sur la macrofissuration active sera différente.

En effet, dans le cas où les fibres doivent agir sur les microfissures, il est nécessaire que ces fibres soient nombreuses et de petit diamètre. Pour des raisons de maniabilité du matériau, fortement liée au rapport *longueur/diamètre* de la fibre, les fibres doivent également être courtes.

Dans le cas où l'on veut que les fibres agissent sur les macrofissures, la longueur de la fibre doit être suffisamment grande pour assurer un ancrage correct de celle-ci dans la matrice. Pour les mêmes raisons de maniabilité, les fibres longues ne pourront s'utiliser qu'en pourcentage beaucoup plus faible que les fibres courtes.

Il faut noter que ce qui précède relève de « règles générales », auxquelles il faut apporter quelques nuances.

- *Ce respect du pourcentage important de fibres courtes ou du pourcentage faible de fibres longues n'est vrai que si la maniabilité est un paramètre important dans la mise en œuvre du béton*, ce qui est le cas pour les BFM coulés, pompés, ou projetés par voie humide. Dans le cas où cette maniabilité n'est pas un paramètre important, comme par exemple dans le cas d'un BFM très « sec » et compacté au rouleau, ou dans le cas du SIFCON (Steel Infiltrated Fiber Concrete), on peut introduire un pourcentage élevé de fibres longues et de faible diamètre, ce qui permet d'agir à l'échelle du matériau et à l'échelle de la structure, avec une seule dimension de fibre.

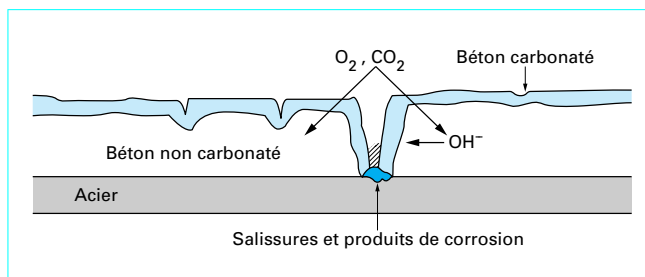
- *La longueur de la fibre à utiliser est fortement dépendante des caractéristiques mécaniques de la matrice*. Ainsi, si la matrice est très compacte et très adhérente aux fibres, une fibre considérée comme courte pourrait a priori agir correctement à la fois au niveau des micro- et des macrofissures.

## 2.2 Durabilité des BFM : problème de la corrosion des fibres

Deux situations différentes sont à prendre en compte dans l'analyse de la corrosion des fibres métalliques, et de ses conséquences :

- le cas où la fibre ne traverse pas une fissure débouchant en surface ;
- le cas où la fibre traverse une fissure débouchant en surface.

Nous allons traiter uniquement le **cas où la fibre est traversée par une fissure débouchant en surface**.



**Figure 1 – Mécanisme de corrosion des fibres en présence de fissures et sans pénétration des chlorures**

C'est un cas sensible au regard des conséquences mécaniques potentielles relatives à la corrosion des fibres. C'est également un cas sur lequel il n'existe pas d'analyse approfondie et claire, du fait d'une lacune évidente dans les données expérimentales.

Nous allons malgré tout tenter de proposer des éléments de réflexion sur ce sujet, qui nous paraît de la plus grande importance pour les BFM. Pour ce faire, nous allons nous approprier l'analyse proposée par Duval [8] concernant le rôle de la fissuration dans le béton d'enrobage des armatures classiques de béton armé vis-à-vis de l'évolution du processus de corrosion de ces armatures (dans ce qui suit, on a remplacé le mot *armature* par le mot *fibre*).

De nombreuses études ont été consacrées à la détermination d'une largeur critique de fissure à partir de laquelle la vitesse de corrosion s'accroît de façon significative par rapport à celle dans un béton non fissuré. *L'observation d'ouvrages en service et des expériences de laboratoire montre qu'il n'y a pas, statistiquement, de relation directe entre l'ouverture de fissure et le degré de corrosion, lorsque cette ouverture ne dépasse pas 0,3-0,4 mm.*

L'explication qui est généralement avancée est la suivante (figure 1) : à l'endroit où la fissure la traverse, la fibre se trouve, du fait de la carbonatation, à un pH plus faible qu'ailleurs. La corrosion va donc s'y faire préférentiellement. Mais, très rapidement, les salissures et les produits de la corrosion vont obstruer le fond de la fissure, qui est, rappelons-le, très peu ouverte, ce qui contribue à freiner la corrosion. Ce schéma, valable lorsqu'il n'y a pas diffusion de chlorures, ne l'est plus dans le cas contraire. En effet, la pénétration des chlorures dans la fissure accélère de manière très importante la vitesse de corrosion et rend négligeable l'effet positif lié à l'obturation du fond de fissure évoqué ci-dessus. Selon Raharisonaivo et al., le coefficient de diffusion des chlorures libres passe de  $12 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  pour un béton sain à  $49 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  pour un béton avec des fissures « fines » (ouverture  $\leq 0,3 \text{ mm}$ ) et à  $80 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  pour un béton avec des fissures « larges » (ouverture  $\geq 0,5 \text{ mm}$ ). La diffusion des chlorures dans la fissure est d'autant plus préjudiciable qu'elle conduit à un mécanisme de corrosion localisé.

À cette analyse empruntée à Duval, on peut ajouter la remarque suivante : le mécanisme de corrosion étant un mécanisme de pile électrochimique, qui implique l'existence d'une anode, d'une cathode et d'un milieu électrolytique, la zone où la fibre est traversée par la fissure (diffusion importante d'eau et de chlorures) est le siège de la réaction anodique (oxydation), ce qui implique que les parties avoisinantes (non fissurées) de la fibre sont susceptibles d'être le siège de réactions cathodiques (réduction). En conséquence, la vitesse de corrosion localisée va également dépendre de la vitesse de diffusion de l'oxygène et des ions  $\text{OH}^-$  au sein du béton non fissuré, et donc de sa porosité. Cela conduit donc à une situation complexe dans laquelle les fibres d'un BFM très poreux (rapport eau/liant élevé) traversées par une fissure faiblement ouverte peuvent se corroder plus rapidement que celles d'un BFM peu poreux (rapport eau/liant faible) traversées par une fissure beaucoup plus ouverte.



En conclusion, ce qui précède peut se résumer ainsi : bien qu'aucune relation claire entre l'ouverture des fissures et la vitesse de corrosion ne soit actuellement établie, l'expérience montre que les fissures accélèrent, dans certaines conditions (en présence de chlorures par exemple) cette vitesse de corrosion.

Dans le cas des fibres métalliques, cela peut avoir une conséquence mécanique importante dans la mesure où, du fait de leur section très petite (comparée à celles des armatures classiques de béton armé), elles pourraient, toujours dans certaines conditions, se dissoudre totalement entre des fissures correspondant à un comportement de structure en service, et ainsi occasionner une diminution non négligeable de la capacité portante et donc du degré de sécurité des structures en BFM.

Afin d'apporter des réponses fiables et utiles pour le devenir des BFM, il est donc important de mettre en œuvre des recherches approfondies portant sur l'évolution du comportement mécanique d'une structure fissurée en BFM en fonction de l'ouverture des fissures, des dimensions (surtout de la section) de la fibre, du pourcentage incorporé, de la compacité de la matrice (dépendant du rapport eau/liant) et du degré d'agressivité de l'environnement.

### 3. Méthodes de dimensionnement des BFM

Nous allons aborder le dimensionnement des structures en BFM fonctionnant comme des poutres, en nous limitant à des BFM ayant un comportement postfissuration adoucissant (diminution de la contrainte en fonction de l'ouverture de la fissure).

#### 3.1 Calcul d'une section fissurée soumise à de la flexion simple ou composée

On effectue le calcul de la capacité résistante d'une section fissurée en fonction de l'ouverture de fissure. Ce calcul est tiré de la thèse de Casanova [9].

Il est basé sur des hypothèses cinématiques qui peuvent être présentées ainsi.

Considérons une poutre macrofissurée, c'est-à-dire présentant une ou plusieurs fissures localisées et propagées. Chacune des sections fissurées peut être assimilée à une charnière plastique. La poutre est alors modélisée par un ensemble de tronçons élastiques assemblés par ces charnières. La flèche de la poutre s'exprime simplement en fonction de la rotation aux charnières et des déformations élastiques des segments (figure 2). Il convient donc de déterminer la **relation moment-rotation d'une section fissurée**.

On analyse la section fissurée et la zone autour de la fissure. Les fibres cousant la fissure reprennent l'essentiel de l'effort de traction alors que le béton de fibres non macrofissuré reprend l'effort de compression et une faible part de traction. L'équilibre de la section implique l'égalité des efforts normaux de traction et de compression ainsi que l'égalité entre le moment résistant de la section et le moment extérieur appliqué.

$$N_b + N_f = N_{\text{ext}} \quad (1)$$

avec  $N_b$  effort normal repris par le béton,  
 $N_f$  effort normal repris par les fibres,

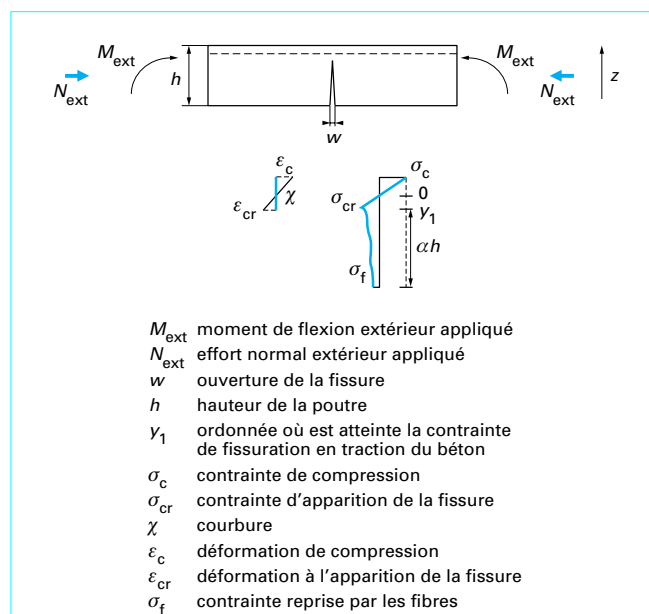


Figure 2 – Principales notations

$N_{\text{ext}}$  effort normal extérieur appliqué.

$$M_b + M_f = M_{\text{ext}} + M_{N_{\text{ext}}} \quad (2)$$

avec  $M_b$  moment résistant du béton,  
 $M_f$  moment résistant des fibres,  
 $M_{\text{ext}}$  moment extérieur appliqué,  
 $M_{N_{\text{ext}}}$  moment dû à l'effort normal extérieur.

La fissure, d'ouverture  $w$ , est modélisée par un triangle isocèle de petit côté égal à  $w$  et de hauteur  $\alpha h$ , où  $h$  est la hauteur de la poutre et  $\alpha \in ]0;1[$ .  $N_f$  se calcule alors simplement à partir de la relation contrainte-ouverture de fissure obtenue par l'essai de traction sur éprouvette entaillée :

$$N_f = \int_0^{\alpha h} \sigma_f \left[ \left( 1 - \frac{z}{\alpha h} \right) w \right] b dz \quad (3)$$

avec  $\sigma_f$  contrainte reprise par les fibres,  
 $b$  largeur de la poutre.

Le béton de fibres de la partie non macrofissurée de la section suit une loi de comportement  $\sigma_b(\epsilon)$  fonction de la déformation totale et dont l'expression dépend de l'état limite de vérification (ELS ou ELU). On fait l'hypothèse que la répartition des déformations reste linéaire dans cette partie de la section et on définit sa courbure  $\chi$ . On appelle  $-y_1$  l'ordonnée où est atteinte la contrainte de fissuration en traction du béton :

$$y_1 = \frac{\sigma_{\text{cr}}}{E\chi} \quad (4)$$

avec  $E$  module d'Young.

La figure 2 illustre la répartition des déformations et des contraintes.  $N_b$  se calcule comme l'intégrale de la contrainte sur la hauteur non macrofissurée de la section :

$$N_b = \int_{\alpha h}^h \sigma_b [(\chi z - \alpha h - y_1)] b dz \quad (5)$$

avec  $\sigma_b$  contrainte reprise par le béton.

Écrivons alors les moments résistants de la section par rapport à la fibre inférieure :

$$M_f = \int_0^{\alpha h} \sigma_f \left[ \left( 1 - \frac{z}{\alpha h} w \right) \right] b z dz \quad (6)$$

$$M_b = \int_{\alpha h}^h \sigma_b [\chi(z - \alpha h - \gamma_1)] b z dz \quad (7)$$

L'objectif de la modélisation est de déterminer une relation macroscopique traduisant le comportement d'une section fissurée, c'est-à-dire la relation moment-rotation. On représente sur la figure 3 la répartition de la courbure dans la zone autour de la fissure. La zone autour de la fissure est perturbée par rapport au comportement élas-

tique correspondant à une courbure  $\chi_e = \frac{M_{ext} + M_{N_{ext}}}{EI}$  (avec  $I$  le moment d'inertie). Dans cette zone, on modélise la poutre par un assemblage de deux couches : la couche supérieure, non macrofissurée, qui se comporte suivant la théorie des poutres, et la couche inférieure, de hauteur égale à la hauteur de fissure  $\alpha h$ , qui est composée de deux blocs rigides reliés ponctuellement. La longueur de la partie perturbée est notée  $\Delta_f$ . La compatibilité géométrique aux limites de la zone perturbée implique que la rotation d'angle  $2\theta$  au niveau de la fissure est égale à la variation angulaire dans la couche supérieure et a pour expression :

$$2\theta = \int_0^{\Delta_f} \chi(x) dx \quad (8)$$

Par ailleurs, en faisant l'hypothèse que  $w$ , ouverture de la fissure, est petite devant  $\alpha h$ , hauteur de la fissure, la géométrie adoptée entraîne :

$$2\theta = \frac{w}{\alpha h} \quad (9)$$

Le problème posé par les équations (1), (2) et (8) comprend six inconnues  $\alpha$ ,  $w$ ,  $\chi$ ,  $M_{ext}$ ,  $\Delta_f$  et  $\theta$  où  $\chi$  est fonction de la position. Certaines hypothèses simplificatrices sont donc nécessaires.

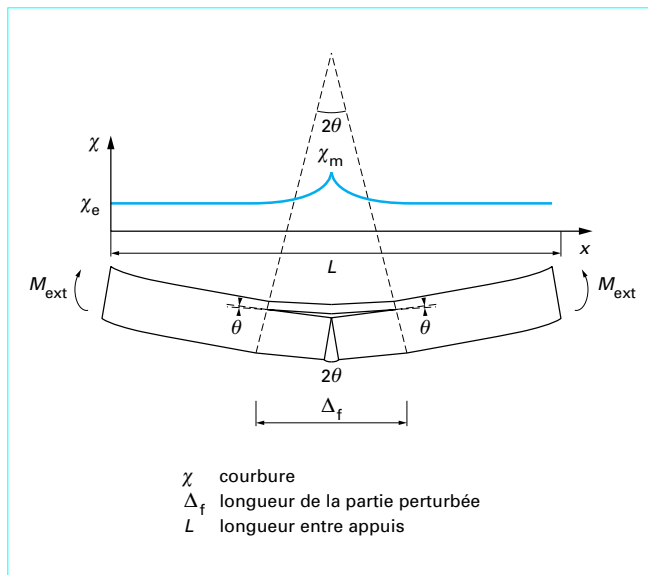


Figure 3 – Répartition de la courbure

Une étude par éléments finis élastiques montre qu'une fissure perturbe le champ de déformation sur une distance environ égale à sa hauteur de part et d'autre de la fissure. En accord avec nos hypothèses, on peut donc écrire :

$$\Delta_f = 2\alpha h \quad (10)$$

On fait l'hypothèse supplémentaire que la courbure varie de manière parabolique de  $\chi_m$  au droit de la fissure à  $\chi_e$  sur la distance  $\Delta_f/2$  (figure 3). La relation (8) s'écrit alors :

$$2\theta = \frac{\chi_m + 2\chi_e}{6} 2\alpha h \quad (11)$$

Les relations supplémentaires introduites permettent de résoudre le problème posé par les relations (1), (2) et (8), si on connaît  $\chi_m$ .

La **flèche**  $\delta$  est calculée suivant l'hypothèse de l'apparition d'une charnière plastique entre deux blocs élastiques. Elle est la somme d'un terme élastique  $\delta_e$ , dû à la courbure de la zone non perturbée, et d'un terme lié à la rotation au niveau de la fissure  $\delta_f$  :

$$\delta_e = \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \left( \theta + \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \chi_e(x) dx \right) dx \quad (12)$$

où  $L$  est la longueur entre appuis et  $\chi_e(x) = \frac{M_e(x)}{EI}$  la courbure élastique ( $M_e$  étant le moment élastique).

$$\delta_f = \frac{\theta \Delta_f}{2} \quad (13)$$

$$\delta = \delta_e + \delta_f = \frac{\theta L}{2} + \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \left( \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \chi_e(x) dx \right) dx \quad (14)$$

Dans le cas d'une poutre multifissurée, on applique le même principe à l'ensemble des charnières plastiques. La difficulté consiste à déterminer l'espacement entre les fissures. D'après nos hypothèses, une macrofissure ne peut pas apparaître à une distance inférieure à  $\Delta_f/2$  d'une macrofissure existante. Lorsque les fissures sont nettement propagées, on peut choisir un espacement moyen de l'ordre de  $h$ .

Il faut souligner que la méthode de calcul, présentée ici, nécessite la mise au point d'un petit programme sur micro-ordinateur, qui est simple et permet des calculs très rapides, compatibles avec une approche dimensionnement.

### 3.2 Calcul de l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale d'effort tranchant

Les études expérimentales ayant trait au comportement à l'effort tranchant de poutres sont très nombreuses dans la littérature aussi bien dans le cas d'éléments en béton armé non fibrés que dans celui d'éléments en béton armé fibré (on peut citer, par exemple, Kordina et Blume [10], Kordina et Hegger [11], Casanova [9]). Elles ont toutes montré qu'il est justifié de proposer, dans le cadre d'une approche simplifiée, un mécanisme de treillis, et de baser la détermination de la résistance d'une poutre à l'effort tranchant sur l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale. La méthode de calcul présentée dans ce qui suit, ainsi qu'une grande partie des phrases utilisées, sont tirées de Casanova [9].

En se basant sur le mécanisme du treillis, on considère que l'effort tranchant ultime  $V_u$  d'une **poutre en béton armé fibré** est la somme

d'une part structurale  $V_s$ , liée à l'action des aciers de flexion, d'une part liée à l'action des cadres d'effort tranchant  $V_c$  et d'une part liée à l'action des fibres  $V_f$  :

$$V_u = V_s + V_c + V_f \quad (15)$$

**Nota** : les **cadres d'effort tranchant** sont des armatures qui reprennent les efforts au travers d'une fissure créée par une sollicitation d'effort tranchant.

La part structurale et celle liée à l'action des cadres d'effort tranchant sont déterminées en appliquant, par exemple, les règlements de béton armé aux états limites (BAEL pour la France).

L'action des fibres au niveau structurel peut être schématisée par la figure 4.

Il apparaît clairement, au regard de la figure 4, que le calcul de l'action des fibres se heurte à la méconnaissance de l'ouverture de fissure  $w$  et à sa répartition. Ne disposant pas, à ce jour, de méthode analytique de calcul de la capacité résistante à l'effort tranchant d'une poutre en fonction de l'ouverture de fissure, on se trouve réduit à définir des états limites de calcul.

Pour ce faire, on choisit de se placer dans le cas de la rupture de la structure.

Dans le cas où le BFM a un comportement postfissuration adoucissant, il est clair que l'ouverture de fissure correspondant à la rupture de la structure dépend des dimensions de celle-ci, notamment de sa hauteur.

Afin de proposer une démarche générale de calcul de poutres à l'effort tranchant, deux types de poutres sont distingués : les poutres à section rectangulaire et les poutres en T.

#### ■ Poutres à section rectangulaire

La fissure qui provoque la rupture par effort tranchant est, dans la plupart des cas, liée à une fissure de flexion (la littérature le montre clairement). Son ouverture est donc contrôlée par la déformation des armatures de flexion (ou armatures longitudinales). On la schématise par une fissure inclinée à  $45^\circ$  le long de laquelle la répartition de l'ouverture est linéaire (figure 5).

La part d'effort tranchant reprise par les fibres  $V_f$  est calculée par projection sur l'axe vertical de l'intégrale de la contrainte reprise par les fibres le long de la fissure :

$$\begin{aligned} V_f &= \int_0^{0,9d\sqrt{2}} \sigma_f \left( \frac{s}{0,9d\sqrt{2}} w_m \right) b \frac{\sqrt{2}}{2} ds \\ &= 0,9bd \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_f(w) dw \\ V_f &= 0,9bd \bar{\sigma}_f(w_m), \text{ avec } \bar{\sigma}_f(w_m) = \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_f(w) dw \quad (16) \end{aligned}$$

avec  $\bar{\sigma}_f(w_m)$  contrainte résiduelle équivalente pour une ouverture de fissure  $w_m$  dans le cadre d'un comportement plastique parfait,

$b$  largeur de la poutre.

L'ouverture  $w_m$  est calculée à partir de la déformation des armatures longitudinales. Ainsi, si l'on suppose que l'espacement moyen des fissures est de l'ordre du bras de levier interne de la poutre, on peut estimer, de manière conservatrice, l'ouverture de la fissure de flexion par le produit de la déformation de l'acier  $\varepsilon_a$  par  $0,9d$  (figure 5) :

$$w_m = \varepsilon_a 0,9d \quad (17)$$

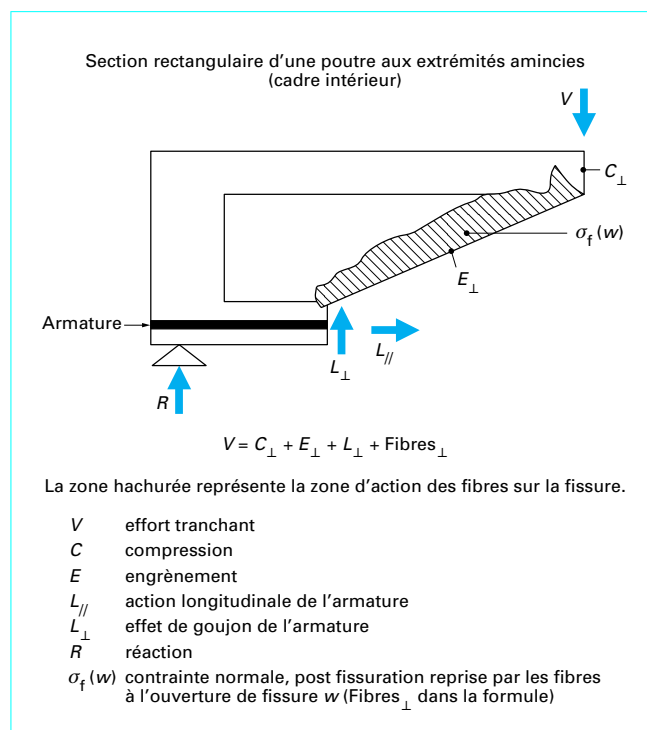


Figure 4 – Action des fibres dans la reprise de l'effort tranchant

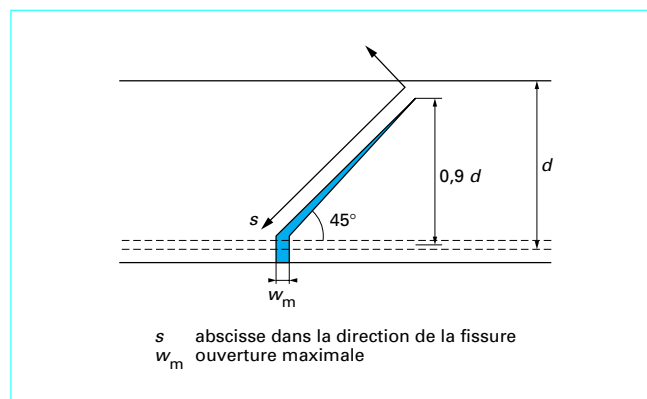


Figure 5 – Répartition de l'ouverture d'une fissure diagonale dans une poutre rectangulaire

#### ■ Poutres en T

La répartition de l'ouverture de fissure est différente dans le cas d'une poutre en T car la fissure se trouve confinée au niveau du talon et de la table de compression (figure 6).

La figure 6 fait apparaître la difficulté qu'il y a à modéliser la répartition de l'ouverture de fissure. Il faut, de plus, noter que la fissure qui conduit à la ruine de ce type de poutre a tendance à se propager horizontalement le long de la table de compression, voire même le long du talon de la poutre si celui-ci est large et si le taux de renforcement longitudinal est élevé [9].

Ces difficultés conduisent à choisir une approche qui n'a pas le même degré de validité que celui relatif aux poutres rectangulaires.



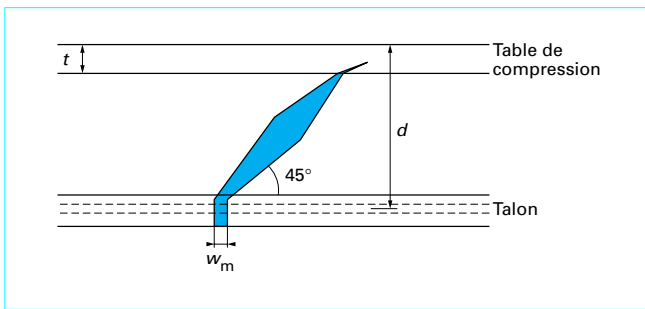


Figure 6 – Répartition de l'ouverture d'une fissure diagonale dans une poutre en T

Ce qu'il semble raisonnable de faire est d'effectuer le calcul à partir de la définition d'une ouverture moyenne supposée constante tout le long de la fissure. Il est choisi de prendre, comme ouverture moyenne, par soucis de simplicité et d'homogénéité avec l'approche retenue pour la poutre rectangulaire, celle correspondant à la déformation des armatures longitudinales, c'est-à-dire  $w_m$  :

$$w_m = \varepsilon_a (d - t) \quad (18)$$

avec  $t$  épaisseur de la table de compression, qu'on soustrait à  $d$  pour prendre en compte la propagation horizontale de la fissure.

La part d'effort tranchant reprise par les fibres a alors pour expression :

$$V_f = b (d - t) \sigma_f (w_m) \quad (19)$$

avec  $\sigma_f(w_m)$  contrainte postfissuration du BFM en traction uniaxiale pour l'ouverture de fissure ( $w_m$ ).

### 3.3 Propriétés mécaniques des BFM utilisées dans les méthodes de dimensionnement

Le passage d'une méthode de calcul simplifiée à une méthode de dimensionnement réside, principalement, dans le choix des propriétés mécaniques des BFM que l'on utilise pour réaliser les calculs.

Dans le cas des BFM, ces propriétés sont au nombre de trois :

- le comportement en compression simple ;
- le comportement en traction uniaxiale avant fissuration ;
- le comportement en traction uniaxiale après fissuration (post-fissuration).

#### ■ Comportement en compression simple

La caractéristique de base reste, comme pour le béton ordinaire, la résistance à la compression simple (NF P 18-406). La présence d'une quantité de pâte plus importante dans certains bétons de fibres se traduit par un module d'Young un peu plus faible qu'un béton ordinaire pour un rapport eau/ciment donné. Néanmoins la formule du BAEL :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3} \quad (20)$$

avec  $E_{ij}$  module d'Young instantané à  $j$  jours,  
 $f_{cj}$  résistance en compression à  $j$  jours,

reste globalement valable. En cas de doute, il convient d'effectuer un essai de module.

#### ■ Comportement en traction directe avant fissuration

Le comportement est linéaire élastique jusqu'à ce que la résistance de la matrice soit atteinte :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (21)$$

avec  $f_{tj}$  résistance en traction à  $j$  jours,  
le module d'Young étant le même qu'en compression.

#### ■ Comportement en traction directe après fissuration

La donnée principale dans le modèle à la base de la méthode de dimensionnement proposée est la relation *contrainte de traction-ouverture de fissure*. Cette donnée est obtenue en réalisant un essai de traction uniaxiale sur une éprouvette entaillée.

Dans la logique d'une approche réglementaire, pour des calculs simples du type de celui proposé, il est important de définir une procédure d'exploitation des essais de caractérisation du matériau. Comme est actuellement le cas pour l'essai de compression du béton seul, on doit pouvoir fixer dans le cahier des charges des **valeurs caractéristiques auxquelles seront appliqués des coefficients partiels de sécurité**.

Le comportement postfissuration en traction présente la particularité de varier sensiblement en fonction du type de fibre utilisé, de la matrice et des conditions de mise en œuvre. La relation *contrainte de traction-ouverture de fissure* doit donc être déterminée, pour une application donnée, en terme de courbe moyenne et d'écart-type afin de définir un diagramme caractéristique.

Il est difficile de caractériser la dispersion d'un ensemble de courbes, aussi la dispersion est évaluée sur la variation de l'aire située sous le diagramme *contrainte-ouverture de fissure*, mesurée entre deux bornes d'ouverture de fissure :

- une ouverture initiale  $w_i$  qui dépend des conditions d'essai ;
- une ouverture maximale  $w_m$  définie pour une application industrielle donnée [voir relation (16)].

En faisant l'hypothèse que l'énergie suit une loi gaussienne, on peut estimer l'écart-type  $s$ . On définit la valeur caractéristique de l'énergie  $E^*$ , par la relation :

$$E^* = E_{\text{moyenne}} - k(n)s \quad (22)$$

avec  $n$  nombre d'essais,  
 $k$  coefficient de Student, dépendant du nombre d'essais.

On obtient alors la courbe caractéristique en appliquant à la courbe moyenne une affinité de rapport  $E^*/E_{\text{moyenne}}$  parallèlement à l'axe des ordonnées (figure 7). La contrainte est constante dans l'intervalle d'ouverture  $(0, w_i)$  ; par cohérence avec le BAEL qui ne tient pas compte de la résistance de la matrice en traction, on écrit cette résistance à la valeur palier correspondant à  $w_i$ .

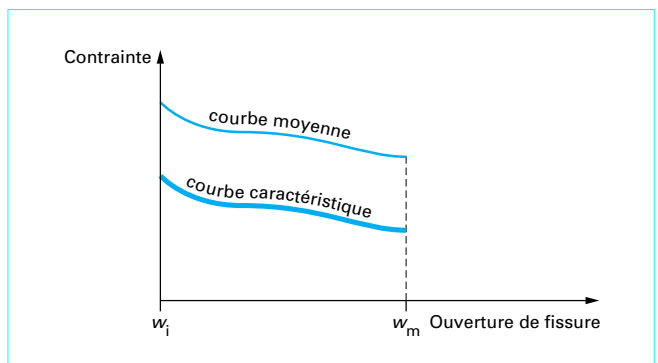


Figure 7 – Détermination de la courbe caractéristique postfissuration en traction uniaxiale

### 3.4 Principe de dimensionnement en flexion composée

La méthode de dimensionnement présentée ci-après est tirée des recommandations de l'AFREM [12].

Conformément au BAEL et connaissant le moment, l'effort normal, et l'effort tranchant,  $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$  à l'ELS et  $M_u$ ,  $N_u$ ,  $V_u$  à l'ELU, on effectue les trois types de vérification :

- la non-fragilité ;
- l'état limite de service (ELS) ;
- l'état limite ultime (ELU).

#### 3.4.1 Non-fragilité

Celle-ci est définie comme la capacité de la structure fissurée à reprendre la sollicitation qui a engendré la fissuration.

Dans l'hypothèse d'un diagramme de répartition de contrainte linéaire atteignant la valeur  $f_{tj}$  sur la fibre la plus tendue, on calcule la sollicitation de fissuration  $M_f$ ,  $N_f$ , telle que :

$$M_f/N_f = M_{ser}/N_{ser} \quad (23)$$

Après fissuration, on calcule, selon la méthode de calcul exposée au paragraphe 3.3, à l'aide du diagramme caractéristique contrainte-ouverture de fissure dans le domaine d'ouverture de fissure ( $w_f$ ,  $w_m$ ), le moment résistant maximal  $M_{r,max f}(N_f)$  correspondant à la valeur  $N_f$  de l'effort normal. On doit vérifier :

$$M_f \leq M_{r,max f}(N_f) \quad (24)$$

#### 3.4.2 État limite de service

##### ■ Comportement en compression

Le béton est supposé avoir un comportement élastique linéaire en compression pour des valeurs de contrainte inférieures à  $0,6f_{cj}$  (sauf précision contraire, dans les documents spécifiques).

Cependant, des déformations différées interviennent en présence de charges permanentes.

En conséquence, on propose de réaliser les calculs en considérant le module différé du béton à  $j$  jours :

$$E_{vj} = E_{ij}/3$$

Cela est similaire au choix d'un coefficient d'équivalence acier-béton  $n = 15$  dans le BAEL.

La figure 8 présente le diagramme contrainte-déformation utilisé en compression.

##### ■ Comportement en traction

À l'état limite de service, on définit également une ouverture limite de service  $w_{ser}$ , fonction du caractère préjudiciable de la fissuration :

- fissuration non préjudiciable : 0,3 mm ;
- fissuration préjudiciable : 0,2 mm ;
- fissuration très préjudiciable : 0,1 mm.

En ce qui concerne la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, on peut proposer des valeurs différentes d'ouverture (inférieures ou égales à 0,3 mm) sur la base d'essais spécifiques démontrant la tenue du renforcement dans un environnement agressif.

L'absence actuelle de résultats d'essais sur le comportement au fluage d'une section fissurée appelle à la prudence.

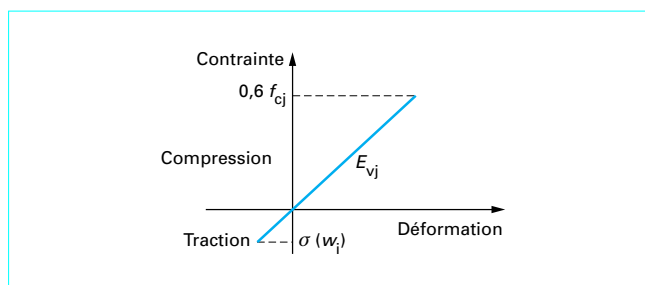


Figure 8 – Comportement du béton en compression avant fissuration pour le calcul à l'ELS

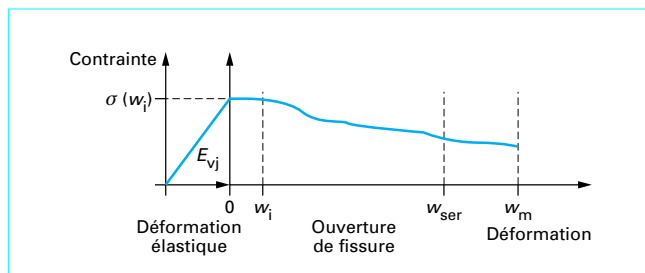


Figure 9 – Exemple de loi de comportement utilisée en traction à l'ELS

Il paraît donc hasardeux d'effectuer un calcul par superposition des états permanents et instantanés, sans connaître mieux le comportement expérimental. En conséquence, les calculs sont réalisés en considérant le module différé du béton  $E_{vj}$ , ce qui est homogène avec ce qui est fait pour la compression.

La figure 9 illustre le type de diagramme caractéristique contrainte-ouverture de fissure utilisé pour les calculs à l'ELS.

##### ■ Justification à l'ELS

La démarche est la même que pour la condition de non-fragilité. On calcule avec le diagramme caractéristique contrainte-ouverture de fissure (figure 7), le moment résistant maximal  $M_{r,max ser}(N_{ser})$  correspondant à la valeur  $N_{ser}$  de l'effort normal dans le domaine d'ouverture de fissure  $[w_i, w_{ser}]$ . On doit vérifier :

$$M_{ser}(N_{ser}) \leq M_{r,max ser}(N_{ser}) \quad (25)$$

Selon le diagramme caractéristique contrainte-ouverture de fissure utilisé, on peut trouver deux cas pour la définition de  $M_{r,max ser}(N_{ser})$  comme le montre la figure 10.

#### 3.4.3 État limite ultime

À l'état limite ultime, le domaine de comportement des matériaux est limité en traction par une ouverture limite  $w_u$  et en compression par le raccourcissement repris par le béton  $\epsilon_{bu}$  :

$$\epsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰} \quad (26)$$

En compression, on conserve la loi parabole-rectangle des règles BAEL (article A. 4.3, 41) [14].

En traction, l'ouverture limite est :

$$w_u = 0,01h \quad (27)$$

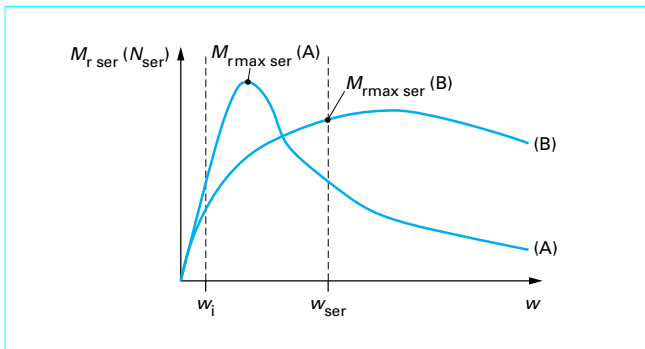


Figure 10 – Détermination du moment résistant de service pour 2 BFM types différents A et B

où  $h$  étant la hauteur de la section (par analogie à la limitation d'allongement des armatures à 10 % dans les règles BAEL).

Ce choix pour ce qui concerne la valeur de  $w_u$  a une conséquence très importante, car il signifie que l'on impose à la structure en BFM de se rompre en flexion composée de manière aussi ductile que la structure en béton armé classique, et que les effets d'échelle sont pris en compte au travers de  $h$ .

Le diagramme caractéristique *contrainte-ouverture de fissure* se déduit de celui de l'ELS par une affinité de rapport  $\gamma_{bf}$ , appliquée à la branche postfissuration, parallèlement à l'axe des contraintes (figure 11). Ce coefficient de sécurité partiel tient compte d'éventuels défauts de fabrication. Sa valeur est intermédiaire entre celles attribuées à l'acier et au béton dans les règles BAEL, et fonction de l'application considérée (tableau 1).

Tableau 1 – Valeurs de  $\gamma_{bf}$  en fonction de l'application considérée

Type d'application	$\gamma_{bf}$	
	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
Produits manufacturés avec contrôle .....	1,2	1,05
Pieux.....	1,3	1,1
Béton projeté :		
ouvrages définitifs .....	1,3	1,1
ouvrages provisoires .....	1,15	1,05

Pour la **justification à l'ELU**, on distingue deux cas.

■ **Cas où l'ouverture ultime est atteinte avant la déformation ultime en compression.** À partir du diagramme de calcul présenté figure 11, on calcule, selon la méthode utilisée pour la non-fragilité et l'ELS, le moment résistant moyen  $\bar{M}_{ru}(N_u)$  dans le domaine d'ouverture de fissure  $[w_i; w_u]$  correspondant à l'effort normal  $N_u$  (figure 12) :

$$\bar{M}_{ru}(N_u) = \frac{1}{w_u - w_i} \int_{w_i}^{w_u} M_{ru}(w, N_u) dw \quad (28)$$

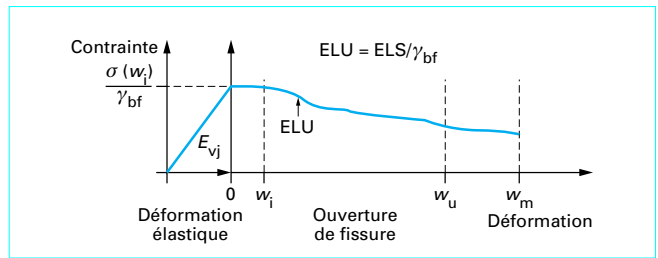


Figure 11 – Exemple de loi de comportement utilisée en traction à l'ELU

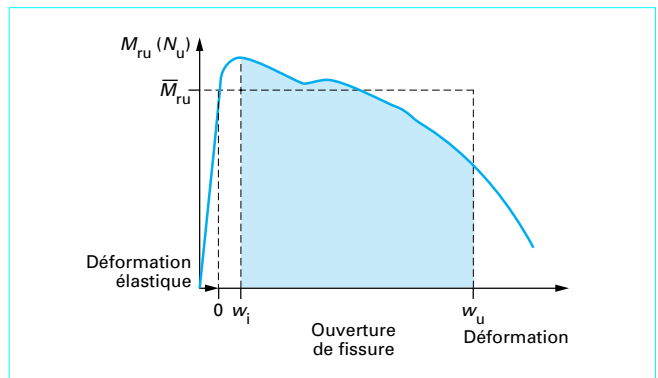


Figure 12 – Détermination du moment résistant ultime

On doit vérifier que :

$$M_u(N_u) \leq \bar{M}_{ru}(N_u) \quad (29)$$

■ **Cas où la déformation ultime en compression est atteinte avant l'ouverture ultime.** Le moment résistant ultime est alors défini comme la valeur du moment calculé pour cette déformation ultime (cf. BAEL).

### 3.5 Principe de dimensionnement vis-à-vis de l'effort tranchant

La méthode de dimensionnement présentée ci-après est tirée des recommandations de l'AFREM [12].

**On se place à l'ELU**

On précise qu'en cas de reprise de bétonnage parallèle à l'effort tranchant, la continuité du renforcement par les fibres n'est pas assurée. Il faut donc placer des armatures traditionnelles calculées à l'aide du BAEL et ne pas tenir compte des fibres.

Par souci d'homogénéité avec le BAEL, on définit la contrainte tangente conventionnelle  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{V_u}{S_0} \quad (30)$$

$S_0 = b_0 d$  dans le cas d'une section rectangulaire ou en T,

avec  $b_0$  largeur de l'âme,  
 $d$  hauteur utile de la poutre (égale à 0,9  $h$  avec ou sans armatures longitudinales,  $h$  étant la hauteur totale de la poutre).

La part d'effort tranchant repris par les fibres s'exprime donc de la manière suivante :

$$V_f = S \sigma_p / \gamma_{bf} \quad (31)$$

avec	$S$	aire d'action des fibres estimée par $0,9 b_0 d$ aussi bien pour la poutre rectangulaire que pour la poutre en T, cela par soucis de simplification,
	$\sigma_p$	<b>résistance caractéristique résiduelle</b> du BFM en traction uniaxiale qui est égale à $\bar{\sigma}_f (w_m) E^*/E_{moyenne}$ ou à $\sigma_f (w_m) E^*/E_{moyenne}$ suivant que l'on a à faire, respectivement, à une poutre rectangulaire ou à une poutre en T,
	$\gamma_{bf}$	coefficient de sécurité partiel donné dans le tableau 1.

Par conséquent, dans la relation (31), pour déterminer  $\sigma_p$ , il faut connaître  $w_m$ .

Dans les relations (17) et (18),  $w_m$  est considérée comme proportionnelle à la déformation des aciers longitudinaux  $\varepsilon_a$ , le coefficient de proportionnalité étant égal à  $0,9d$  dans le cas des poutres rectangulaires et égal à  $(d - t)$  dans le cas des poutres en T. Par conséquent, pour les mêmes raisons que la justification en flexion composée à l'état ultime, il est choisi de prendre  $\varepsilon_a$  égale à  $0,01$ , et de prendre la hauteur de la poutre  $h$  comme coefficient de proportionnalité aussi bien pour la poutre rectangulaire que pour la poutre en T, ce qui a pour double avantage de simplifier la méthode de dimensionnement et de se placer du côté de la sécurité (objectif visé pour une méthode de dimensionnement comme nous l'avons déjà évoqué). On a donc :

$$w_m = w_u = 0,01h$$

Ainsi, les effets d'échelle relatifs au comportement à l'effort tranchant des poutres en BFM [9] sont pris en compte dans le dimensionnement.

Ce choix pour ce qui concerne l'ouverture de fissure ultime conduit donc, comme pour le problème de la flexion composée, à imposer que la rupture par effort tranchant d'une poutre en BFM soit aussi ductile que celle d'une poutre en béton armé classique.

La méthode de calcul simplifiée à la base de la méthode de dimensionnement des poutres en BFM vis-à-vis de l'effort tranchant conduit également à proposer une relation d'équivalence entre les BFM et les cadres d'effort tranchant qui est :

$$\sigma_p(w) = \rho_t f_y \quad (32)$$

avec	$\rho_t$	densité d'armature transversale,
	$f_y$	limite d'élasticité des armatures en traction.

Dans le cas d'une section circulaire :

$$S_0 \approx 0,9 d^2$$

$$S = 0,8 (0,9 d)^2$$

$$w_m = w_u = 0,01D$$

$D$  étant le diamètre de la section circulaire et  $d$  égale à  $0,9 D$  (hauteur utile de la section circulaire) :

$$\sigma_p = \bar{\sigma}_f(w_m)$$

Pour le dimensionnement vis-à-vis de l'effort tranchant, il faut faire les vérifications suivantes.

**État limite en compression du béton de l'âme** : comme dans le BAEL (A.5.1.21) [15].

**Espacement minimal des armatures** : cette notion n'a plus de sens lorsque l'élément est renforcé uniquement par des fibres métalliques. En présence d'armatures transversales, les règles du BAEL s'appliquent.

**Minimum du renforcement total** : comme dans le BAEL, on impose une valeur  $\sigma_p \geq 0,4$  MPa.

**État limite ultime du renforcement** : la justification à l'effort tranchant vis-à-vis de l'état ultime s'exprime par la relation :

$$\lambda \sigma_p / \gamma_{bf} \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj} k) \quad (33)$$

Dans le premier terme  $\lambda = \frac{S}{S_0}$ .

Dans le deuxième terme  $f_{tj}$  est bornée à 3,3 MPa et  $k$  prend les mêmes valeurs que dans le BAEL [15].

## 4. Concept de carte d'identité d'un BFM pour une application industrielle donnée

Un **essai de caractérisation mécanique** est un essai mécanique permettant d'accéder à une donnée qui est utilisée dans une méthode de dimensionnement ou une analyse numérique.

Cela implique qu'un essai mécanique peut être un essai de caractérisation mécanique dans le cas d'une méthode de dimensionnement relative à une ou plusieurs applications industrielles, et ne plus l'être vis-à-vis d'autres applications industrielles. On peut par exemple citer l'essai de traction uniaxiale qui peut être un essai de caractérisation vis-à-vis des méthodes de dimensionnement relatives aux éléments structuraux fonctionnant comme des poutres, mais peut ne plus l'être vis-à-vis des méthodes de dimensionnement relatives aux dalles posées sur un sol élastique.

Nous proposons donc d'introduire une autre notion qui est l'**essai d'étude**. Cet essai, réalisé bien avant le début d'un projet, en laboratoire ou dans un autre lieu, concerne aussi bien les constituants d'un béton (et bien sûr d'un BFM) que le béton frais et le béton durci. Ce sont les essais d'étude qui vont constituer, pour une application industrielle donnée, un des éléments de choix du BFM. L'essai d'étude englobe donc l'essai de caractérisation mécanique. Cette notion n'est pas introduite dans le document de l'AFREM [12].

Cela permet d'introduire le concept de la **carte d'identité d'un BFM relative à une application industrielle donnée**. Cette carte d'identité est constituée de toutes les informations fournies par les essais d'étude.

En toute rigueur, elle est établie une fois pour toutes et peut être utilisée pour n'importe quel chantier ou usine de préfabrication, à condition qu'il s'agisse d'un BFM similaire, utilisé pour une structure et dans des conditions de mise en œuvre proches de celles correspondant à son établissement.

La partie de la carte d'identité d'un BFM relative à ses caractéristiques mécaniques est appelée **carte d'identité mécanique du BFM**.

Après les essais d'étude, qui sont réalisés bien avant le début d'un chantier ou la fabrication d'un produit manufacturé, il y a les **essais de convenue**, réalisés juste avant le démarrage du chantier (ou de la fabrication industrielle d'un produit manufacturé) dans les condi-

tions et avec le matériel réels, qui ont pour objet de vérifier si le BFM retenu est conforme au cahier des charges, et les **essais de contrôle**, qui sont réalisés durant le chantier ou durant la fabrication en série du produit manufacturé, et qui, comme leur nom l'indique, permettent de contrôler la constante du matériau.

Nous avons déjà précisé le domaine d'utilisation « théorique » de la carte d'identité d'un BFM.

Il est intéressant d'analyser comment s'articulent, lors d'un projet, les trois types d'essai.

Lorsque l'ingénieur du bureau d'étude dimensionne une structure en BFM, il va prendre en compte, dans son calcul, des caractéristiques mécaniques a priori du BFM. Il faut alors, pour que le calcul soit réaliste, que les caractéristiques mécaniques introduites le soient également, et donc, qu'elles correspondent à un BFM réalisable au regard de la structure en question. L'ingénieur du bureau d'étude va donc consulter les cartes d'identité des BFM qui lui sont communiquées. Deux situations se présentent alors.

■ Il existe des BFM dont la carte d'identité répond aux exigences rhéologiques et mécaniques (les caractéristiques rhéologiques et mécaniques des BFM doivent au minimum être égales aux caractéristiques exigées) relatives à la structure en question. Dans ce cas, lors de l'établissement du cahier des charges du matériau, on peut imposer que le BFM, qui sera utilisé dans le projet, soit similaire à ces BFM. Les essais de convenance permettront alors de ne retenir qu'un seul BFM.

■ Il n'existe pas de BFM dont la carte d'identité réponde aux exigences. Dans ce cas, soit la solution BFM est abandonnée, soit le maître d'ouvrage ou le maître d'œuvre, s'il est motivé par l'utilisation des BFM, et conseillé par un expert dans le domaine, va concéder, si le calendrier du projet le permet, un délai aux « concepteurs » de BFM pour leur permettre d'établir cette carte d'identité. Les essais de convenance permettront encore de ne retenir qu'un seul BFM.

Nous avons plusieurs fois introduit la notion de similarité entre BFM. Nous allons expliciter ce que cela recouvre.

En ce qui concerne sa composition, le comportement mécanique d'un BFM est gouverné, principalement, par trois paramètres :

- la géométrie (dimensions et forme) et le type de métal qui constitue la fibre (intervenant surtout sur la résistance à la traction de la fibre) ;
- le diamètre du plus gros grain constitutif de la matrice (le diamètre du plus gros grain doit être au plus égal à la moitié de la longueur de la fibre, 40 % étant recommandé) ;
- la compacité de la matrice caractérisée par la résistance en compression du BFM et la granulométrie.

Ainsi, un BFM est considéré similaire à un autre si, constitué de la même fibre en même quantité (dosage/m<sup>3</sup> de béton in situ) et d'un gros grain de même diamètre, il possède une résistance en compression et une granulométrie proche de cet autre BFM.

On peut alors utiliser la même carte d'identité mécanique pour l'un et l'autre des BFM.

C'est cette définition qui va permettre de limiter les types d'essai de convenance et de contrôle à réaliser dans le cas d'une application industrielle donnée.

Ces types d'essais à réaliser sont regroupés et synthétisés dans le tableau 2. Il est à signaler que les essais portent à la fois sur les matériaux constitutifs du béton, sur le béton frais et sur le béton durci.

Les essais effectués, les modes de prélèvement et les volumes ou éprouvettes à prélever dépendent de chaque application industrielle et sont donc précisés dans le document se référant spécifiquement à chacune d'entre elles.

Lorsque les essais existent on se réfère au Fascicule 65A du CCTG [13] et aux normes NFP, dans le cas contraire la procédure est décrite dans le tableau 2.

Le traitement des essais réalisés, leur fréquence et le moment de leur réalisation sont spécifiques à chaque application industrielle.

**Tableau 2 – Types d'essais à réaliser lors de l'étude, de la convenance et du contrôle**

Matériaux	Béton frais	Béton durci
Granulats	Granulométrie	Densité
Ciments	Dosage ciments	Résistance en compression
Fibres	Dosage fibres	Résistance en traction directe sur éprouvette non entaillée
Eau	Densité	Essai de traction directe sur éprouvette entaillée avec mesure du comportement post-fissuration
Adjuvants	Ouvrabilité	Essais spécifiques

## 5. Exemples d'applications industrielles existantes et potentielles des BFM

On abordera uniquement le domaine du bâtiment et des travaux publics.

### 5.1 Domaine du bâtiment

Le bâtiment reflète parfaitement l'hétérogénéité évoquée ci-avant dans la mesure où, pour ce qui concerne la mise en œuvre in situ, les bétons ont, généralement, la réputation d'être de moins bonne qualité (au regard des performances mécaniques, de la durabilité et de la rhéologie) et les ouvriers sont considérés comme moins compétents que dans le domaine des travaux publics, alors que, pour ce qui concerne la préfabrication, plus utilisée dans le bâtiment que dans les travaux publics, le contrôle qualité, habituellement mis en place, conduit à des bétons très convenables.

#### 5.1.1 Mise en œuvre in situ

##### 5.1.1.1 Applications actuelles

Les utilisations actuelles des BFM dans le domaine du bâtiment concernent, principalement, les dallages industriels, les pieux forés à la tarière creuse et les bétons projetés de réparation.

##### 5.1.1.1.1 Dallages industriels

Avant cette utilisation des BFM, il existait deux familles de dallages industriels : les dallages non armés et les dallages en béton armé.

Les différences principales qui résident entre ces deux familles sont d'une part l'épaisseur du dallage qui est moindre quand le dallage est armé et, d'autre part l'espacement des joints entre les dalles



constitutives du dallage, qui sont plus nombreux, et donc moins espacés, quand le dallage est non armé.

L'arrivée des BFM sur le marché des dallages industriels est la conséquence de certaines difficultés rencontrées par la solution béton armé. En effet, pour que les armatures jouent le rôle qui leur a été dévolu, c'est-à-dire la maîtrise de la fissuration générée par les chargements mécaniques et par le retrait empêché, il est indispensable que celles-ci soient correctement disposées dans l'épaisseur du dallage. Or, ce n'est que rarement le cas, cela pour trois raisons principales :

- la concurrence étant acharnée, les prix sont « tirés » vertigineusement vers le bas et, par conséquent, placer correctement les armatures nécessite de prendre le temps de le faire, et donc accroît le coût de fabrication d'un dallage ;

- les dallagistes sont généralement de toutes petites entreprises (elles sont nombreuses, ce qui explique le fort environnement concurrentiel) à faible niveau de technicité, ce qui se traduit par une main-d'œuvre pas toujours bien formée et consciencieuse ;

- la technique actuelle de fabrication des dallages industriels oblige les ouvriers à marcher sur les armatures lors du coulage, ce qui constitue une gêne (et est donc pénalisant en terme de temps) et contribue à leur déplacement si, par miracle, elles étaient, initialement, correctement positionnées.

L'argument mis en avant par les tenants des BFM est donc que, d'une part, il est plus facile, techniquement, de fabriquer un dallage en BFM qu'un dallage en béton armé et que, d'autre part, dans le cas des fibres, on est sûr d'en avoir dans toute l'épaisseur du dallage, ce qui est mieux que le treillis soudé, posé, habituellement, sur le sol, donc inutile.

De plus, le dallage industriel en BFM paraît plus intéressant que le dallage non armé, car l'ajout de fibres permet de diminuer l'épaisseur et le nombre de joints du dallage. Ce dernier point est de la plus grande importance quand on sait que la plupart des sinistres survenant dans les dallages industriels sont liés à l'existence de ces joints.

#### 5.1.1.1.2 Pieux forés à la tarière creuse

Nous n'allons pas détailler cette technique particulière de fabrication des pieux, mais juste donner, en deux mots, le principe.

La fabrication d'un pieu foré à la tarière creuse comporte schématiquement trois étapes :

- la première étape est relative au forage à l'aide d'une tarière ;
- la deuxième étape est relative au coulage du béton par la partie creuse de la tarière, située en son centre (d'où le terme tarière creuse) et cela au cours de la remontée de la tarière ;

- lorsque le béton remplit complètement le forage, et avant qu'il ne fasse sa prise, la solution technique traditionnelle consiste à enfoncer une cage d'armature qui armera le pieu.

C'est cette dernière étape qui pose problème, et qui a motivé l'utilisation des BFM. En effet, il est très difficile d'introduire correctement, sur une grande profondeur, une cage d'armature. Le plus souvent, les armatures touchent le sol à la périphérie du pieu, à différents niveaux de celui-ci. Devant cette difficulté technique, les fibres métalliques se sont naturellement imposées, car, étant mises en place en même temps que le béton, elles ne posent aucun problème de mise en œuvre.

Les dosages en fibres utilisés sont, actuellement, relativement faibles, de l'ordre de 30 kg/m<sup>3</sup>. Cela s'explique par les faibles contraintes de traction admises dans les pieux de bâtiment.

Il faut signaler qu'en tête du pieu, il y a toujours, même dans le cas de la solution BFM, des aciers en attente qui vont permettre la liaison avec la structure fondée par les pieux.

#### 5.1.1.1.3 Bétons projetés fibrés de réparation

La corrosion des armatures de béton armé est à l'origine des pathologies les plus fréquentes pour les structures en béton armé. En effet, cette corrosion, en plus de réduire la capacité de renforce-

ment des armatures, peut conduire à l'éclatement du béton d'enrobage. On assiste alors à une accélération de la corrosion des armatures qui ne sont plus protégées, ce qui peut conduire à une diminution rapide de la capacité portante de la structure. Il faut donc réparer.

On se trouve alors devant deux situations :

- soit les armatures, même corrodées, sont susceptibles de reprendre les efforts nécessaires, et dans ce cas, on reconstitue un béton d'enrobage sans toucher aux armatures ;

- soit les armatures sont trop corrodées, il faut donc, alors, les remplacer sur une distance telle que les nouvelles armatures soient bien ancrées (les nouvelles armatures sont fixées aux parties non corrodées des armatures en place), puis reconstituer le béton d'enrobage.

La technique la plus utilisée et la plus performante, pour reconstituer le béton d'enrobage consiste à utiliser du béton projeté (la projection par voie sèche est le plus souvent utilisée).

Un des problèmes qui se pose, alors, est le problème du retrait empêché du béton projeté par le « vieux béton » de la structure. Ce retrait empêché peut, dans certains cas, générer des contraintes de traction importantes dans la couche de réparation (béton projeté) et la fissurer de manière conséquente. La réparation ne remplit plus alors son rôle de protection des armatures vis-à-vis de la corrosion.

L'utilisation de BFM projetés est alors une solution intéressante, car les fibres peuvent maîtriser cette fissuration de retrait empêché, de telle manière que les fissures restent suffisamment fines pour ne pas constituer un facteur de corrosion des armatures nouvelles, ou d'aggravation de la corrosion des armatures déjà corrodées.

#### 5.1.1.2 Applications potentielles

Les applications et les développements potentiels nous paraissent encore quelque peu confus car il existe peu d'études expérimentales et d'analyses technico-économiques sérieuses dans ce domaine.

On peut malgré tout citer : les dallages industriels sans joints, les pieux forés à la tarière creuse en zone sismique, les voiles extérieurs en béton banché et les poutres et planchers en béton armé dont la hauteur ou l'épaisseur n'excède pas 40 cm.

#### 5.1.1.2.1 Dallages industriels sans joints

Il s'agit ici d'un développement car les BFM sont déjà utilisés dans les dallages industriels (§ 5.1.1.1.1).

Les dallagistes utilisent, habituellement, des dosages en fibre compris entre 20 et 30 kg/m<sup>3</sup>, ce qui les autorise, du moins le pensent-ils, à multiplier par deux l'espacement entre les joints (et de diviser par deux le nombre de joints) par rapport à un dallage non armé, et de passer d'une épaisseur comprise entre 20 et 25 cm (c'est un ordre de grandeur) pour les dallages non armés à une épaisseur d'environ 15 cm pour les dallages en BFM.

Sachant que, l'espacement entre les joints est calculé de telle manière que les contraintes de traction, générées par le retrait empêché du béton par le sol, n'induisent pas une fissuration importante dans les dalles constitutives du dallage, et que ce calcul repose sur la valeur du rapport *résistance en traction de la matrice/contrainte postfissuration équivalente du BFM*, la pratique des dallagistes, basée sur l'expérience et l'empirisme, sont tout à fait acceptables et justifiées.

À partir de cet existant, le seul développement qui nous paraît réellement intéressant du point de vue technico-économique, concerne les dallages sans joint. En effet, supprimer complètement les joints présente des avantages que nous considérons comme déterminants, et qui sont les suivants.

■ Les joints étant à l'origine des principaux sinistres de dallages industriels (le retrait différentiel dans l'épaisseur des dalles conduit à un « tuilage » de celles-ci, ce qui provoque des ruptures fréquentes des coins supportant des charges localisées), leur élimination serait source de pérennité de ces dallages.

■ Les chargements habituellement dimensionnant pour déterminer l'épaisseur des dalles d'un dallage industriel sont ceux qui s'appliquent en bord et en coin de dalle. En conséquence, en éliminant complètement les joints, on aboutit obligatoirement à des épaisseurs de dallage nettement plus faibles. Ce gain sur l'épaisseur aurait deux conséquences : la première concerne « l'absorption » d'une partie du surcoût occasionné par le dosage important en fibre nécessaire à l'élaboration d'un dallage sans joint (ce point est discuté plus loin), la seconde est relative au fait que plus l'épaisseur d'un dallage est faible, plus ce dallage se comporte bien vis-à-vis de tassements différentiels du sol.

Pour réaliser un dallage industriel en BFM sans joint dans lequel **on est sûr** de ne pas avoir de fissure dont l'ouverture excède 300  $\mu\text{m}$ , il est indispensable que le comportement post-fissuration en traction de ce BFM soit durcissant, ou tout du moins parfaitement plastique, et cela durant toute l'étape de durcissement de la matrice.

On peut y parvenir aisément avec des bétons et des fibres métalliques classiques, il faut pour cela choisir les dimensions de la fibre (longueur et diamètre) et le pourcentage incorporé, en fonction de la compacité (et donc de la résistance en compression) de la matrice.

Ainsi, comme exemple, un BFM ayant une résistance caractéristique en compression de 20 MPa, contenant 100  $\text{kg/m}^3$  de fibres métalliques tréfilées (munies de crochets à leurs extrémités) de 60 mm de longueur et 0,8 mm de diamètre, a un comportement postfissuration durcissant en traction que ce soit à 1, 7 ou 28 jours. Il faut préciser que ce BFM a une maniabilité équivalente à un béton de dallage non armé.

Le BFM que nous venons d'évoquer n'a pas la prétention de constituer un optimum technico-économique pour les dallages sans joint, dans la mesure où l'observation de son comportement en traction directe nous laisse supposer qu'un dosage de 80  $\text{kg/m}^3$  de fibres dans une matrice de même compacité pourrait conduire à un BFM ayant un comportement postfissuration en traction au minimum parfaitement plastique.

Il est clair que l'analyse technico-économique d'un dallage industriel sans joint reste à faire, et qu'elle n'est pas aisée. Nous pensons de même que, ce nouveau développement verra le jour, si l'on commence par des dallages industriels quelque peu « exceptionnels » en terme de superficie et d'utilisation pour lesquels il y a une volonté politique forte des maîtres d'ouvrage.

#### 5.1.1.2.2 Pieux forés à la tarière creuse en zone sismique

Il s'agit, dans le cas présent, d'une extension du domaine d'utilisation actuelle des pieux en BFM. En effet, ces pieux sont autorisés uniquement dans des zones non sismiques. Or, au regard de l'intérêt technico-économique de cette application des BFM, certaines personnes souhaitent l'étendre à des sites sismiquement plus exposés.

Les règles de dimensionnement imposant que la quantité d'armatures dans les pieux en béton armé soit plus importante en zone sismique qu'en zone non sismique, les « promoteurs » des pieux en BFM désirent augmenter le pourcentage de fibres incorporées tel que le coût reste équivalent à la solution béton armé. Des dosages de l'ordre de 50  $\text{kg/m}^3$  de fibres sont ainsi proposés. Il reste maintenant à réaliser une campagne d'essais sur ces pieux en BFM (contenant 50  $\text{kg/m}^3$  de fibres) à l'échelle 1, en leur appliquant des sollicitations représentatives d'un séisme. Si les résultats sont concluants, rien ne s'opposerait, objectivement, à l'utilisation des pieux en BFM forés à la tarière creuse dans les zones sismiques.

#### 5.1.1.2.3 Voiles extérieurs de bâtiment en béton banché

Ces voiles extérieurs de bâtiment sont, traditionnellement, en béton armé. Le taux d'armatures utilisé est généralement peu important, par contre, leur mise en œuvre n'est pas toujours très simple, car il est nécessaire de positionner correctement la cage d'armature à l'intérieur du coffrage constitué de banches (d'où le terme béton banché).

Ainsi si l'on considère la main-d'œuvre nécessaire pour la fabrication des cages d'armature, leur mise en place, ainsi que leur gestion dans le cadre d'un chantier (notamment leur stockage), il nous paraît tout à fait envisageable de remplacer toutes les armatures par des fibres métalliques, à condition que l'épaisseur des parois n'excède pas 40 cm.

Il faut également souligner que, dans le cas des parois en béton armé, l'épaisseur de béton relative à l'enrobage des aciers, n'est pas mécaniquement nécessaire, mais a pour rôle principal de protéger ces aciers de la corrosion. Dans le cas des BFM, cette épaisseur n'est pas utile, ce qui devrait permettre de concevoir des parois plus minces. Mais cela présuppose que les fibres métalliques proches de la surface ne provoquent pas des salissures de rouille dues à une corrosion superficielle de ces fibres. On peut dire que, aujourd'hui, ce problème (souvent mis en avant par le passé, a trouvé sa (ou ses) solution(s). Les solutions en question se déclinent, de la moins efficace à la plus efficace, de la manière suivante.

■ La mise en œuvre d'une méthode d'optimisation de la formulation des BFM conduit à des BFM riches en pâte de ciment, ou plus généralement en éléments fins, ce qui a pour conséquence de n'avoir aucune, ou au pire que quelques fibres, affleurant à la surface des structures, une fine épaisseur de pâte de ciment protégeant les fibres de l'extérieur. On peut citer en exemple des voussoirs de tunnel en BFM, stockés en extérieur depuis deux ans, et donc, soumis à diverses intempéries, et qui ne présentent aucune salissure en surface.

■ Si l'on veut des garanties supplémentaires, et en fonction du cahier des charges économique relatif au BFM, on peut utiliser des fibres qui se comportent mieux vis-à-vis de la corrosion, comme des fibres en acier galvanisé, ou meilleures encore, mais plus chères, des fibres de fonte amorphe, toutes deux commercialisées.

Enfin, pour conclure, on peut ajouter que, comme pour les dallages industriels sans joint, une étude technico-économique sérieuse et complète, qui ne considère pas uniquement le coût matériau (le gain dans la rapidité d'exécution du chantier est par exemple à prendre en compte), reste à réaliser.

#### 5.1.1.2.4 Poutres et planchers

Dans le cas de poutres et de planchers en béton armé dont la hauteur, ou l'épaisseur, n'excède pas 40 cm et dans lesquels la quantité d'acier, qui comprend la totalité des cadres d'effort tranchant et des armatures de compression, est comprise entre 60 et 120  $\text{kg/m}^3$ , le remplacement de ces aciers par des fibres métalliques nous semble intéressant d'un point de vue technico-économique. Les arguments en faveur du développement de poutres et de planchers en béton armé fibré, les seules armatures présentes étant les armatures de flexion, peuvent se décliner ainsi.

■ Dans la fabrication des cages d'armature, ce sont généralement les cadres d'effort tranchant qui sont les plus délicats à fixer et qui, donc, demandent le plus de temps. Il est clair que, mettre en place, dans l'élément structurel, uniquement les aciers de flexion peut permettre, dans un certain nombre de cas, de gagner du temps, donc de l'argent.

■ Les fibres métalliques sont nettement plus efficaces vis-à-vis des fissures de très faible ouverture, c'est-à-dire inférieure aux ouvertures de fissures relatives à un fonctionnement en service de l'élément structurel, que les armatures de béton armé. Elles sont donc susceptibles de maîtriser les fissures qui peuvent apparaître dans l'épaisseur d'enrobage des armatures de flexion. Cette action des fibres

doit donc permettre, soit de diminuer l'épaisseur d'enrobage, à section et diamètres d'armature identiques, soit d'utiliser, à même section, des diamètres d'armature plus importants, la présence des fibres assurant « l'homogénéisation » de la section de la structure, recherchée quand on utilise des petits diamètres d'armature. Cela peut avoir une conséquence non négligeable dans la gestion d'un chantier, car d'une part, il est plus aisé et plus rapide de mettre en place peu d'armatures de fort diamètre qu'un plus grand nombre d'armatures de petit diamètre.

■ D'une manière générale, les éléments structuraux armés et fibrés, correctement dimensionnés, ont un meilleur comportement en service que les éléments structuraux classiquement armés. Cette amélioration se traduit par des ouvertures de fissures plus faibles, et par conséquent une durabilité accrue de la structure.

## 5.1.2 Préfabrication

### 5.1.2.1 Applications actuelles

Dans le domaine du bâtiment, il n'y a pas, à notre connaissance, d'utilisation importante d'éléments préfabriqués en BFM. On peut juste faire référence aux transformateurs monoblocs pour EDF qui constituent des éléments faiblement porteurs pour lesquels la variante en BFM conduit à des dosages en fibres faibles, typiquement 30 kg/m<sup>3</sup>.

Nous pensons qu'il y a une raison principale à la faible utilisation des BFM dans le domaine de la préfabrication, alors qu'il devrait être, a priori, le domaine privilégié de cette utilisation au regard du contrôle qualité qui y est fortement développé, et qui est souhaitable pour les BFM. Cette raison repose sur la constatation que, jusqu'à il y a très peu de temps, il n'existait pas de méthodes de dimensionnement crédibles des structures ou des éléments structuraux en BFM. Or, ce manque est beaucoup plus crucial dans le domaine de la préfabrication que pour les dallages industriels, évoqués précédemment, dans la mesure où les produits préfabriqués à l'usage du bâtiment doivent respecter des critères de sécurité plus exigeants que ceux relatifs aux dallages.

Cette absence de méthode de dimensionnement pertinente, donc crédible, est maintenant comblée (§ 3), ce qui ouvre la voie à de nouvelles applications industrielles concernant des éléments structuraux plus porteurs pour lesquels les BFM doivent renfermer des dosages en fibres plus importants.

### 5.1.2.2 Applications potentielles

Les applications potentielles que nous pressentons dans le domaine de la préfabrication sont les suivantes :

- les poutres de plancher en T inversé précontraintes ;
- les panneaux de façade et plus généralement les éléments minces ;
- les précadres de baie ;
- les dalles alvéolées précontraintes.

#### 5.1.2.2.1 Poutres en T inversé précontraintes

Comme pour les poutres coulées en place, les poutres préfabriquées en BFM ne doivent pas avoir des hauteurs qui excèdent de beaucoup 40 cm.

En ce qui concerne les poutres en T inversé de plancher, en dehors de la précontrainte par fil adhérent, elles renferment un taux de cadres d'effort tranchant assez important, notamment au niveau de la jonction entre l'âme et le talon de la poutre, où des contraintes de traction importantes sont concentrées.

Le remplacement de tous les aciers passifs par des fibres métalliques présenterait les mêmes avantages que ceux évoqués pour les poutres en béton armé coulé en place, auxquels s'ajoutent certains avantages qui sont relatifs à la forme de la poutre, au béton pré-

contraint ou encore à la préfabrication. Les avantages supplémentaires sont les suivants.

■ Vis-à-vis d'une fissuration liée à des contraintes très localisées, il est clair que, si le choix du BFM a été correctement réalisé (pourcentage et longueur de la fibre tout particulièrement), les fibres métalliques sont plus efficaces que les cadres d'effort tranchant.

■ Le fait de ne plus avoir aucun acier passif dans l'âme de la poutre permet d'y faire un certain nombre de « trous » de forme souhaitée, notamment dans les parties de la poutre où l'effort tranchant est faible. L'intérêt d'une telle opération est de permettre de faire passer au travers de la poutre, les tuyaux et les câbles qui sont inhérents à la construction d'un bâtiment, et par là même de faciliter l'organisation du chantier et de gagner du temps sur la construction du bâtiment. Il est évident que dans le cadre d'une usine de préfabrication, le percement de ces trous est aisé et automatisable.

■ Comme dans le cas des poutres en béton armé, les fibres peuvent contrôler et maîtriser les fissures qui peuvent se créer dans la zone d'enrobage des aciers de précontrainte. Ce faisant, il est tout à fait acceptable d'avoir une poutre précontrainte, initialement dimensionnée pour n'être jamais fissurée, présenter des fissures, peu ouvertes, en fibre inférieure. Cette situation peut avoir pour conséquence de permettre à la poutre de changer de classe de vérification en passant de la classe I à la classe II, ou de la classe II à la classe III.

#### 5.1.2.2.2 Panneaux de façade et plus généralement les éléments minces

Les panneaux de façade en BFM entrent dans la catégorie des éléments minces, leur mise en avant étant liée au fait qu'ils constituent un développement industriel potentiel plus probable que d'autres.

Les concernant, on retrouve la même problématique que celle relative aux bétons banchés, et exactement les mêmes avantages à utiliser les BFM en remplacement du béton armé. À ces avantages s'en ajoutent d'autres qui sont spécifiques, d'une part, de l'utilisation des BFM dans des éléments minces, et d'autre part, de la préfabrication. Les avantages supplémentaires sont les suivants.

■ Dans le cas de l'utilisation des panneaux de façade préfabriqués, les deux étapes délicates sont, respectivement, le transport et la mise en place des panneaux. Lors de ces deux étapes, ce qui est important c'est, d'une part, d'avoir des panneaux les plus légers possibles (tout en respectant les critères de stabilité géométrique) pour faciliter la manutention et transporter le plus de panneaux possible, et d'autre part, que ces panneaux se comportent bien vis-à-vis des chocs, potentiellement nombreux, qui occasionnent des épaufrures, et donc un déchet non négligeable. Or, vis-à-vis de la légèreté et du comportement au choc, les BFM sont plus performants que le béton armé. En ce qui concerne la légèreté, nous l'avons montré précédemment, et pour ce qui concerne les problèmes d'épaufrure liés à des chocs ponctuels, il est évident que les fibres, en intervenant très localement sur la fissuration, sont plus efficaces que les armatures de béton armé, qui interviennent à une échelle plus grande.

■ Dans le cas des éléments minces qui sont dimensionnés vis-à-vis de la flexion composée et des forces concentrées, les BFM sont plus efficaces que dans le cas de toute autre application industrielle. La raison principale en est simple : du fait des rapports *longueur de la fibre/épaisseur de l'élément*, les fibres ont une orientation préférentielle très forte dans la direction perpendiculaire à cette épaisseur, ce qui induit une efficacité maximale des fibres vis-à-vis des fissures de flexion composée et de celles générées par les forces concentrées. La distribution des fibres est le plus souvent orthotrope.

#### 5.1.2.2.3 Précadres de baie

Il y a peu de chose à dire sur cette application industrielle qui fait partie des éléments préfabriqués de bâtiment peu sollicités. On retrouve la même problématique, ainsi que des avantages similai-

res à ceux relatifs aux poutres précontraintes et aux éléments minces, c'est-à-dire :

- une fabrication plus facile, plus rapide, utilisant moins de main-d'œuvre que la solution béton armé ;
- un gain de poids ;
- un meilleur comportement vis-à-vis des épaufrures.

Comme pour les autres éléments préfabriqués, une étude technico-économique sérieuse reste à réaliser.

#### 5.1.2.2.4 Dalles alvéolées

Les dalles alvéolées sont généralement précontraintes par fil adhérent. Les dimensions de ces dalles (plus longues et plus épaisses) font que les efforts tranchants sont très faibles dans ce type de dalle, et que donc, il n'est pas nécessaire d'utiliser des cadres d'effort tranchant. Les seules armatures présentes sont donc les fils de précontrainte.

Cette situation, c'est-à-dire l'absence de cadres d'effort tranchant, a permis de mettre au point deux méthodes de fabrication de ces dalles alvéolées basées, respectivement, sur la technique de l'extrusion et celle dite du filage.

Or, si l'on voulait utiliser des dalles alvéolées, soit plus épaisses, et dans un domaine de portées plus importantes, ou soit dans le domaine des ouvrages d'art, où elles ne sont pas actuellement autorisées (du fait de l'absence de renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant), il serait impossible dans le cas de l'extrusion, ou très difficile dans le cas du filage, de mettre en œuvre des aciers passifs classiques.

*La seule solution est alors d'utiliser un BFM, solution facile dans le cas du filage, et peut-être plus délicate dans le cas de l'extrusion.*

## 5.2 Domaine des travaux publics

### 5.2.1 Mise en œuvre in situ

#### 5.2.1.1 Applications actuelles

Les applications actuelles sont les suivantes :

- le béton projeté pour soutènement provisoire de tunnel ;
- le béton projeté de réparation ;
- les pieux forés à la tarière creuse ;
- le resurfaçage des chaussées et des pistes aéroportuaires, en béton.

##### 5.2.1.1.1 Béton projeté pour soutènement provisoire de tunnel

Dans la construction d'un tunnel, deux types de techniques sont principalement utilisées :

- le creusement du tunnel à l'aide d'un tunnelier qui s'accompagne, si nécessaire, de la mise en place de voussoirs préfabriqués en béton armé (c'est ce qui se fait actuellement) par l'intermédiaire de ce même tunnelier ;
- le creusement du tunnel à l'aide d'explosifs ou de pelles mécaniques (suivant le terrain rencontré), suivi d'un soutènement provisoire à l'aide d'un béton projeté, soutènement provisoire qui a pour objectif de limiter les déformations liées à la décompression du sol, et suivi, enfin, de la mise en place du revêtement définitif qui est coulé en place ou se présente sous la forme de voussoirs préfabriqués.

Pour ce qui concerne la deuxième technique appelée « méthode autrichienne », le soutènement provisoire était, par le passé, réalisé uniquement en béton armé, les armatures étant, en l'occurrence, un simple treillis soudé.

Or, le revêtement provisoire en béton armé présente un certain nombre de désavantages dont les deux plus importants sont les suivants :

- lorsque la paroi de l'excavation est très tortueuse, la mise en place correcte (c'est-à-dire à une certaine distance de la paroi) est délicate et demande beaucoup de temps ;
- lorsque l'on projette le béton sur la paroi, sur laquelle est positionné un treillis soudé, celui-ci joue un rôle d'écran vis-à-vis du béton, ce qui conduit, assez souvent, à obtenir un béton de moins bonne qualité entre la paroi et le treillis soudé, au droit des armatures.

Ces deux inconvénients, non négligeables, ont contribué au développement des BFM projetés dans le domaine des revêtements provisoires de tunnel. En effet, d'une part, les fibres sont facilement et rapidement mises en place, puisqu'elles le sont en même temps que le béton et, d'autre part, elles n'occasionnent pas les problèmes d'effet d'écran rencontrés avec le treillis soudé.

#### 5.2.1.1.2 Béton projeté de réparation

La problématique et l'intérêt de l'utilisation des bétons projetés fibrés pour les réparations des structures dans le domaine des travaux publics sont les mêmes que ceux relatifs au domaine du bâtiment (§ 5.1.1.1.3). Ils sont, par exemple, beaucoup utilisés pour la réfection des tunnels (SNCF, RATP).

#### 5.2.1.1.3 Pieux forés à la tarière creuse

La problématique et l'intérêt de l'utilisation, dans le domaine des travaux publics, des BFM dans les pieux forés à la tarière creuse (§ 5.1.1.1.2) sont les mêmes que ceux relatifs au domaine du bâtiment. La seule différence réside dans le fait que, dans le domaine des travaux publics, les pieux sont soumis à des moments en tête, plus importants que dans le domaine du bâtiment, et que, par conséquent, des aciers passifs sont ajoutés au niveau de ces têtes. La solution qui consisterait à utiliser, pour tout un pieu, un dosage en fibres susceptible de reprendre les efforts appliqués au niveau de sa tête, ne serait pas économiquement viable.

#### 5.2.1.1.4 Resurfaçage des chaussées, et des pistes aéroportuaires, en béton

L'utilisation des BFM pour le resurfaçage des chaussées et des pistes aéroportuaires procède de la même logique et a les mêmes objectifs que ceux relatifs à l'utilisation des BFM dans le domaine de la réparation par béton projeté (§ 5.1.1.1.3).

### 5.2.1.2 Applications potentielles

Même si aucune analyse technico-économique sérieuse n'a été, à ce jour, réalisée, concernant l'utilisation des BFM, mis en place in situ, dans le domaine des travaux publics, des applications potentielles semblent prometteuses. Il s'agit :

- des pieux forés à la tarière creuse dans les zones sismiques ;
- des revêtements définitifs de tunnel en BFM projeté ;
- des parois clouées ;
- des chaussées et des pistes aéroportuaires sans joint ;
- des dalles de pont mixte ;
- des parois moulées ;
- du renforcement des buses métalliques corrodées à l'aide de coques, plus ou moins rigides, en BFM projeté.

#### 5.2.1.2.1 Pieux forés à la tarière creuse en zone sismique

Ce point est traité dans le paragraphe 5.1.1.2.2 concernant les applications potentielles dans le domaine du bâtiment.

#### 5.2.1.2.2 Revêtements définitifs de tunnel en BFM projeté, coulé ou extrudé

Lorsque l'excavation présente des parois pas trop tortueuses, il est tout à fait envisageable de réaliser le revêtement définitif du tun-



nel en **BFM projeté**. Il s'agit donc d'une extension de l'utilisation actuelle des BFM projetés dans les tunnels.

Pour ce faire, il est clair qu'il est nécessaire de mettre en œuvre des dosages en fibres plus importants que ceux actuellement mis en œuvre pour les revêtements provisoires. Il faudrait ainsi passer de 30 à 40 kg/m<sup>3</sup> (dosages couramment utilisés pour les revêtements provisoires) à au moins 60 kg/m<sup>3</sup>.

La mise en œuvre de tels dosages n'est pas, aujourd'hui, courant dans le domaine des BFM projetés. Autant cela semble ne pas poser de problèmes avec la technique de projection par voie mouillée, autant cela n'est, a priori, pas facile à réaliser avec la technique de projection par voie sèche. En effet, en ce qui concerne cette deuxième technique, on observe des pertes en fibres relativement importantes (50 % de perte n'est pas exceptionnel) du fait d'un phénomène de rebond des fibres sur la paroi. On serait donc amené à introduire 100 à 120 kg/m<sup>3</sup> de fibres dans la machine de projection pour en récupérer au moins 60 kg/m<sup>3</sup> sur la paroi, ce qui n'est pas techniquement simple. Un travail important reste donc à faire sur l'optimisation de la composition de la matrice si l'on veut parvenir à diminuer les pertes en fibres quand on projette un BFM par voie sèche.

Il est à noter que la fabrication d'un revêtement définitif (réalisé à partir de la méthode autrichienne), qui met en œuvre un BFM projeté, paraît très séduisante en terme de gain de temps et de main-d'œuvre.

Lorsque les parois de l'excavation sont considérées trop tortueuses pour la réalisation d'un revêtement définitif en BFM projeté, on peut parfaitement imaginer de réaliser ce revêtement en **BFM coulé en place ou plutôt pompé**. Il faut signaler que, lorsque le revêtement doit être renforcé (cela dépend du type de sol dans lequel le tunnel est creusé), la solution classique qui consiste tout d'abord à positionner une cage d'armatures entre les parois de l'excavation et le coffrage, et à pomper ensuite le béton est lourde, peu rapide et, à notre avis, pas aussi économique que la solution qui consiste à pomper directement un BFM.

Enfin, la dernière technique qui permet de réaliser un revêtement définitif en BFM, consiste à **extruder le BFM** au fur et à mesure de l'avancée d'un tunnelier. Pour ce faire, il faut, bien entendu, adapter le tunnelier. Les Japonais, qui sont, avec les Allemands, les principaux fabricants de tunneliers, ont commencé à expérimenter cette technique qui semble ergonomique, rapide et sûrement économiquement intéressante. Il est important de souligner que, si le revêtement doit être renforcé, il est impossible de mettre en place, avec cette technique, un ferrailage classique et que la seule solution est d'utiliser des fibres.

#### 5.2.1.2.3 Parois clouées

Les parois clouées sont, généralement, utilisées pour le confortement de déblais. La technique classique est de projeter du béton sur des nappes de treillis soudé traditionnel, la paroi étant ancrée dans le sol à l'aide de tirants.

La mise en place des nappes de treillis soudé est longue et fastidieuse si l'on désire en effectuer un positionnement correct vis-à-vis du remblai.

Le remplacement du treillis soudé par des fibres métalliques, projetées en même temps que le béton, paraît d'évidence très intéressant du point de vue économique. Il reste à vérifier que le BFM projeté est, au moins, mécaniquement équivalent au béton armé, notamment au niveau des zones d'ancrage des tirants qui constituent les zones sensibles.

#### 5.2.1.2.4 Chaussées et pistes aéroporitaires sans joint

Il s'agit d'un problème similaire à celui des dallages industriels sans joint (§ 5.1.1.2.1).

Dans le domaine des chaussées en béton, la technique du béton armé continu a été développée, ces dernières années, pour éliminer les joints.

Vis-à-vis de la fissuration générée par le retrait empêché (retrait du béton empêché par la couche de base de la chaussée), il nous semble que la solution béton armé ne constitue pas une réponse adaptée. Pour expliciter cette affirmation, il nous faut détailler, quelque peu, le processus de fissuration induit par le retrait empêché d'une dalle de longueur considérée comme infinie, ce qui est le cas des chaussées et des pistes aéroporitaires sans joint.

Le retrait empêché dans une dalle de longueur infinie conduit, généralement, à la création de contraintes de traction sur toute l'épaisseur de la dalle. L'apparition des fissures se fait alors en deux temps ; on parle ainsi de fissures de première et de deuxième génération.

L'apparition des *fissures de première génération*, ainsi que leur espacement, est tributaire de deux facteurs principaux :

- l'intensité des contraintes de traction et leur répartition, dans la direction parallèle à celle des déformations empêchées ;
- la dispersion sur la résistance en traction du béton.

Nous pensons que **les armatures jouent un rôle quasi nul sur le nombre et l'espacement des fissures de première génération**, car elles n'agissent, mécaniquement, que lorsque les fissures sont créées. C'est un problème d'échelle.

Les armatures n'interviennent, alors, que sur l'ouverture de ces fissures de première génération. En effet, le retrait du béton se poursuivant entre deux fissures, l'ouverture des fissures va dépendre principalement de la section totale d'acier se trouvant dans les sections fissurées de la dalle, et de la qualité de l'adhérence entre le béton et les armatures. **Ainsi, l'ouverture des fissures diminue avec l'augmentation de la section totale d'acier et avec l'amélioration de l'adhérence armature-béton.** Cette adhérence est d'autant meilleure que les armatures sont de petit diamètre (plus grande surface spécifique à même section totale d'acier). Il est important de souligner que le paramètre *adhérence* intervient, dans le temps, avant le paramètre *section totale d'acier*, car plus cette adhérence est grande, plus l'ouverture de fissure minimale à partir de laquelle la rigidité totale du renfort (les armatures) intervient est petite (c'est le problème classique de longueur d'ancrage en béton armé).

Lorsque l'ancrage des armatures est atteint, les contraintes de traction générées par la poursuite du retrait, toujours empêché, du béton entre deux fissures de première génération, sont transmises de part et d'autre de ces fissures. Des *fissures de deuxième génération* peuvent alors se créer, progressivement, entre les fissures de première génération. On appelle, par conséquent, *fissures de deuxième génération* toutes les fissures créées par l'action des armatures.

Il est à noter que la vitesse d'ouverture des fissures de première génération diminue avec l'apparition des fissures de deuxième génération (sans s'annuler pour autant), ces dernières participant à « l'absorption » de la poursuite du retrait du béton (on peut parler d'absorption du retrait par ouverture de fissure).

L'action des armatures de béton armé vis-à-vis des fissures de deuxième génération est identique à celle relative aux fissures de première génération.

Quand le retrait du béton est terminé, on observe donc, sur la dalle, des fissures de première génération et des fissures de deuxième génération beaucoup plus fines (pouvant dans certains cas être invisibles à l'œil).

Vis-à-vis de cette fissuration de retrait empêché, il nous semble que les fibres métalliques peuvent agir plus efficacement que les armatures de béton armé.

À l'exception des BFM contenant des pourcentages élevés de microfibrilles, les fibres métalliques agissent après localisation de la fissuration. En conséquence, elles n'interviennent pas sur l'apparition des fissures de première génération, tout comme les armatures de béton armé. Par contre, lorsque ces fissures de première génération sont créées, elles s'opposent très rapidement à leur ouverture du fait de leur très grande surface spécifique comparée à celle des



armatures de béton armé. Ensuite, si le BFM a, durant toute la période de durcissement de la matrice, un comportement postfissuration en traction plastique parfait ou durcissant, on assistera à la création des fissures de deuxième génération évoquées précédemment.

Il faut noter que les fibres en agissant beaucoup plus rapidement sur la fissuration que les armatures de béton armé, conduisent obligatoirement à ce que **les fissures de première génération soient plus fines et celles de seconde génération plus nombreuses (et également plus fines), dans le cas des BFM que dans celui du béton armé continu.**

Comme nous l'avons indiqué pour les dallages industriels sans joint (§ 5.1.1.2.1), on obtient un BFM qui a un comportement postfissuration en traction parfaitement plastique, ou durcissant, lorsque l'on utilise un dosage en fibres au moins égal à 80 kg/m<sup>3</sup>.

### 5.2.1.2.5 Dalles de pont mixte

Les ponts mixtes sont constitués de poutres métalliques sur lesquelles est connectée une dalle en béton armé.

Les dalles sont, généralement, soit armées longitudinalement et transversalement, soit armée longitudinalement et précontraintes transversalement.

Les armatures longitudinales ont pour rôle principal de contrôler la fissuration générée par le retrait de la dalle empêché par les poutres métalliques au niveau des connecteurs. Dans le passé, le taux d'armatures longitudinales était d'environ 0,5 %, mais un certain nombre de ponts mixtes ont présenté une fissuration importante, et le SETRA a, par conséquent, préconisé de passer à 1 % d'armatures longitudinales.

Les armatures passives, ou la précontrainte, transversales ont pour rôle d'une part, de reprendre la flexion transversale de la dalle entre deux poutres et, d'autre part, additionnées aux armatures longitudinales, de reprendre le poinçonnement de la dalle occasionné par les essieux des véhicules. En général, le taux d'armatures transversales avoisine 1,5 %.

Vis-à-vis du retrait empêché, la création des fissures est assez semblable à celle concernant les chaussées en béton si, la température extérieure au moment du bétonnage et de la prise du béton, le type de coffrage utilisé, la rigidité des poutres métalliques, la cure du béton, l'instant de décoffrage conduisent à la création de contraintes longitudinales de traction.

Les fibres métalliques sont alors, comme pour le cas des chaussées en béton, plus efficaces pour contrôler les fissures que les armatures longitudinales de béton armé.

Vis-à-vis de la flexion transversale, il est évident que les fibres sont incapables de remplacer les armatures de béton armé, ou la précontrainte. Par ailleurs, comme nous l'avons déjà signalé auparavant (cas des poutres en béton armé, ou en béton précontraint, utilisées dans le bâtiment), l'ajout de fibres métalliques permet, d'une part, de changer la classe de vérification d'une structure précontrainte et, d'autre part, d'utiliser des armatures de diamètre important dans le cas d'une structure en béton armé.

Enfin, vis-à-vis d'une fissuration créée par le poinçonnement d'une dalle, il est indéniable que les fibres métalliques, du fait de leur répartition, principalement, orthotrope au sein de la dalle (cela étant lié à la technique de coulage d'une dalle en BFM) sont plus efficaces qu'un renforcement bidirectionnel (soit béton armé, ou béton armé et précontraint).

En conclusion, il nous semble qu'une solution mixte, béton armé (armatures transversales) et fibré, ou béton précontraint (précontrainte transversale) et fibré, est mécaniquement plus adaptée que les solutions béton armé classiques (armatures transversales et longitudinales), et béton armé (armatures longitudinales) et précontraint (précontrainte transversale). Les avantages sont les suivants :

- un meilleur comportement vis-à-vis du retrait empêché ;
- un meilleur comportement vis-à-vis du poinçonnement de dalle ;
- un meilleur comportement en service, et donc une meilleure durabilité, car la présence des fibres conduit à des fissures en service plus fines.

Il reste à analyser si l'utilisation des BFM dans les dalles de ponts mixtes est économiquement viable. On peut indiquer, comme éléments de réflexion sur le sujet, que :

- le coulage d'une dalle en béton armé fibré, ou en béton précontraint fibré, est plus aisée, et plus rapide qu'une dalle en béton armé dans deux directions, ou qu'une dalle en béton armé et précontraint ;
- le remplacement d'une partie des armatures par les fibres métalliques constitue un gain de main-d'œuvre.

### 5.2.1.2.6 Parois moulées

La problématique des parois moulées en BFM est voisine de celle des voiles de bâtiment en béton fibré banché (§ 5.1.1.2.3). Les différences les plus importantes entre ces deux applications industrielles sont, d'une part, un ferrailage plus dense dans le cas des parois moulées (les contraintes y sont plus importantes) et, d'autre part, une hauteur plus importante de ces dernières. Ce dernier point conduit au fait que la mise en œuvre correcte des ferrailages classiques est délicate, et qu'il faut utiliser, le plus souvent, des guides qui « roulent » contre les parois du moule pour permettre un bon positionnement du ferrailage vis-à-vis de ces parois (la distance entre les parois et le ferrailage doit être contrôlée). Le fait que l'utilisation de fibres métalliques supprime ce problème de mise en place du ferrailage est loin d'être négligeable dans la gestion d'un chantier.

Il est à noter que la solution BFM n'est pas mécaniquement viable pour toutes les parois moulées, les contraintes de traction étant, dans certains cas, trop élevées pour être reprises par les fibres métalliques (la capacité portante de la paroi n'est, alors, pas assurée).

### 5.2.1.2.7 Renforcement des buses métalliques corrodées

Le nombre de buses métalliques sur les réseaux routiers et autoroutiers français est important (plus de 1 800 ouvrages sur les seules routes nationales).

Ces ouvrages présentent à long terme des risques de corrosion non négligeables et quasi inévitables. Les sinistres observés en sont la preuve malheureuse. Il faut donc réparer si l'on veut éviter de fermer l'accès à ces ouvrages.

La solution qui consiste à projeter un BFM fibré sur les parois de la buse métallique, afin de constituer une nouvelle coque, paraît la plus pertinente techniquement, et la plus économique. Elle conserve une grande souplesse (qui constitue l'avantage fondamental de ce type d'ouvrage) à l'ouvrage, souplesse qui lui permet de s'adapter aux mouvements des terrains environnants et de faire participer ces derniers à la résistance générale.

Des calculs mettant en œuvre les méthodes de dimensionnement proposées par l'AFREM (§ 3.4), conduisent, en effet, à des épaisseurs faibles de BFM fibré. Des études expérimentales sont actuellement en cours au sein du Projet National BEFIM (béton de fibres métalliques) pour démontrer que les calculs conduisent à des solutions mécaniquement pertinentes.

## 5.2.2 Préfabrication

### 5.2.2.1 Applications actuelles

Nous n'avons pas trouvé d'applications industrielles qui constituent, actuellement, un marché réel.

### 5.2.2.2 Applications potentielles

La seule application industrielle, qui semble vraiment prometteuse pour les années à venir, concerne les **voussoirs préfabriqués de tunnel**.

Nous avons déjà évoqué (§ 5.2.1.1.1), la technique de construction de tunnels qui consiste à utiliser un tunnelier qui réalise, à la fois, le creusement et la mise en place des voussoirs. Ces voussoirs sont généralement en béton armé. La quantité d'armatures est déterminée au regard des sollicitations générées lors de la mise en place des voussoirs à l'aide du tunnelier. En effet, lorsque les voussoirs sont tous en place, ils sont principalement soumis à de la compression.

Le remplacement de la totalité du ferrailage des voussoirs par des fibres métalliques est aujourd'hui d'actualité. La raison en est que, si l'on fait une analyse économique complète, c'est-à-dire pas uniquement limitée au seul coût matière, la solution BFM semble plus économique que la solution classique béton armé.

L'autre raison, qui n'est pas moins convainquante, est que, lors d'un chantier, de nombreux problèmes d'épaufrures surviennent lors de la mise en place des voussoirs. Ces épaufrures ont pour principales origines, les chocs multiples que peuvent subir les voussoirs, ou encore, les sollicitations très localisées, qui sont le résultat de divers « points durs » rencontrés lors de la pause (celui qui a déjà réalisé un puzzle comprendra facilement !). Or, les armatures traditionnelles, qui sont placées à une certaine distance (du fait de l'enrobage nécessaire des dites armatures) de la surface des voussoirs, sont très inefficaces pour éviter les épaufrures. Les fibres, quant à elles, constituent la bonne réponse, car elles agissent à la bonne échelle.

## 6. Conclusion

Ce qu'il faut particulièrement retenir, c'est que les BFM sont plus performants que le béton armé classique, soit vis-à-vis d'une fissuration de type volumique telle que celle générée lors de la diffusion de contraintes (diffusion de la précontrainte par exemple), soit vis-à-vis d'une fissuration très localisée telle que celle produite par des forces concentrées (les épaufrures constituent un bon exemple de ce type de fissuration), soit enfin vis-à-vis de la fissuration générée par des gradients thermiques ou hydriques.

Vis-à-vis de problèmes de flexion composée et d'effort tranchant, les fibres métalliques sont aussi efficaces, mécaniquement, que les armatures de béton armé à condition, d'une part, que les contraintes de traction générées par les sollicitations restent inférieures à environ 5 MPa et, d'autre part, que la hauteur, ou l'épaisseur de la structure, reste inférieure à environ 50 cm.

Lorsque ces conditions sont remplies, les fissures relatives au comportement en service des structures contenant un BFM sont plus fines que celles relatives aux structures en béton armé classique. Les structures en BFM sont donc a priori plus durables que celles en béton armé.

Les BFM ont, en général, un meilleur comportement au feu que le béton armé (à matrice équivalente bien évidemment).

Enfin, à chaque fois que l'utilisation d'un béton de haute ou très haute résistance est d'actualité, il faudra analyser, de manière très approfondie, la solution fibres métalliques. En effet, les fibres métalliques et le béton de très haute résistance constituent un « couple » idéal dans lequel il existe une très forte synergie.

## Références bibliographiques

- [1] ROSSI (P.). – *Les bétons de fibres métalliques*. Presses de l'ENPC, 1988.
- [2] RESSE (C.) et VENUAT (M.). – *Projection des mortiers et plâtres*, 1981.
- [3] SNYDER (J.) et LANKARD (D.R.). – *Factor affecting flexural strength of steel fibrous concrete*. ACI Journal, vol. 69 n° 2, p. 96-100, 1972.
- [4] SWAMY (R.N.) et MANGAT (P.S.). – *Influence of fiber geometry on the properties of steel fibre-reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, vol. 4, n° 3, p. 307-313, 1974.
- [5] HUGUES (B.P.) et FATTUHI (N.I.). – *The workability of steel fibre-reinforced concrete*. Magazine of Concrete Research, vol. 28, n° 96, p. 157-161, 1976.
- [6] MANDEL (J.). – *Propriétés mécaniques des matériaux*. Eyrolles CNRS, 1978.
- [7] ROSSI (P.), ACKER (P.) et MALIER (Y.). – *Effect of steel fibres at two stages : the material and the structure*. Materials and Structures, vol. 20, p. 436-439, 1987.
- [8] DUVAL (R.). – *La durabilité des armatures et du béton d'enrobage*. La durabilité des bétons, BARON (J.) et OLLIVIER (J.P.) les Presses de l'École Nationale des Ponts et chaussées, 1992.
- [9] CASANOVA (P.). – *Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau*. Thèse de l'École Nationale des Ponts et chaussées, 1995.
- [10] KORDINA (K.) et BLUME (F.). – *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbertonelemente*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, haft 304 Ernst & Sohn Berlin, 52 p., 1985.
- [11] KORDINA (K.) et HEGGER (J.). – *Zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken*. Beton- und Stahlbetonbau, vol. 1, p. 5-9, 1987.
- [12] AFREM-BFM. – *Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle - Éléments de structure fonctionnant comme des poutres*, 1995.
- [13] *Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65 A du CCTG.

### Dans les Techniques de l'Ingénieur

- [14] PERCHAT (J.). – *Béton armé. Règles BAEL. Pièces soumises à des sollicitations normales*. C 2306, 1993. Traité Construction, volume C 2 III.
- [15] PERCHAT (J.). – *Béton armé. Règles BAEL. Pièces soumises à des sollicitations tangentes. Sollicitations d'adhérence*. C 2308, 1994. Traité Construction, volume C 2 III.