

Vérfications concernant la prise en compte réglementaire de certaines propriétés des bétons à hautes et très hautes performances

François TOUTLEMONDE

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Bernard FOURÉ

Ingénieur ECP, consultant
Ancien chef du service d'étude des structures
du CEBTP

François de LARRARD

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Cet article constitue la seconde partie d'une synthèse des travaux du groupe de travail BTHP du projet national BHP 2000, animé par F. Toutlemonde entre 1995 et 2002. À la suite de l'inventaire des besoins de recherche établi en 1996 par le groupe « Connaissance et utilisation des bétons à hautes performances » de l'Association française de recherche et d'essais sur les matériaux et les constructions (AFREM), le groupe BTHP a eu pour objectif de vérifier, par des études et des expérimentations spécifiques, certains points concernant la prise en compte réglementaire des propriétés des bétons à hautes et très hautes performances, compte tenu de leur validation encore rare au moment du démarrage du projet national. Ces points concernent :

- la justification sous sollicitations tangentes, pour les poutres peu armées en général et pour certains types de structure soumis à des charges concentrées,
- la détermination et le maintien dans le temps de la résistance en traction,
- le retrait et le fluage de bétons de très haute résistance.

Les études expérimentales réalisées ont permis de constituer une importante source de données pour l'amélioration des prescriptions réglementaires et de leur bien-fondé scientifique, ainsi que celle de la maîtrise de leur incertitude, en particulier dans le domaine des bétons de 80 à 120 MPa. Ces travaux, complémentaires des études visant à améliorer la valorisation des BTHP dans les projets, ont mis en évidence les limites de certaines dispositions, soit conservatrices par excès d'ignorance en raison de la dispersion des phénomènes, soit insuffisamment prudentes pour des bétons dont les propriétés, compte tenu des possibilités élargies de formulations, s'écartent parfois sensiblement des relations moyennes prévues par les codes.

DOMAINE : Ouvrages d'art.

ABSTRACT

VERIFICATIONS OF DESIGN CODE PROVISIONS REGARDING CERTAIN PROPERTIES OF HIGH-PERFORMANCE AND VERY HIGH-PERFORMANCE CONCRETE

The second part of findings and conclusions of the task committee "BTHP" within the National Project "BHP 2000", dealing with Very High Performance Concrete, and chaired by F. Toutlemonde from 1995 to 2002, is reported in this paper. After the inventory of research needs established by the task group "Knowledge and Application of HPC" within the French branch of RILEM, "BTHP" task committee was committed to check certain design code provisions, regarding their correct accounting for the properties of high-performance and very-high performance concrete. The task consisted in dedicated experimental studies and analyses, due to lacking validation of some provisions when the National Project was launched. Studies focused on:

- shear design of slightly-reinforced beams in general as well as for certain types of structures submitted to concentrated loadings;
- determination and preservation of tensile strength over time;
- shrinkage and creep of very high-strength concrete.

The experimental studies carried out have enabled constituting an important data basis for improving code provisions and their scientific grounds and controlling the level of uncertainty, especially as regards concrete with strengths lying between 80 and 120 MPa. This set of research work, which serves to complement the studies aimed at enhancing the utilization of very high-performance concrete in project applications, has highlighted the limitations of some provisions. Some of them may prove to be overly-conservative due to an excessive lack of understanding caused by phenomena dispersion, while others may not ensure adequate precaution for concretes whose properties, by virtue of a wide array of potential mix designs, at times deviate substantially from the average relations stipulated in design codes.

FIELD: Structural engineering.

Introduction

Outre la valorisation des BHP dans des formes de structures d'ouvrages d'art adaptées, le groupe BHP du projet national BHP 2000 a eu pour objectif de vérifier, par des études et des expérimentations spécifiques, certains points concernant la prise en compte réglementaire des propriétés des bétons à hautes et très hautes performances, compte tenu de leur validation encore rare au moment du démarrage du projet national. Il s'agissait notamment de donner suite à l'identification de besoins de recherche effectuée en 1996 [1] par le groupe « Connaissance et utilisation des bétons à hautes performances » de l'Association française de recherche et d'essais sur les matériaux et les constructions (AFREM, branche française de la RILEM actuellement regroupée avec l'ex-Association française pour la construction au sein de l'AFGC, Association française de génie civil). Le choix de domaines d'études spécifiques s'est imposé, compte tenu des compétences rassemblées et des moyens forcément limités. Les questions de ductilité des poteaux en compression, par exemple, n'ont pas été abordées, compte tenu d'un important programme de recherche menés en parallèle, à l'Université de Sherbrooke, par exemple [2-5]. Le groupe s'est ainsi focalisé sur quelques points, concernant :

- la justification sous sollicitations tangentes, pour les poutres peu armées en général et pour certains types de structure soumis à des charges concentrées,
- la détermination et le maintien dans le temps de la résistance en traction,
- le retrait et le fluage de bétons de très haute résistance.

La démarche retenue pour guider l'expérimentation a consisté à s'appuyer sur la propriété dimensionnante déduite des formules proposées pour l'extrapolation réglementaire [6, 7], pour la mettre en évidence expérimentalement dans la cas d'une sollicitation représentative.

Fabrication de bétons d'étude et modalités d'expérimentation

L'expérience antérieure acquise dans des projets collectifs analogues a conduit à imposer, pour que les résultats puissent être comparés, des formules communes et des modalités de contrôle de fabrication centralisées (essais dans un seul laboratoire avec mode de surfacage unique). Ces formules devaient couvrir la gamme de résistance moyenne 50-125 MPa. Une partie de ces formules a d'ailleurs été utilisée pour les besoins des études expérimentales du groupe « Durabilité » [8]. Les bétons ont été fabriqués à partir d'un même lot de matériaux, dans les différents laboratoires et organismes impliqués, dont certains n'avaient qu'une expérience réduite en termes de fabrication de BHP. L'étude avait visé des formulations relativement fluides pour éviter des difficultés de mise en œuvre. Certaines fabrications particulièrement fluides pourraient avoir causé des phénomènes locaux de ségrégation.

Pour les bétons THP de résistance 100 et 120 MPa, il avait paru souhaitable de proposer des formulations différant notamment par la nature minéralogique du gros granulat. Cette variable peut en effet notablement influencer sur l'évolution de la résistance en traction (notée dans la suite f_t de façon générique) par rapport à la résistance en compression f_c [9]. De façon encore plus significative que prévu, la résistance en traction des bétons de granulats calcaires (indice « C ») s'est trouvée en fourchette basse du rapport f_t/f_c . Les principaux résultats de la caractérisation en compression sont résumés

TABLEAU I
Contrôle des fabrications des bétons : résultats d'étude et résultats de série

	f_c étude (MPa)	f_c moyenne (MPa)	Écart-type sur f_c (MPa)	f_c caractéristique fractile 5 % (MPa)
M50C	49,8	55	3,8	49
M75C	79,2	83,7	8,3	69
M100C	112,0	112,3	6,0	102
M120C	126,3	121,0	7,7	106
M100B	116,8	107,6	7,9	97
M120B	126,2	125,4	8,7	110

més dans le tableau I. La nomenclature adoptée utilise « M » pour indiquer la valeur de résistance moyenne en MPa, puis « C » ou « B » suivant la nature calcaire ou basaltique des gravillons. On note que les quatre derniers bétons ont, en pratique, des résistances caractéristiques assez voisines.

On peut également illustrer par la fonction de répartition indiquant la « statistique de production » la gamme des bétons fabriqués (fig. 1). La moyenne des résistances obtenues dans les fabrications successives (tous modes de conservation confondus) diminue avec la résistance, par rapport à la résistance obtenue lors de l'étude, notamment pour les résistances visées de plus de 100 MPa (fig. 2). On peut notamment penser que le contrôle de la teneur en eau (problème du séchage, ou non, des granulats) devient plus critique. Une fabrication du M100B a conduit à des valeurs manifestement faibles par rapport à l'étude, ce qui a contribué à une diminution notable de la moyenne. Dans tout ce qui précède, concernant la résistance en compression à 28 jours mesurée sur cylindres, f_c , on s'est autorisé à considérer indifféremment les déterminations sur éprouvettes d'information ou à partir d'éprouvettes conservées dans l'eau, dans la mesure où les écarts entre ces deux types d'échantillons restent non significatifs par rapport à la dispersion entre fabrications successives.

L'écart-type des résistances obtenues est à peu près proportionnel à la résistance moyenne (de l'ordre de 7 % de f_c , y compris pour les bétons de 100 et 120 MPa), sauf pour le béton M75C qui présente une dispersion plus forte, en lien probable avec des aléas notables de consistance lors de la fabrication (fig. 3). Dans un certain nombre de cas, le dosage en eau a été réduit à la fabrication, au

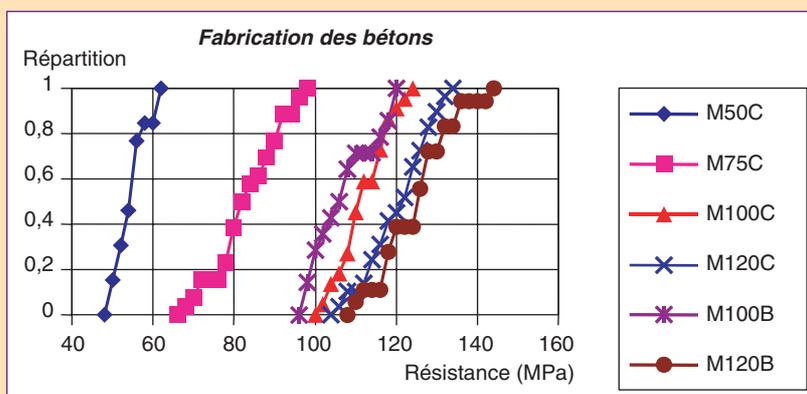


Fig. 1 - Répartition des résistances des bétons fabriqués.

Fig. 2 - Obtention, en moyenne, de la résistance visée en étude.

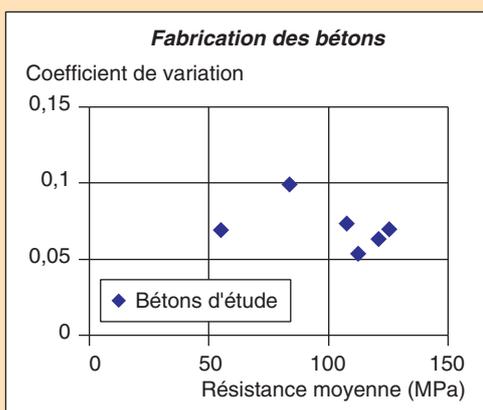
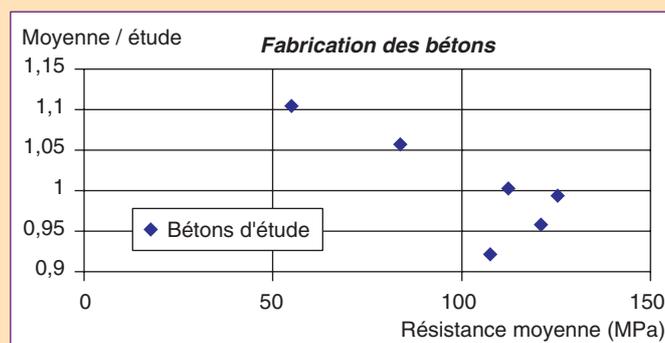


Fig. 3 - Dispersion de fabrication des bétons et BTHP d'étude.

lieu du dosage en superplastifiant, qui conduisait à des résistances trop élevées. Dans d'autres cas, ce béton apparaissant comme très fluide n'a pas été vibré, ce qui se traduit par des résistances inférieures (air occlus mal évacué). Bien qu'il ne s'agisse pas d'une étude statistique rigoureuse, on constate que la fabrication de bétons correspondant à une même formule, et même dans des conditions plutôt bien contrôlées en laboratoire ou site de production pilote, donne lieu à des fluctuations, qu'on peut en première approximation considérer comme proportionnelles à la résistance.

Les précautions prises pour la réalisation d'expérimentations auxquelles il puisse être fait référence méritent donc d'être soulignées. Compte tenu des compétences des différentes équipes impliquées dans le projet, et de la précision de leurs moyens en termes de fabrication de béton, toutes ont ainsi pu réaliser des BHP et BTHP jusqu'à une résistance moyenne de 120 MPa. Cependant, pour les bétons de 100 et 120 MPa, la moyenne des résistances obtenues s'est trouvée plus faible, d'environ 5 % en moyenne, par rapport à la résistance obtenue en étude. En outre, sauf pour une formule intermédiaire, l'écart-type des résistances en compression obtenues reste de l'ordre de 7 % de la résistance. Dans le souci d'une future extension de la réglementation au-delà de B80, cela milite pour la constance de la valeur du coefficient partiel γ_b , indépendamment de la résistance (article A.4.3, 41 du BAEL 91 modifié 99 [10], et parallèle dans l'Eurocode 2 article 2.4.2.4 [11]).

Il convient par ailleurs d'être particulièrement vigilant lorsque des formules très fluides sont utilisées, comme ici le M75C. Dans ce cas, en effet, un ressuage intempestif peut engendrer des baisses de résistance significatives [12].

Un peu en marge de ces fabrications, destinées avant tout à des études de comportement mécanique en laboratoire, un des partenaires du groupe a par ailleurs réalisé une étude de définition d'un matériau de haute résistance en traction, qui puisse également être mis en œuvre en paroi mince dans des conditions économiques pour une entreprise de préfabrication. Si l'optimisation du choix des constituants minéraux a été assez rapide, de façon très encourageante, en revanche, des difficultés « secondaires » liées à la maîtrise de l'air entraîné (bullage, dont la conséquence s'est avérée pratiquement rédhibitoire en élément mince) sont apparues, ce qui souligne le rôle de plus en plus prépondérant, pour les BTHP, du choix des adjuvants, et de la bonne prise en compte des phases liées à la mise en œuvre du béton frais. L'attention à porter à ces aspects, tant pour le développement industriel des BTHP, que pour la représentativité des études de laboratoire, requiert sans doute à l'avenir la poursuite d'études difficiles, car nécessitant d'associer les compétences propres des fabricants d'adjuvants, les outils scientifiques de la rhéologie (théorique et expérimentale), et la prise en compte des aspects pratiques et industriels.

Résistance en traction : détermination et maintien dans le temps

La prévision des propriétés à partir de la résistance en compression, donnée de projet, constitue systématiquement un « pari » pour le calibrage des règlements. L'atteinte de résistances en compression plus élevées renforce cet aléa, compte tenu des possibilités élargies de formulations, et de l'incidence accrue des conditions de prise. Comme les propriétés effectivement obtenues s'écartent parfois sensiblement des relations moyennes prévues par les codes, et afin d'interpréter correctement les résultats sur structures, les bétons étudiés ont été testés, de façon à vérifier la validité des prévisions réglementaires. On s'est notamment attaché à la validité des formules réglementaires actuelles de prévision du module d'Young et de la résistance en traction (fig. 4).

Pour le module tangent, selon les errements du règlement français (BAEL [10] article A.2.1, 21 : $E = 11000 f_c^{1/3}$), la gamme des bétons testés ne met pas en évidence de tendance avec la résistance, le rapport expérience/prévision reste bien centré autour de 1, avec un module un peu plus fort pour les bétons de granulats basaltiques. L'EC2 (article 3.1.3 (2) de [11]) se trouve décalé par rapport à cette prévision (mais il s'agit d'une estimation du module sécant) d'un même facteur que par rapport aux bétons ordinaires. Quelques essais de compression-torsion [13] ont par ailleurs permis de vérifier, sur un béton de 100 MPa, que les hypothèses implicites du BAEL concernant le comportement sous sollicitations bi-axiales (ainsi que les règles du BPEL article 7.2, 2 [14]) n'étaient pas prises en défaut, sous réserve de vérifier que la résistance en traction est bien au moins égale à celle prévue par la formule $f_t = 0,275 f_c^{2/3}$. Le critère biaxial du BPEL serait donc sans doute extrapolable aux bétons de plus de 100 MPa, pour autant qu'on connaisse la valeur « vraie » de f_t à associer à f_c .

Pour la prévision de la résistance en traction, on teste la formule $f_t = 0,275 f_c^{2/3}$, correspondant pour le règlement français à la gamme B60-B80 [15], avec les valeurs à 28 jours de résistance, et en uti-

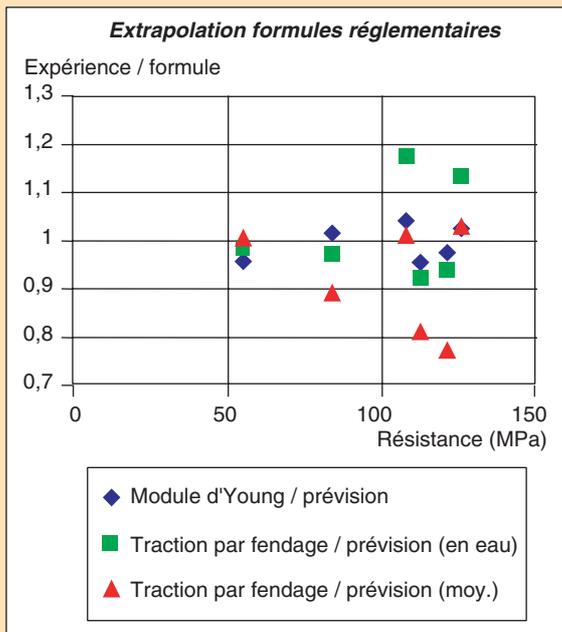


Fig. 4 - Validité de la prévision réglementaire du module et de la résistance en traction (BAEL 99 [10]).

lisant la détermination de f_t par l'essai de fendage. En utilisant le contrôle normalisé d'éprouvettes conservées en eau, on s'aperçoit que la formule est relativement bien calibrée. Le rapport expérience/formule reste compris entre 0,92 et 0,98 pour les bétons avec granulats calcaires, et dépasse 1,10 pour les bétons de granulats basaltiques. Il n'apparaît pas de tendance marquée avec la résistance en compression.

En revanche, il apparaît une tendance assez négative si on utilise la moyenne des déterminations de la résistance en traction par essais de fendage, tous types de conservations confondus (en intégrant notamment les résultats des éprouvettes d'information testées à l'occasion des différents programmes expérimentaux liés à l'étude de l'effort tranchant). En effet, plus la résistance augmente, plus l'écart entre la résistance par fendage d'éprouvettes conservées en eau et celle des éprouvettes conservées à l'air ou sous un scellement plus ou moins efficace se creuse. Ainsi, et de façon continue et monotone avec la résistance en compression, la justesse de la prévision décroît de 1 (M50C) à moins de 0,8 (M120C) pour les bétons de granulats calcaires, la prévision restant tout juste sécuritaire pour les bétons de granulats basaltiques. Il est difficile de parler directement d'un défaut de cure, les éprouvettes étant restées coffrées assez longtemps. De même, des effets d'autocontraintes liés au séchage ne produisent normalement pas de tels artefacts lors de l'essai de fendage (la profondeur de séchage restant assez limitée, surtout à 28 jours). L'explication résiderait donc plutôt dans une hydratation moins complète et une accentuation des effets de l'auto-dessiccation lorsque les éprouvettes ne sont pas maintenues en présence d'eau. Il est donc important de garder à l'esprit que la résistance en traction « vraie » au sein d'une pièce peut s'éloigner notablement de la détermination conventionnelle de f_t par un essai sur cylindres conservés dans l'eau.

On retrouve les considérations qui précèdent en comparant les différents modes de détermination de la résistance en traction, la référence étant l'essai de fendage normalisé sur éprouvettes conservées dans l'eau (fig. 5). Pour les BHP et BTHP, la détermination de la résistance par un essai de flexion 4 points donne des résultats plutôt dispersés (effet d'échelle néanmoins assez faible entre l'essai sur prismes 10*10*40 et 14*14*56) et plus favorables que pour des bétons ordinaires. La résistance apparente plus élevée que dans un essai de traction homogène, pour les BTHP, pourrait provenir d'un effet d'échelle plus marqué pour ces matériaux ayant une faible quantité de défauts, compte tenu des tailles des zones tendues concernées. On peut retenir en moyenne un ratio flexion/fendage de l'ordre de 1,7 pour les BTHP au lieu de 1,5 pour le M50C (à comparer par exemple à la formule 3.23 de l'article 3.1.8 (1) de [11], plutôt calibrée pour les bétons ordinaires).

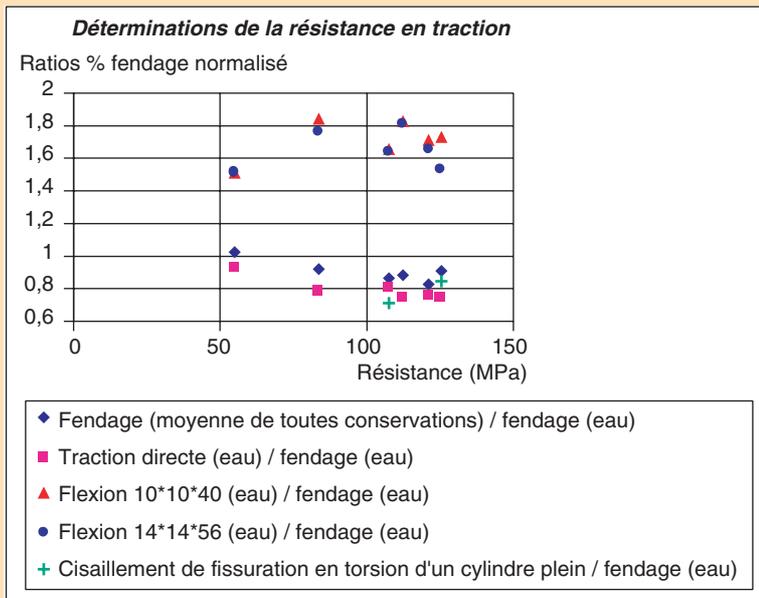


Fig. 5 - Comparaison des modes de détermination de la résistance en traction.

Au contraire, pour les BHP et BTHP étudiés, la résistance en traction directe décroît par rapport à la résistance en traction par fendage (ratio de 0,74 au lieu de 0,92 pour le M50C), et ce pour les deux types de granulats étudiés. Cette décroissance peut être décrite par la formule :

$$f_{ttrac.dir.}/f_{tfendage.eau} = - 0,0023 f_c + 1,0223.$$

Ainsi la décroissance relative de résistance obtenue en traction directe semble-t-elle représentative de la chute relative de la résistance en traction par fendage obtenue sur éprouvettes non protégées de la dessiccation, par rapport à la valeur conventionnelle. On obtient en effet la formule moyenne :

$$f_{tfendage.moy.}/f_{tfendage.eau} = - 0,0022 f_c + 1,1254.$$

Au total, la détermination conventionnelle de la résistance en traction par l'essai de fendage sur cylindres conservés humides reste cohérente avec la formule réglementaire actuelle (BAEL 99 [10]) et son extrapolation au-delà de B80 serait valable. Cette détermination a l'avantage d'être normalisée, facile à réaliser et relativement peu dispersée. En revanche, la résistance en traction « vraie » des pièces, notamment sujettes à la dessiccation, diminue avec f_c par rapport à cette formule, pour ne plus atteindre qu'environ 75 % de cette valeur dans la gamme B100-B120, sauf (compte tenu du moins des données acquises dans ce programme) pour la résistance en traction par flexion de pièces conservées humides. D'où des résistances en traction ou en cisaillement d'éléments de structure qu'il convient de paramétrer plutôt par la puissance 1/2 de f_c que par la puissance 2/3 [16]. À titre de confirmation, on note que le cisaillement correspondant à l'initiation de la fissuration sur cylindres pleins en torsion vaut 70 à 85 %, pour les M100B et M120B testés, de la résistance en traction par fendage conventionnelle [13].

Ainsi, même si le contrôle de la résistance en traction par fendage sur cylindres conservés dans l'eau reste pertinent, il est prudent (sans même parler de la question du maintien de cette résistance dans le temps) de tenir compte d'une valeur plus sécuritaire de f_t (de l'ordre de 80 % de la valeur actuelle, par exemple en utilisant une valeur paramétrée par $f_c^{1/2}$) dans les pièces soumises à une traction, à un retrait empêché ou à un cisaillement homogène sur un volume important. Comme on le note par la suite pour ce qui concerne le maintien dans le temps de f_t , il apparaît que les formules proposées pour l'EC2 ([11] article 3.1.2 (7)P et (8) et tableau 3.1) placent assez nettement en sécurité par rapport au BAEL, notamment au-delà de 80 MPa.

Cependant, l'usage accru des additions à effet pouzzolanique, et la possibilité de tenir compte d'une évolution favorable de la résistance, prévue dans l'EC2, ont conduit à s'intéresser au maintien à long terme de la résistance des BHP. En dehors de l'effet éventuel du séchage, défavorable, mais relativement bien cerné dans la littérature, on a voulu confirmer quelques rares données indiquant des chutes de résistance en traction pour des BTHP aux fumées de silice, alors même que la résistance

en compression continue à augmenter [17, 18]. On a, pour ce faire, collecté des données issues d'ouvrages réels (BHP ayant jusqu'à une dizaine d'années) et d'éprouvettes de laboratoire (trois ans et plus). Dans la mesure du possible, on s'est affranchi des effets de la dessiccation, notamment en utilisant pour le laboratoire des éprouvettes scellées, et on a considéré les formules de béton comportant ou non de la fumée de silice, mais pas de cendres volantes. Pour ces derniers cas, en effet, la référence de résistance à 28 jours ne peut pas être utilisée de la même façon. En considérant la résistance à long terme en traction (respectivement en compression) par rapport à la résistance normalisée à 28 jours en traction par fendage (respectivement en compression), et en traçant (fig. 6) ce rapport en fonction de la résistance f_{c28} , on peut dégager deux tendances majeures.

Tout d'abord, pour tous les bétons considérés, la résistance en compression à long terme est supérieure d'environ 15 % à la valeur à 28 jours, quelle que soit cette valeur f_{c28} . Ce résultat vaut pour les éprouvettes de laboratoire, conservées scellées selon la méthodologie justifiée [19], et pour des carottes prélevées sur ouvrage ou un élément témoin soumis aux intempéries. On peut donc considérer qu'il existe une marge de sécurité liée au durcissement du matériau (justifiant dans l'EC2 la valeur recommandée de 1 pour le coefficient α_{cc} – article 3.1.6 (1)P de [11]) qui ne dépend pas de la résistance du béton.

Le deuxième résultat est une chute continue et systématique de la résistance en traction, à peine significative pour les bétons ordinaires, mais directement liée à la résistance du béton, et aboutissant donc, pour les BHP, à des chutes de l'ordre de 10 % pour la gamme B80 et 20 % pour des BTHP de 120 MPa. Ces résultats ne peuvent être attribués à un artefact de dessiccation. Le type d'essai n'est pas en cause, quelques résultats de traction directe confirmant cette conclusion. On a pensé pouvoir relier ce phénomène au retrait endogène, qui augmente avec la résistance et peut conduire à une microfissuration interne compte tenu de la rigidité des granulats. Cependant, la cinétique de la perte de résistance apparaît comme assez différente, et aucun effet négatif n'est observé sur la résistance en compression. Au total, le phénomène est avéré, systématique, intrinsèque au matériau, et ne semble pouvoir s'expliquer que par des altérations chimiques des silicates de calcium hydratés, ou des autres hydrates de la pâte de ciment (dissolution de la portlandite ? dissolution – recombinaison des silicates pour favoriser un degré de coordination supérieur du silicium ?). Des investigations microstructurales délicates seraient utiles pour déterminer les causes probables de cette dégradation méca-

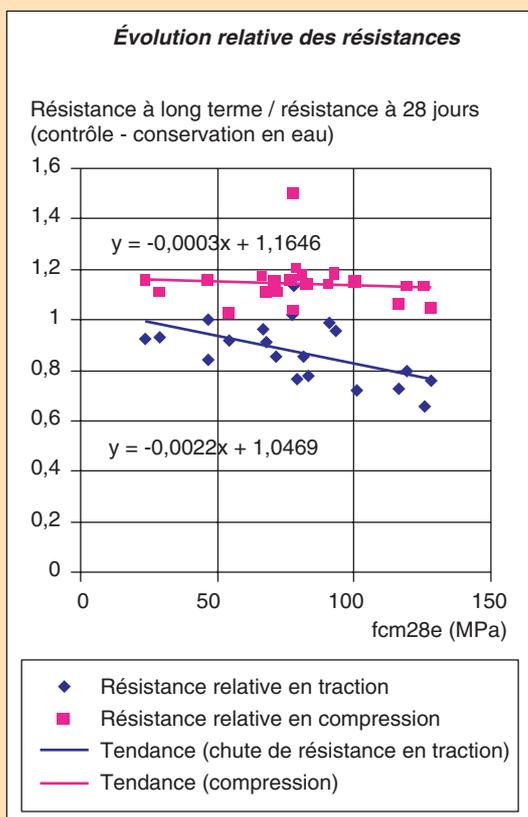


Fig. 6 - Résistances en traction et en compression à long terme, comparées à leur valeur de référence moyenne à 28 jours, en fonction de la résistance moyenne en compression à 28 jours après conservation en eau (f_{cm28e}).

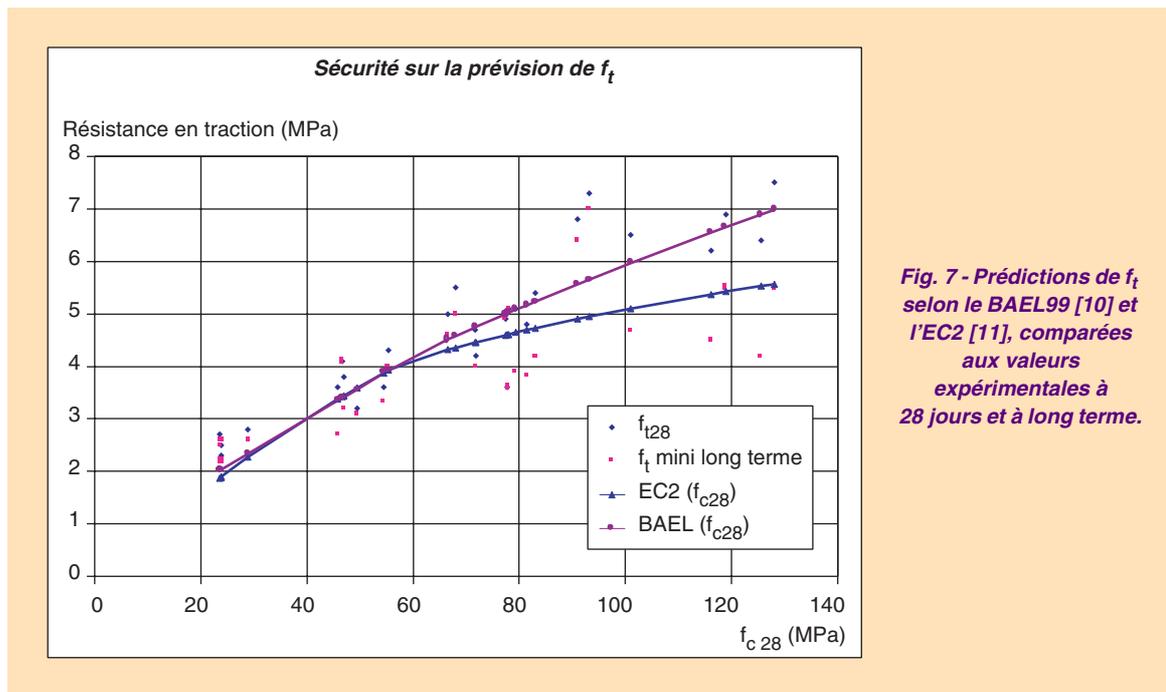


Fig. 7 - Prédications de f_t selon le BAEL99 [10] et l'EC2 [11], comparées aux valeurs expérimentales à 28 jours et à long terme.

nique, en confirmer la cinétique et l'amplitude, et apporteraient une contribution importante en termes de sûreté.

Dans l'attente d'une telle compréhension fine des mécanismes et de leurs causes, il est apparu comme important de s'assurer de la sécurité suffisante des dispositions réglementaires actuelles. On a vu que la formule du BAEL 99 (puissance 2/3 de f_{c28}) est bien calibrée vis-à-vis de la détermination de la résistance en traction par fendage sur éprouvettes normalisées conservées en eau. Du fait de la dégradation de la résistance avec le temps, cette formule surestime donc la valeur à long terme de la résistance en traction pour les BHP, et surtout les BTHP (fig. 7). Or, du point de vue des vérifications de tenue des ouvrages, on a besoin, en dehors de valeurs au jeune âge ($t < 28$ jours), d'une estimation sûre des résistances du béton « mûri ». Ainsi, pour la résistance en compression, on utilise f_{c28} parce que $f_{c28} = \inf f_{c(t)}$ pour $t > 28$ jours. Pour la résistance en traction, on doit estimer f_t « long terme » comme $\inf f_{t(t)}$ pour $t > 28$ jours. On peut donc proposer de corriger la corrélation f_t/f_c obtenue à 28 jours sur éprouvettes conservées dans l'eau, d'un facteur variant de 1 à 0,8 avec f_c dans la gamme B30 à B120. En tous cas, avec les B80 (limite actuelle), l'évaluation par la formule du règlement n'est plus très juste, et la « réserve » de f_c par rapport à la valeur de projet ne suffit pas toujours à garantir que f_{t28} soit au moins égale à la formule de prévision. La valeur de f_t ainsi obtenue (f_t « long terme ») serait à prendre à toutes les échéances, sauf éventuellement si l'on dispose d'essais probants au très jeune âge (3 à 7 jours) où la valeur de f_t a des chances d'être assez différente, car elle est influencée par l'histoire thermique, et où cette détermination expérimentale permettrait de conduire des justifications de court terme pour les seules phases constructives.

Par rapport au règlement BAEL, on peut donc proposer la démarche suivante, au moins pour les BHP et BTHP de la gamme testée (jusqu'à $f_c = 125$ MPa) :

- ❶ connaissant f_c visée pour le projet (f_{ck}), on calcule : $f_t = 0,6 + 0,06 f_c$, pour $f_c < 60$ MPa,
ou $f_t = 0,275 f_c^{2/3}$ pour $f_c > 60$ MPa

ce qui donne une indication de f_{t28} mesurable par fendage de cylindres conservés en eau ;

- ❷ on vérifie dans l'épreuve d'étude que f_{t28} mesurée sur cylindres conservés en eau est au moins égale à cette valeur (recommandation actuelle (article A.2.1, 12 de [10] et commentaire dans l'annexe F) dont il faut rappeler l'importance, sachant qu'on vérifie une dispersion de + ou - 30 % autour de cette valeur, suivant la formulation et notamment la nature des granulats) ;

- ❸ on prend pour les vérifications à toute échéance, et notamment à long terme, et sauf éventuellement avant 7 jours, la valeur f_{tLT} qui est une valeur pondérée :

$$f_{tLT} = (1 - 0,0025 f_{ck}) \cdot f_t \text{ avec (conformément aux formules du point 1 ci-dessus),}$$

$$f_t = 0,6 + 0,06 f_{ck}, \text{ pour } f_{ck} < 60 \text{ MPa},$$

$$\text{ou } f_t = 0,275 f_{ck}^{2/3} \text{ pour } f_{ck} > 60 \text{ MPa},$$

ou encore f_t = valeur **caractéristique** de la résistance en traction par fendage à 28 jours sur cylindres conservés en eau, si la donnée est disponible.

Cette dernière formule introduit un coefficient de 0,9 pour un B40 et, pour un B80, de 0,8, qui permet de retrouver une sécurité satisfaisante sur la population de bétons étudiés. Cette sécurité « supplémentaire » qu'on souhaite introduire, y compris pour les bétons ordinaires, ne semble pas injustifiée si l'on considère l'évolution de la fissuration pour des bétons anciens : la prise en compte de f_t devient probablement trop optimiste, par exemple dans les vérifications à l'effort tranchant. La démarche utilisée doit interdire (en précisant que f_{LT} s'applique à toutes les échéances) d'en tirer un avantage fictif en utilisant une valeur éventuellement trop favorable de f_c à long terme, puisque le paramétrage est effectué à partir de f_{ck} , valeur à 28 jours ;

④ cette valeur de calcul pour le projet est reprise dans la vérification d'exécution en utilisant la valeur caractéristique de résistance en compression à 28 jours comme donnée pour f_c (valeur déduite des données les plus représentatives disponibles, issues de la phase d'étude ou de convenance par exemple).

La démarche ci-dessus est cohérente avec la détermination de la résistance en traction dans le cadre du règlement français. En première approximation, on peut également noter que la formule de l'EC2 (article 3.1.2 (9) et tableau 3.1 de [11]), plafonnée à la valeur à 28 jours (ce qui invalide la formule 3.4 de l'article 3.1.2 (9) de [11]), fournit une estimation relativement sécuritaire de la résistance en traction minimale après 28 jours (fig. 7) ; il n'est alors pas nécessaire de la pénaliser encore, compte tenu qu'un coefficient 0,7 lui est appliqué pour définir une valeur caractéristique (5^e ligne du tableau 3.1 et article 3.1.6 (2) de [11]). Cette estimation peut être utilisée au stade du projet, l'EC2 indiquant que, compte tenu de la dispersion importante des résistances en traction pour une même résistance en compression, une détermination expérimentale peut être utile lorsqu'il s'agit d'une donnée sensible pour le dimensionnement (note de l'article 3.1.2 (9) de [11]). Si l'on a effectué cette détermination, on est alors ramené à l'étape 3.

Quels que soient finalement les raffinements utilisés pour prévoir la résistance en traction du béton et son évolution, il reste important de rappeler, au vu de tous ces résultats, qu'une bonne conception des structures en BHP doit favoriser d'importantes compressions dans le béton, et éviter des taux de travail élevés en traction, notamment à long terme. Cette exigence, finalement peu originale, vient confirmer la nécessité d'une certaine évolution des formes typiques des structures, optimisées pour les B40 [20].

Retrait et fluage des BTHP

■ La possibilité de charger le béton à un âge précoce constitue un avantage économique essentiel pour les BHP et les BTHP, compte tenu des hautes résistances atteintes dès quelques heures ou quelques jours. Cette possibilité implique néanmoins de maîtriser des déformations différées et des redistributions d'efforts, qui peuvent être importantes. L'amplitude des déformations différées des BHP et BTHP peut, à bon droit, être considérée comme sensiblement inférieure à celle des bétons ordinaires, toutes choses égales par ailleurs, sauf pour le retrait endogène [21]. Cependant, cette assertion se fonde essentiellement, pour le fluage, sur des résultats obtenus lorsque la maturité du béton lors du chargement, exprimée comme le rapport de la résistance à l'âge du chargement à la résistance à 28 jours, est supérieure à 0,6.

Les essais de retrait et de fluage entrepris dans le cadre du groupe BTHP du projet national BHP 2000 ont été réalisés sur des formules de 100 à 140 MPa de résistance moyenne, permettant d'étendre significativement les données [22] ayant permis la validation du modèle AFREM (à la base de l'annexe 1 du BPEL 99 [10]). Ils ont fait l'objet d'une démarche inter-laboratoires, de façon à mettre en évidence les difficultés de protocole et de mesure. Enfin, le choix des échéances de début de chargement pour les essais de fluage correspond à des stades caractéristiques : chargement à 28 jours qui constitue une référence pour les chargements permanents appliqués à long terme, chargement à 7 jours (au moment où la résistance atteint 80 % de la valeur de projet) typique des chargements qui s'appliquent en cours de construction, enfin chargement à 1 jour et demi (26 à 43 heures), caractéristique de ce vers quoi on peut tendre avec des BTHP et une programmation de chantier tendue. À

cet âge, la résistance des bétons étudiés atteignait 28 à 65 MPa, ce qui ne représentait pourtant dans deux cas qu'une maturité f_{cj}/f_{c28} égale à 0,26.

■ Le **retrait** total mesuré en laboratoire, pour les bétons M100B, M120C et M120B étudiés, au bout de 200 jours, les éprouvettes étant mises en équilibre avec une atmosphère à 50 % (± 5 %) d'humidité relative, reste inférieur à $350 \cdot 10^{-6}$, ce qui constitue globalement une valeur faible. Le retrait de dessiccation représente environ un tiers de cette valeur. Son amplitude à long terme dépend assez peu de l'âge à partir duquel la dessiccation a débuté.

Des difficultés météorologiques importantes ont été rencontrées. Cette question fait d'ailleurs encore l'objet de nombreuses recherches, et le consensus est difficile à trouver sur des protocoles de mesure fiables [23]. Tout d'abord, les déformations d'origine thermique, superposées aux variations dimensionnelles dues au retrait, représentent pour les éprouvettes de grande dimension (essais LCPC) jusqu'à $150 \cdot 10^{-6}$, et la présence ou non d'effets thermiques notables selon la taille des éprouvettes pourrait ne pas jouer de façon strictement additive. La définition de l'origine temporelle des mesures, lorsque la prise est fortement retardée, ce qui peut fréquemment être le cas pour les BTHP, constitue un deuxième facteur d'incertitude. Enfin, certaines séries de mesure ont conduit à observer des gonflements pendant une période assez longue après la prise (une dizaine de jours). Une explication possible est liée au mode de croissance, dit « interne », des hydrates [24], qui pourrait être privilégié au jeune âge en l'absence d'effets thermiques et avec un rapport eau/ciment réduit. La compréhension de ces phénomènes nécessiterait d'importants compléments d'investigation, la maîtrise du retrait des BTHP au jeune âge étant un enjeu important en terme de durabilité des ouvrages, dans la mesure où ce retrait risque souvent d'être gêné.

Les mesures de retrait peuvent être comparées aux prévisions du modèle AFREM [7, 14], extrapolé jusqu'à la résistance de 143 MPa atteinte pour l'une des fabrications (tableau II). En termes de valeurs asymptotiques, les prévisions concernant le retrait endogène et le retrait total sont satisfaisantes et plutôt sécuritaires pour le retrait total. Les écarts proviennent surtout de la prévision du retrait de dessiccation. Or, la formule mathématique actuelle (expression de $K(f_{c28})$ au paragraphe 3.3 de [7]) annule le retrait de dessiccation pour une résistance supérieure à 140 MPa environ. Pour un B120 dont la résistance vraie est voisine de 140 MPa, l'application directe de cette

TABLEAU II
Retrait des BTHP : valeur mesurée (notée par l'indice « exp. »)
et prévision « ligne à ligne » par le modèle AFREM du règlement (indice « rég. ») [7, 14].
Déformations différées en $\mu\text{m}/\text{m}$ après 200 jours environ

		M100 B	M120C	M120B
Retrait endogène exp.	LCPC	193	196	244
Retrait endogène rég.		190	244	181
Retrait endogène exp.	INSA		226	271
Retrait endogène rég.			215	230
Retrait de dessiccation (dessiccation à partir d'1 jour) exp.	LCPC	92	49	16
Retrait de dessiccation (dessiccation à partir d'1 jour) rég.		190	96	99
Retrait de dessiccation (dessiccation à partir de 7 jours) exp.	INSA		101	87
Retrait de dessiccation (dessiccation à partir de 7 jours) rég.			85	0
Retrait de dessiccation (dessiccation à partir de 28 jours) exp.	LCPC	127	74	76
Retrait de dessiccation (dessiccation à partir de 28 jours) rég.		190	91	109
Retrait total (dessiccation à partir d'1 jour) exp.	LCPC	285	245	260
Retrait total (dessiccation à partir d'1 jour) rég.		380	340	280
Retrait total (dessiccation à partir de 7 jours) exp.	INSA		327	358
Retrait total (dessiccation à partir de 7 jours) rég.			300	230
Retrait total (dessiccation à partir de 28 jours) exp.	LCPC	320	270	320
Retrait total (dessiccation à partir de 28 jours) rég.		380	335	290

formule n'est alors pas très judicieuse. Au total cependant, on peut conclure que le modèle AFREM peut, pour le retrait, s'étendre sans difficulté pour les BTHP jusqu'à une résistance caractéristique de 120 MPa, compte tenu de la dispersion connue sur les valeurs expérimentales de retrait au fluage, et des conditions actuelles de calibrage à partir d'essais de laboratoire [22].

■ Les résultats des essais de **fluage** sont également comparés aux prévisions du modèle AFREM [7, 14], en termes de déformations par unité de contrainte (tableau III). Les amplitudes des déformations différées correspondent à une échéance de mesure de 200 jours environ. Les déformations sont notoirement sous-estimées lorsque le chargement a lieu à une faible maturité, en particulier pour $f_{cj}/f_{c28} < 0,6$. Il faut noter qu'au moment du chargement à ces faibles maturités, la résistance du béton est très évolutive (augmentation de 3 MPa/h). Même pour les BTHP dans ce cas, le fluage de dessiccation n'est plus négligeable, la compacité du réseau d'hydrates n'étant pas encore stabilisée. En conséquence, si le matériau doit être chargé à un âge aussi précoce, ce qui n'est probablement pas à recommander du point de vue de la maîtrise des déformations, la validité des prévisions réglementaires du fluage n'est plus assurée, et une quantification spécifique doit être entreprise, à cause du risque de sous-estimation notoire des déformations visqueuses au jeune âge (le tableau indique en effet une sous-estimation dans un rapport pouvant atteindre 1,5 à 2,5). On notera qu'au contraire, si le chargement a lieu à maturité suffisante, les prévisions du modèle AFREM [7, 14] en termes de fluage sont satisfaisantes, jusqu'à des bétons de résistance moyenne 140 MPa environ, soit assez nettement au-delà du domaine initial de validation de ce modèle.

Par ailleurs, l'extrapolation des formules de l'EC2 [11] calibrées pour les BHP sans tenir compte de la présence ou non de fumée de silice (formules 3.11 à 3.13 de l'article 3.1.4 pour le retrait endogène, formules de l'annexe B pour le fluage et le retrait de dessiccation) conduit à une surestimation importante des déformations, et milite pour la conservation d'un modèle plus adapté aux bétons à très hautes performances, au moins pour les ponts, où cette question est plus sensible. Cela a conduit à un complément important pour la partie « ponts » de l'Eurocode (parties B.3 à B.5 de l'annexe B du PR EN 1992-2), pour les versions postérieures à celle de décembre 2002 (« stage 32 »).

TABLEAU III
Fluage des BTHP (20 °C - 50 % HR) et prévision réglementaire (BPEL 99 [14])
Déformations différées en $\mu\text{m}/\text{m}$ MPa après 200 jours environ

	M100B		M120C			M120B		
Âge lors du chargement	31 h	28 j	26 h	7 j	28 j	43 h	7 j	28 j
f_{cj}/f_{c28}	0,26	1	0,26	0,76	1	0,54	0,82	1
Laboratoire en charge des essais	LCPC	LCPC	LCPC	INSA	LCPC	LCPC	INSA	LCPC
Déformations instantanées exp.	39	18	32	21	19	22	18	17
Déformations instantanées rég.	32	18	29	21	17	22	18	17
Fluage propre exp.	32	11	39	10	11	15	9	10
Fluage propre rég.	21	11	18	10	10	14	9	10
Fluage de dessiccation exp.	29	0	5	4	0	7	5	1
Fluage de dessiccation rég.	4	3	3	1	1	2	1	1
Fluage total exp.	61	11	44	14	11	22	14	11
Fluage total rég.	25	14	21	11	11	16	10	11

Sollicitations tangentes : contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant des poutres

■ Lors de la définition du programme du groupe BTHP, on a considéré que la prise en compte réglementaire de la résistance au cisaillement des BHP et BTHP, notamment dans la gamme 80-120 MPa, ne faisait pas l'objet d'une justification suffisamment complète et méritait des investigations complémentaires [1, 16]. Les travaux expérimentaux du groupe dans ce domaine s'inscrivent ainsi dans un vaste effort français et européen de recherche expérimentale, en préparation de l'adop-

tion des Eurocodes, concernant le dimensionnement à l'effort tranchant (voir par exemple [25-29]). Le travail sur des matériaux caractérisés de façon très complète, l'étude de formules relativement nombreuses de façon à couvrir correctement la gamme 50-120 MPa, la considération de situations de dimensionnement assez diverses et la confrontation aux règles du BAEL 99 et de l'EC2 constituent les principales originalités de cet apport. L'enjeu principal des études réalisées est de déterminer de façon sûre le ferrailage minimal vis-à-vis du cisaillement, lorsqu'il est requis, de façon à éviter les comportements fragiles de parties de structures où l'effort tranchant ou les efforts localisés induisent des cisaillements importants et des tractions induites, et où on pourrait craindre un comportement fragile des BHP, compte tenu d'une moindre mobilisation de l'engrènement après fissuration.

Une importante série d'essais a été réalisée pour quantifier le cisaillement mobilisable au niveau d'une **reprise de bétonnage**. Des difficultés de réalisation expérimentale ont été rencontrées, compliquant l'interprétation compte tenu des faciès de rupture obtenus, et limitant le nombre de résultats significatifs. On peut cependant en retenir les conclusions suivantes :

- l'absence de traitement des reprises (surface coffrée ou surface « brute » non talochée) conduit à un cisaillement mobilisable faible et qui n'augmente pas avec la résistance du béton. Les limites françaises actuelles ([10] article A.5.3, 3 et annexe F) concernant l'absence de couture des reprises ($0,055 f_{cj}^{1/2}$), et ([10] article A.5.1, 23 et annexe F) la contribution du béton dans les reprises traitées ($0,14 f_{cj}^{1/2}$) restent assez largement inférieures au cisaillement expérimental (de l'ordre de 2 MPa). En revanche, la formule 6.25 de l'EC2 (paragraphe 6.2.5, articles (1) et (2) de [11]) est prise en défaut, la valeur de cisaillement ultime obtenue étant sensiblement inférieure à la prévision, notamment dans le cas de la surface « brute », qu'on ne peut (même pour le B50) considérer comme « lisse » ;
- la désactivation, qui permet d'obtenir une rugosité de la surface de reprise en rapport avec la dimension et la rugosité des granulats, permet de mobiliser un cisaillement variant de 70 à 90 % du cisaillement ultime de référence obtenu sur un corps d'épreuve monolithique. L'efficacité de ce traitement augmente avec la résistance, dans la gamme 50-120 MPa étudiée. Pour le pourcentage d'armatures transversales relativement typique utilisé dans l'expérimentation (0,36 %), la formule 6.25 de l'EC2 (paragraphe 6.2.5 de [11]) conduit à une sécurité satisfaisante. Comme l'indique la formule empirique citée dans [15], le coefficient d'efficacité des armatures, qui fait intervenir un angle de frottement interne, devrait augmenter avec la résistance en compression en $f_{cj}^{1/3}$. Le coefficient μ de l'EC2, qui pondère cette participation des armatures de couture en fonction de la rugosité de l'interface, étant constant, la marge augmente donc nettement avec la résistance. En effet, la résistance obtenue expérimentalement vaut 1,5 fois la prévision (surface supposée « avec indentation ») dans le cas du M50C, et 2,5 à 3 fois la valeur calculée dans le cas du M75C et du M120C.

Au total, s'il reste tout à fait indispensable de traiter les surfaces de reprise, faute de quoi on doit considérer que la surface est « très lisse », la prévision des cisaillements mobilisables, pour les surfaces rendues rugueuses, à l'aide des formules de l'EC2 [11] reste tout à fait sécuritaire pour le cas des BHP et des BTHP, et ce probablement d'autant plus que des armatures bien ancrées dans le BHP limitent l'ouverture éventuelle du joint.

■ Le **dimensionnement des armatures transversales des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant** fait intervenir, dans le BAEL, un terme homogène à une résistance au cisaillement, dit de « contribution du béton » même s'il intègre également un effet de goujon des armatures de flexion (article A.5.1, 23 de [10]). La dépendance (en f_{tj} jusqu'à 40 MPa, puis en $f_{cj}^{1/2}$) de ce terme vis-à-vis de la résistance du béton est à confirmer dans la gamme des hautes résistances. En outre, si la justification des poutres armées vis-à-vis de l'effort tranchant repose, dans l'EC2, sur une modélisation assez différente (mécanisme de bielles) et ne fait pas directement intervenir la résistance du béton cisailé (paragraphe 6.2.3 de [11]), du moins trouve-t-on pour les éléments non armés à l'effort tranchant (paragraphe 6.2.2 de [11]) plusieurs formules intégrant un terme « de contribution du béton », dont la dépendance en $f_c^{1/3}$ (formule 6.2.a de 6.2.2 (1) en [11]) doit de même être validée si possible jusqu'à B120.

L'analyse des données de la littérature a conduit à définir le programme expérimental pour tenir compte :

- des effets d'échelle, avec des essais sur poutrelles ($h = 30$ cm) et sur poutres ($h = 60$ cm) ;
- de la géométrie, avec des essais sur poutres rectangulaires et en T ;

- d'un engrenement plus ou moins élevé pour des bétons de même résistance en compression (deux formules avec deux types de granulats pour $f_c = 100$ et 120 MPa) ;
- et, enfin, de la dispersion importante attachée à ce type d'expérimentation (tous les essais sur poutrelles ont ainsi été doublés).

Les essais ont été réalisés sur éléments non armés transversalement, ou armés au pourcentage minimum (extrapolé à partir des règles françaises, article A.5.1, 22 de [10]). La conception des expérimentations et la définition des corps d'épreuve a en outre visé à :

- assurer une rupture par effort tranchant (« traction diagonale ») dans les conditions de fonctionnement normal d'une poutre (portée d'effort tranchant a telle que son rapport a/d à la hauteur utile d (profondeur des armatures tendues) soit supérieur à 3, ce qui permet d'assurer un mécanisme de treillis). On s'est ainsi efforcé de prévoir une charge de ruine en flexion supérieure d'environ 15 % à la charge correspondante de ruine par effort tranchant. La prévision pour cette dernière repose sur les formules empiriques de Kordina [30, 31] ;
- assurer une traction suffisante dans la membrure tendue (si possible plastification des aciers longitudinaux) pour ne pas surestimer la capacité de la poutre, c'est-à-dire éviter les poutres surarmées ;
- éviter une rupture par déchaussement de l'acier longitudinal inférieur sur appui (ne pas sous-estimer la capacité de la poutre) ;
- adopter un ferrailage longitudinal identique ou proche pour les essais parallèles avec et sans cadres (déduction « directe » de la contribution des cadres) : cela n'a été effectif que pour les poutrelles ;
- instrumenter de façon assez complète les éléments testés, pour disposer d'éléments de recoupement dans l'analyse du mécanisme de ruine et des éventuels mécanismes parasites.

La réalisation des expérimentations (fig. 8) a été partagée entre différents organismes, selon la géométrie des corps d'épreuve et la valeur moyenne de résistance visée :

CEBTP :	six poutres hautes en T	$f_c = 75, 100, 120$ MPa
INSA Toulouse :	huit poutrelles	$f_c = 75, 120$ MPa
LCPC :	dix poutrelles	$f_c = 50, 100, 200$ MPa
IUT Béthune :	six poutres hautes rectangulaires	$f_c = 75, 100, 120$ MPa
CERIB :	huit poutrelles	$f_c = 100, 120$ MPa (basalte)

Ce partage des tâches a inévitablement induit, malgré les précautions prises, des sources de dispersion, liées à la fabrication du béton (incertitudes de dosage, dont on a vu l'effet relativement modéré sur la résistance en compression, mais qui a conduit à des fluctuations importantes de la résistance en traction), aux conditions de conservation (hygrométrie ambiante, variations de l'âge lors de l'essai) et, surtout, au pilotage de l'essai : paliers d'effort (INSA T., IUT B.), paliers d'effort puis de flèche (CEBTP), ou rampe effort puis flèche (LCPC, CERIB). Malgré la recherche d'un mécanisme « pur » de ruine en cisaillement, on a donc obtenu des variations notables de l'inclinaison de la fissure conduisant à la ruine, même si la rupture a bien toujours été initiée par fissuration diago-

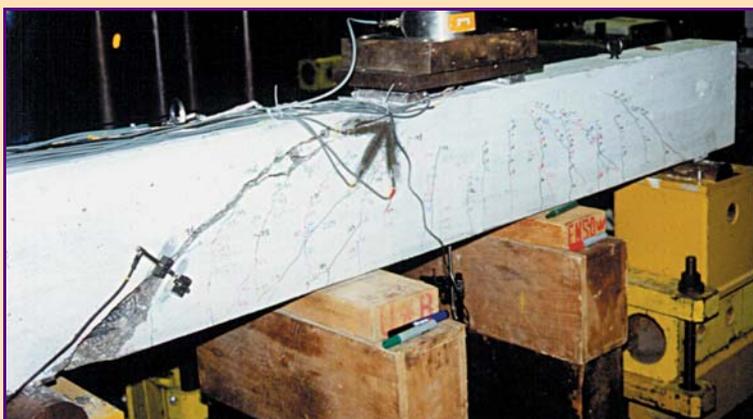


Fig. 8 - Rupture à l'effort tranchant d'une poutrelle en M100C armée transversalement.

nale dans l'âme (fig. 9). Les principaux écarts rencontrés, compliquant l'interprétation des résultats expérimentaux, sont les suivants :

- présence d'un effet d'arc pouvant conduire à une surestimation artificielle de la résistance (essais de certaines poutrelles non armées transversalement) ;
- rupture prématurée par éclatement de l'enrobage autour de l'acier inférieur près de l'appui, à la base de la bielle (fig. 10), ou par rupture d'adhérence autour de l'acier longitudinal (problème quasi-systématique pour les poutres en T et concernant la moitié des poutres rectangulaires hautes ; pour les poutrelles, l'éclatement du béton parfois observé semble au contraire une conséquence de la rupture initiée dans l'âme). L'éclatement de l'enrobage dû à l'effet de goujon des armatures longitudinales est probablement lié à l'atteinte d'une ouverture limite de la fissure critique. De ce fait, il pourrait y avoir un effet d'échelle défavorable aux poutres hautes, lorsque le ferrailage transversal est minimal comme dans les conditions testées ici.

L'apport de ductilité a en effet été confirmé pour les poutrelles armées transversalement au pourcentage minimal. En revanche, pour les poutres hautes (rectangulaires ou en T), l'éclatement d'enrobage a conduit à une rupture prématurée plutôt fragile. Le caractère suffisant du ferrailage transversal minimal n'a donc pas pu être validé dans tous les cas.

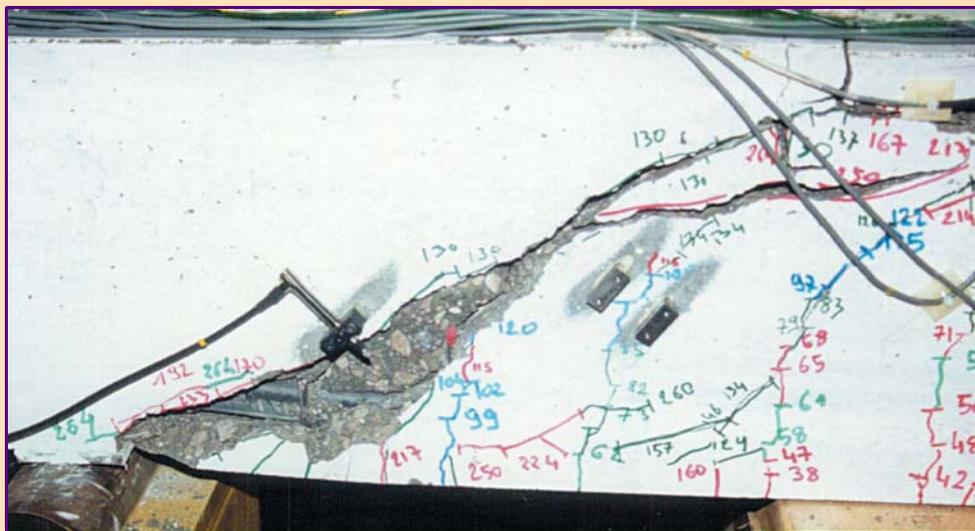


Fig. 9 - Fissuration diagonale critique d'une poutrelle en M100C armée transversalement.

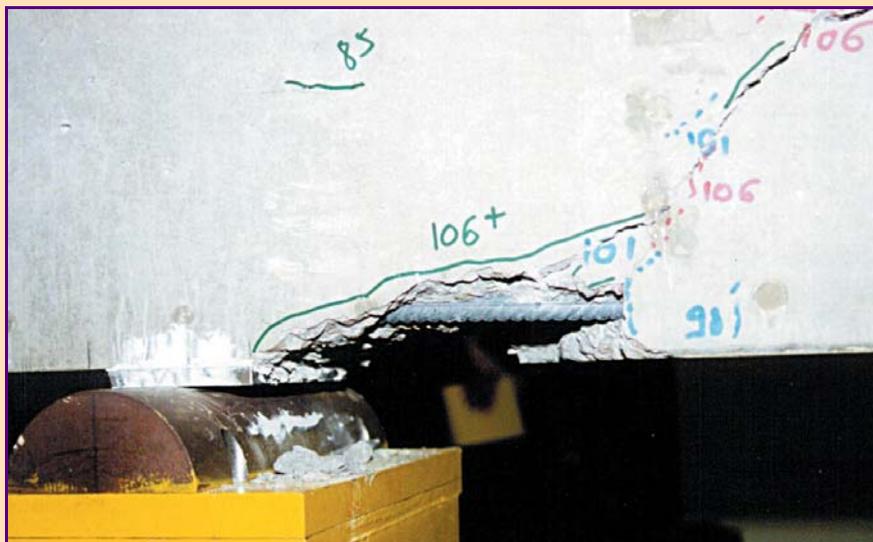


Fig. 10 - Éclatement d'enrobage à la base de la bielle critique, lors d'un essai à rupture d'une poutrelle en M50C non armée transversalement.

L'interprétation des résultats s'est appuyée pour les poutres non armées sur les formules de prévision identifiant le terme de contribution du béton (EC2 [11] pour les poutres non armées, formule de Kordina [30, 31], BAEL 99 extrapolé [10]) et pour les poutres armées sur la formule de l'EC2 (méthode des bielles d'inclinaison variable) et du BAEL 99 (supposant un mécanisme de treillis à 45°). Ces formules (valables pour les BHP au-delà de 50 MPa) sont rappelées ci-après :

■ Formule de Kordina

$$V = \left(\frac{7}{8}\right) b_0 d \left[\sqrt{\frac{f_c/0,82}{10}} \sqrt[3]{\rho_l} \frac{1}{\sqrt[4]{0,1 \cdot d}} \right] \cdot \left(0,795 + 0,293 \cdot \left(3,5 - \frac{a}{d}\right)^{5/2} \right) + \left(\frac{7}{8}\right) b_0 d \rho_t \cdot f_y$$

avec Contribution « du béton » Contribution des cadres

d avec hauteur utile (à exprimer en cm dans le facteur qui décrit l'effet d'échelle) ; f_c , résistance en compression du béton (à exprimer en MPa) ; b_0 , largeur d'âme ; f_y , limite d'élasticité des cadres ; a/d , portée d'effort tranchant (ici constamment égale à 3) ; ρ_l , pourcentage longitudinal d'armatures (taux de renforcement à exprimer en %) ; ρ_t , taux de ferrailage transversal.

Par rapport aux variantes de cette formule, on ne tient pas compte d'un facteur d'échelle sur la contribution des cadres, dont le calibrage semble suspect (comme dans [31], suivant en cela [32]) ; en revanche, on intègre celui s'appliquant à la contribution du béton (issue de [30]). Pour les poutres en T, on a considéré la correction proposée par B. Fouré, tenant compte pour le terme béton d'une largeur participante de la table, correspondant à une largeur fictive b_0^* d'où un pourcentage longitudinal fictif ρ_l^* :

$$b_0^* = b_0 + (b - b_0) \cdot \frac{t}{h} + (b' - b_0) \cdot \frac{t'}{h}$$

b et t désignant respectivement la largeur et l'épaisseur de la table de compression, b' et t' celles du talon, b_0^* remplaçant la largeur d'âme b_0 dans les formules.

■ BAEL 99

$$V = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot b_0 d \sqrt{f_c} + 0,9 \cdot b_0 d \rho_t \cdot \frac{f_y}{\gamma_s}$$

La comparaison avec les résultats de l'expérimentation s'effectue sur la base de la formule (issue de l'article A.5.1,23 de [10]) privée des coefficients de sécurité matériau. On a considéré ou non, de la même façon, la largeur fictive b_0^* pour le terme de contribution du béton des poutres en T.

■ EC2

Pour les poutres non armées (article 6.2.2. (1) de [11] avec dispositions nationales possibles), toujours avec les mêmes notations et en explicitant le coefficient de sécurité matériau du béton γ_c :

$$V = b_0 d \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \rho_l \cdot f_c)^{1/3}$$

avec une valeur plancher (effective ici pour un seul cas) de

$$b_0 d \cdot 0,4 \cdot 0,7 \cdot \frac{2,12 \ln \left[1 + \frac{f_c - 8}{10} \right]}{\gamma_c}$$

Pour les poutres armées (article 6.2.3 de [11]), en notant γ_c le coefficient de sécurité matériau de l'acier et θ l'angle d'inclinaison des bielles dans le mécanisme de rupture considéré :

$$V = b_0 d \cdot 0,9 \rho_t \cdot \frac{f_y}{\gamma_s} \cdot \cot(\theta) \quad (\text{on exclut la rupture par écrasement de la bielle en compression}).$$

On peut admettre que, pour ces poutres peu armées transversalement, l'angle θ sera voisin du minimum, géométrique ($\cotg \theta = a/d$, ici voisin de 3) ou réglementaire ($\cotg \theta < 2,5$), et peu dépendant du béton.

Enfin, comme pour tout calibrage de formule réglementaire, la comparaison avec les résultats de l'expérimentation se fait sur la base de la formule sans coefficients de sécurité matériau.

On note que l'EC2 exclut de considérer une largeur fictive b_0^* pour les poutres en T (définition de b_w en 6.2.3. (1) de [11]).

TABLEAU IV
Effort tranchant ultime, prévision réglementaire et observations

Béton	Labo.	ρ_t (%)	f_c (eau) (MPa)	τ_u (exp) (MPa)	V_u (exp) (KN)	V_u EC2 (KN)	V_u BAEL (kN)	exp/calc EC2	exp/calc BAEL sans b^*	Obs.
M50C	LCPC	0	51	1,4	55	51,8	58,5	1,06	0,94	
	LCPC	0	51	1,4	53	51,8	58,5	1,02	0,91	
	LCPC	0,094	51	1,6	61	52,9	79,6	1,15	0,77	
	LCPC	0,094	51	1,8	71	52,9	79,6	1,34	0,89	
M75C	INSA	0	80	1,7	66	66,5	73,3	0,99	0,90	
	INSA	0	73	1,7	65	64,5	70,0	1,01	0,93	
	INSA	0,127	77	2,6	100	62,2	96,7	1,61	1,03	
	INSA	0,127	68	2,8	109	62,2	92,4	1,75	1,18	
	IUT B	0	93	1,4	122	113,3	171,7	1,08	0,71	
	IUT B	0,13	91	3,2	268	132,7	223,0	2,02	1,20	
	CEBTP	0	79	1,4	119	156,1	158,3	0,76	0,75	Rupture d'adhérence
CEBTP	0,13	81	2,5	209	136,4	214,8	1,53	0,97		
M100C	LCPC	0	106	1,7	68	78,6	84,3	0,87	0,81	f_t faible
	LCPC	0	106	1,6	63	78,6	84,3	0,80	0,75	f_t faible
	LCPC	0,154	104	3,4	132	86,6	118,2	1,52	1,12	
	LCPC	0,154	104	3,1	119	86,6	118,2	1,37	1,01	
	IUT B	0	111	2,5	216	126,5	187,6	1,71	1,15	
	IUT B	0,16	119	3,1	262	163,3	259,6	1,60	1,01	
	CEBTP	0	108	1,4	121	183,0	185,1	0,66	0,65	Rupture d'adh. et éclatement d'enrobage
CEBTP	0,16	101	3,0	251	181,6	251,6	1,38	1,00		
M120C	INSA	0	105	3,4	133	78,3	83,9	1,70	1,58	Arc
	INSA	0	123	2,7	107	82,6	90,8	1,30	1,18	Arc
	INSA	0	118	1,7	66	81,4	89,0	0,81	0,74	
	INSA	0,174	114	2,8	109	92,1	124,3	1,18	0,88	
	INSA	0,174	109	3,5	136	92,1	122,3	1,48	1,11	
	IUT B	0	116	1,6	135	132,5	191,8	1,02	0,70	Problème de fabrication
	IUT B	0,18	121	3,4	292	183,7	269,4	1,59	1,08	
	CEBTP	0	115	1,2	104	197,3	191,0	0,53	0,54	Rupture d'adhérence
CEBTP	0,18	116	3,0	251	204,3	273,5	1,23	0,92		
M100B	CERIB	0	100	1,9	76	77,1	81,9	0,99	0,93	
	CERIB	0	104	2,4	95	78,1	83,5	1,22	1,14	
	CERIB	0,154	100	3,9	151	88,8	117,4	1,70	1,29	
	CERIB	0,154	98	3,6	139	88,8	116,6	1,57	1,19	
M120B	CERIB	0	127	2,4	92	83,4	92,3	1,10	1,00	
	CERIB	0	120	2,4	94	81,9	89,7	1,15	1,05	
	CERIB	0,174	111	3,8	148	89,3	122,0	1,66	1,21	
	CERIB	0,174	118	3,3	127	89,3	124,7	1,42	1,02	

Les efforts de ruine obtenus sont comparés aux prévisions réglementaires (tableau IV), tandis que les différentes formules de prévision sont comparées aux résultats expérimentaux, en moyenne et par catégorie de poutres étudiées (tableau V). La représentation graphique du rapport effort expérimental/prévision réglementaire, en fonction de la résistance, ne met pas en évidence de tendance importante (fig. 11). Cela indique que la dépendance vis-à-vis de la résistance du béton est correctement prise en compte, ou du moins que l'extrapolation des diverses formules aux BHP et BTHP ne modifie pas en moyenne la marge de sécurité, et ce, aussi bien pour la méthode EC2 que pour la formule du BAEL.

TABLEAU V
Qualité de la prévision par le calcul selon les différentes formules

<i>Expérience/Calcul</i>	BAEL	Kordina	EC2	BAEL sans b*	Kordina sans b*
<i>Moyenne</i>	0,950	0,887	1,267	0,979	0,909
<i>Moyenne (poutrelles)</i>	1,022	0,895	1,271	1,022	0,895
<i>Moyenne (poutres en T)</i>	0,623	0,687	1,015	0,806	0,818
<i>Moyenne (poutres non armées)</i>	0,887	0,827	1,040	0,914	0,848
<i>Moyenne (poutres armées)</i>	1,016	0,951	1,506	1,049	0,973
<i>Moyenne (poutres hautes et en T)</i>	0,800	0,871	1,259	0,892	0,937

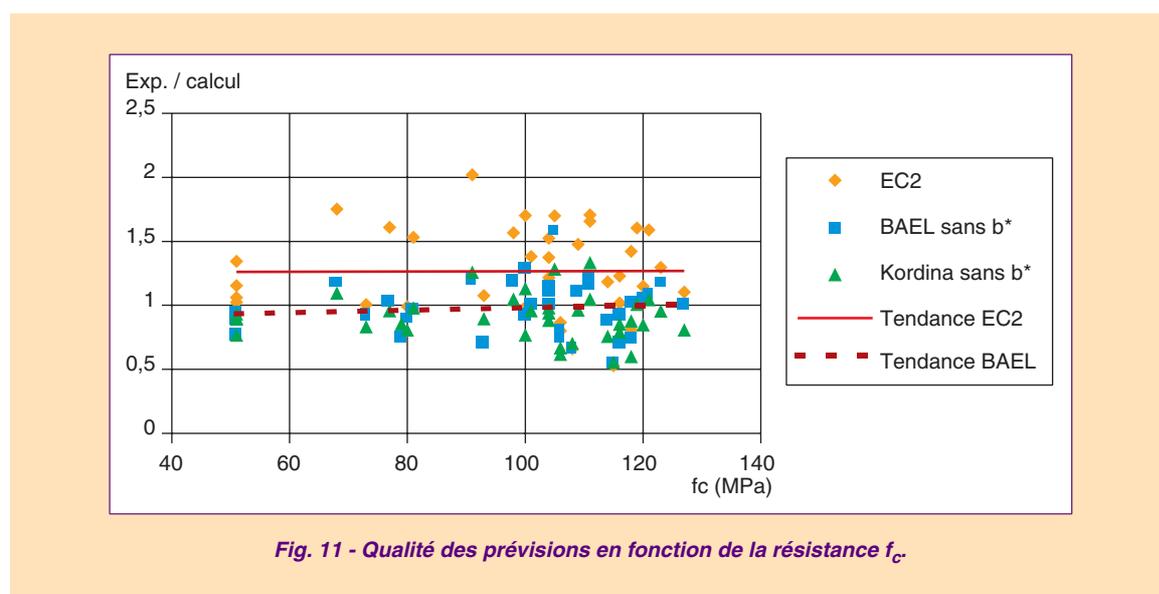


Fig. 11 - Qualité des prévisions en fonction de la résistance f_c .

On note que la prévision de l'EC2, même sans coefficient de sécurité matériau, conduit à une marge moyenne de 27 % (coefficient de sécurité « modèle » implicite). La prévision est presque toujours sécuritaire, aux exceptions suivantes près : cas des poutres en T où on a observé une rupture de l'enrobage et une perte d'adhérence en pied de bielle autour des aciers de flexion, et cas de poutrelles non armées en M100C et M120C pour lesquelles la résistance en traction du matériau, mesurée à titre d'information, se trouvait anormalement basse. La prévision de l'EC2 pour les poutres non armées est en moyenne juste sécuritaire, la dépendance vis-à-vis de f_c et la prise en compte de l'effet d'échelle semblant assez raisonnablement précises. La méthode des bielles d'inclinaison variable s'applique ici de façon dégradée, en ce sens que, compte tenu du ferrailage transversal faible, l'angle de la bielle pris en compte est limité forfaitairement, et la contribution du béton n'intervient plus. Dans ces conditions, la résistance prévue est très largement sécuritaire. Notamment, pour les poutrelles en BTHP dont la résistance en traction est élevée (M100B et M120B), armées au pourcentage transversal minimal, la prévision de l'EC2 semble trop largement sécuritaire. De même, comme l'indique le diagramme expérience – prévision par le calcul (fig. 12), l'écart entre l'expérience et le calcul est particulièrement élevé pour les poutres hautes ou en T, armées au pourcentage

minimal, où la résistance du béton a été correctement mobilisée et conduit à des charges ultimes élevées. On peut se demander finalement si la méthode des bielles d'inclinaison variable ne cherche pas à favoriser un dimensionnement relativement abondant en aciers transversaux, qui permettent de mobiliser les bielles de béton « au maximum », alors que, pour un ferrailage transversal faible, il subsiste une contribution du béton non négligeable.

L'examen des formules de Kordina et du BAEL, prenant éventuellement en compte une largeur de table participante pour les poutres en T, n'est pas concluant dans les conditions de l'étude et conduit à des prévisions indûment optimistes. Certes, les poutres en T étudiées, peu ferrillées transversalement, et pour lesquelles la résistance du béton en traction était relativement faible, ont pour une large part manifesté des mécanismes de rupture prématurée. On a par ailleurs noté que la résistance en traction des formules M100C et M120C est assez nettement inférieure à ce que laisse prévoir la formule du BAEL 99 (f_t reste pratiquement identique du M75 au M120). On s'était sciemment placé dans cette condition défavorable, et il s'avère que les conséquences vis-à-vis du cisaillement en sont, elles aussi, affectées.

Dans les conditions de l'étude (ferrailage transversal minimal ou absent), la formule du BAEL (sans tenir compte de la largeur fictive b^*) se trouve juste calibrée en moyenne sur la série d'essais, avec un rapport expérience/prévision proche de 1 pour les poutrelles, et légèrement supérieur à 1 pour les poutres armées (ce qui justifie *a posteriori* le ferrailage transversal minimal). Globalement, la corrélation expérience/calcul est donc assez bonne (fig. 12).

Cependant, c'est particulièrement pour les poutres hautes et en T que la prévision n'est pas sécuritaire. L'absence d'effet d'échelle dans la formule, et les ruptures prématurées observées expérimentalement à cause de mécanismes parasites, expliquent ce résultat. La sous-estimation moyenne, de 10 à 20 %, consomme une partie de la marge apportée par les coefficients de sécurité sur les matériaux. On peut penser que, pour ces poutres hautes peu armées, l'hypothèse d'une contribution additive des cadres, en quantité minimale, est optimiste. En effet, ceux-ci permettent juste de s'assurer que la « contribution du béton » est correctement mobilisée, et n'assurent peut-être pas à coup sûr le contrôle de l'ouverture de la fissure critique, au point que l'éclatement du béton d'enrobage puisse intervenir prématurément.

L'ensemble de ces résultats, qui souligne une fois de plus la dispersion des données expérimentales concernant les phénomènes d'effort tranchant, est à replacer dans un vaste contexte international de révision des dispositions réglementaires dans ce domaine. Ce travail reste en partie à effectuer vis-à-vis notamment de la préparation des Eurocodes et de la phase dite de calibration. Il faut également noter que les essais (comme beaucoup d'essais de laboratoire dans ce domaine) ont été réalisés dans

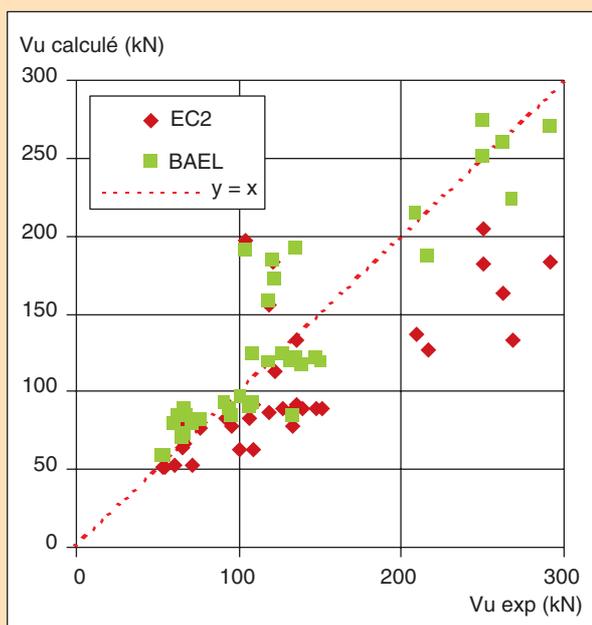


Fig. 12 - Prévision réglementaire comparée à l'expérience (corrélation moyenne obtenue pour l'EC2 : 0,73 ; corrélation moyenne obtenue pour le BAEL : 0,92).

des conditions où la portée d'effort tranchant est restée pratiquement constante et voisine de 3, ce qui n'est ni général ni représentatif des cas de poutres ou de dalles les plus courants. Des compléments de vérification seront donc à prévoir.

Zones soumises à des efforts localisés : consoles courtes, charges concentrées de compression

■ La valorisation des BTHP conduit à l'application d'efforts importants, sur des éléments de géométrie réduite. Une prise en compte réglementaire correcte s'impose, vis-à-vis d'un risque de rupture fragile en cas de ferrailage insuffisant (notamment dans la direction transversale aux efforts appliqués). Deux situations typiques, les consoles courtes et les prismes soumis à des compressions concentrées, ont été étudiées au sein du groupe BTHP.

Les expérimentations sur sept corps d'épreuve pourvus de **consoles courtes** (fig. 13 et 14, où la console est dite courte quand $a/h < 1$) ont été réalisées à l'aide des bétons M75C, M100C et M120C. Les résultats ont été intégrés dans une analyse [33] utilisant l'ensemble des résultats disponibles dans la littérature (essais de Bourget, Fattuhi, Foster, Khadraoui, Kriz, Lin, Mattock, Robinson et Yong), analyse fondée sur les propositions détaillées par B. Fouré pour justifier l'extension du règlement français aux B80 [16]. La justification pour ce type d'éléments consiste à comparer le cisaillement conventionnel moyen au niveau du plan de glissement à deux valeurs correspondant, d'une part à une rupture de la bielle de béton par écrasement en compression τ_u^b , d'autre part à la rupture par plastification de l'acier de flexion au niveau de l'encastrement τ_u^f . Le dimensionnement d'aciers de couture répartis le long du plan de glissement s'effectue par rapport à la plus faible des

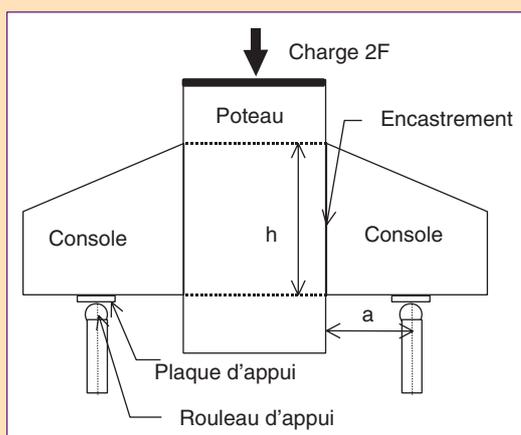
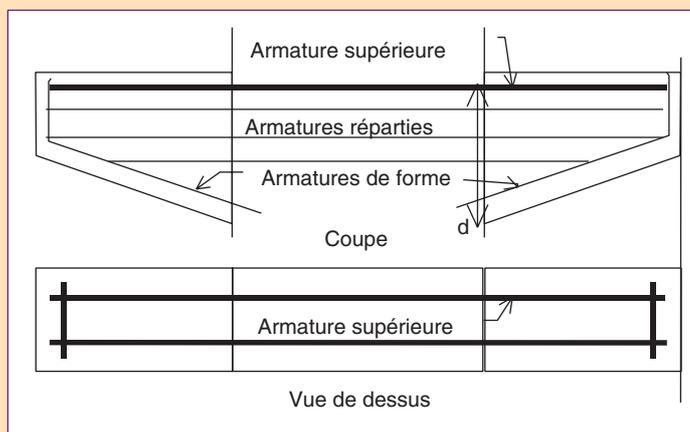


Fig. 13 - Consoles courtes en position d'essai.

Fig. 14 - Ferrailage de deux consoles encastrées dans le poteau.



deux valeurs $\tau_{u_th} = \min(\tau_u^b, \tau_u^f)$, avec une valeur minimale correspondant à un ratio λ par rapport à l'aire de l'acier de flexion, supérieur à 10 %. $\delta = d/a$ est le paramètre adimensionnel caractérisant la hauteur utile de la console d par rapport au bras de levier a de la charge appliquée. Il est d'autant plus grand que la console est courte ou que la charge est appliquée près du plan de glissement. Sa valeur est plafonnée à quatre dans le BAEL (article E.6.2,2 dans [10]).

Pour les bétons ordinaires, ces vérifications sont résumées comme suit :

$$\tau_u^b = \min\left(0,03 \cdot (2 + \delta) \cdot \frac{1,5}{\gamma_b} f_c, 4\text{MPa}\right) \quad \tau_u^f = \rho_s \delta \frac{z}{d} \frac{f_{es}}{\gamma_s}$$

$$\lambda = \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12 \cdot \tau_{u_th}}{(1,5/\gamma_b) \cdot f_c} - 1 \right) > 1/10$$

Pour les bétons dont la résistance en compression dépasse 40 MPa (annexe F de [10], complétant l'article E.6.2,2), et afin d'assurer une continuité, l'expression de τ_u^b se complique légèrement, et tient compte d'une dépendance non linéaire de la résistance d'une bielle vis-à-vis de f_c . En outre, la définition des armatures réparties, qui correspond à un cisaillement du plan fictif de glissement, tient compte d'une résistance au cisaillement variant comme $f_c^{1/2}$. La valeur de δ reste plafonnée à quatre. Les vérifications deviennent donc :

$$\text{pour } 1 \leq \delta \leq 2,44 \quad \tau_u^b = \tau_u^{b1} = 0,077 \cdot (2 + \delta) \cdot \frac{1,5}{\gamma_b} \cdot f_c^{2/3} ;$$

$$\text{pour } 2,44 \leq \delta \leq 4 \quad \tau_u^b = \tau_u^{b2} = \tau_u^{b1} - 0,9(\delta - 2,44) .$$

L'expression de τ_u^f est inchangée :

$$\tau_u^f = \rho_s \delta \frac{z}{d} \frac{f_{es}}{\gamma_s} \quad \text{avec toujours : si } \delta < 1,67 \quad \frac{z}{d} = 0,7(0,1\delta + 1) \quad \text{si } \delta > 1,67 \quad \frac{z}{d} = 2,4 \left(0,1 + \frac{4}{\delta} \right)$$

$$\lambda = \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{1,9 \cdot \tau_{u_th}}{(1,5/\gamma_b) \cdot f_c^{1/2}} - 1 \right) > 1/10$$

Les figures 15 et 16 présentent l'évolution de τ_{u_exp}/τ_{u_th} en fonction, respectivement, de f_c et de δ , pour l'ensemble des données expérimentales, les expressions de τ_{u_th} utilisées pour la vérification ayant leurs coefficients de sécurité matériau pris égaux à 1.

Les valeurs $\tau_{u_exp}/\tau_{u_th} < 1$ sont exclusivement obtenues dans le cas de consoles réalisées en béton courant et sans armatures réparties (ce qui les rend non réglementaires au sens du BAEL, article E.6.1 de [10]). Même si le nombre d'essais diminue quand la résistance à la compression du béton augmente, la figure 15 montre que le rapport τ_{u_exp}/τ_{u_th} semble bien indépendant de la valeur de la résistance à la compression du béton.

Par contre, la figure 16 montre que τ_{u_exp}/τ_{u_th} dépend de δ : dans le cas d'utilisation de BHP pour réaliser des consoles avec armatures réparties et testées avec δ entre 2,5 et 3, les valeurs de τ_{u_exp}/τ_{u_th} sont plus élevées. Les valeurs les plus faibles correspondent aux consoles réalisées en béton courant, sans armatures réparties et testées avec δ entre 3,5 et 4. Pour les essais réalisés avec δ entre 1 et 2, on ne note pas de différence entre les consoles réalisées en béton courant ou en BHP avec ou sans armatures réparties. Les relations de dimensionnement du BAEL 99 [10] sont donc sécuritaires car les contraintes de rupture théoriques obtenues à partir des relations de validation sous-estiment les contraintes de rupture avec un rapport τ_{u_exp}/τ_{u_th} qui varie entre 1 et 3. Le rapport τ_{u_exp}/τ_{u_th} est en moyenne un peu plus élevé pour les consoles réalisées en BHP que pour celles réalisées en béton courant. Il est en moyenne plus faible pour les consoles sans armature répartie que pour celles qui en sont munies. La transposition de ces résultats et la vérification de sécurité des dimensionnements reste à étudier vis-à-vis des dispositions de l'EC2.

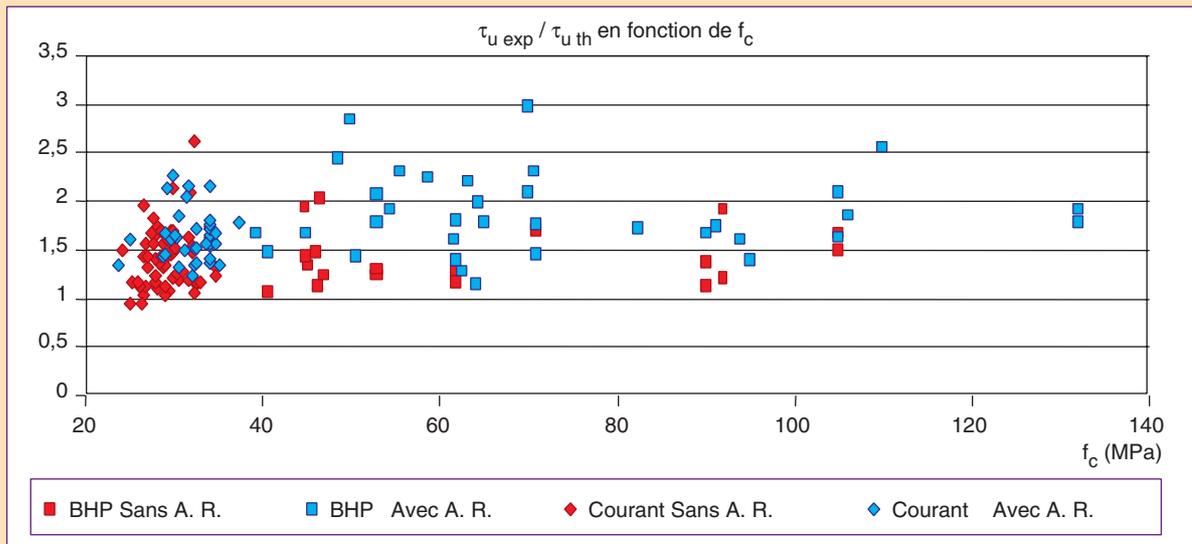


Fig. 15 - Évolution de $\tau_{u \text{ exp}}/\tau_{u \text{ th}}$ en fonction de f_c pour les consoles réalisées en béton courant et en BHP, avec (Avec A.R.) ou sans (Sans A.R.) armatures réparties.

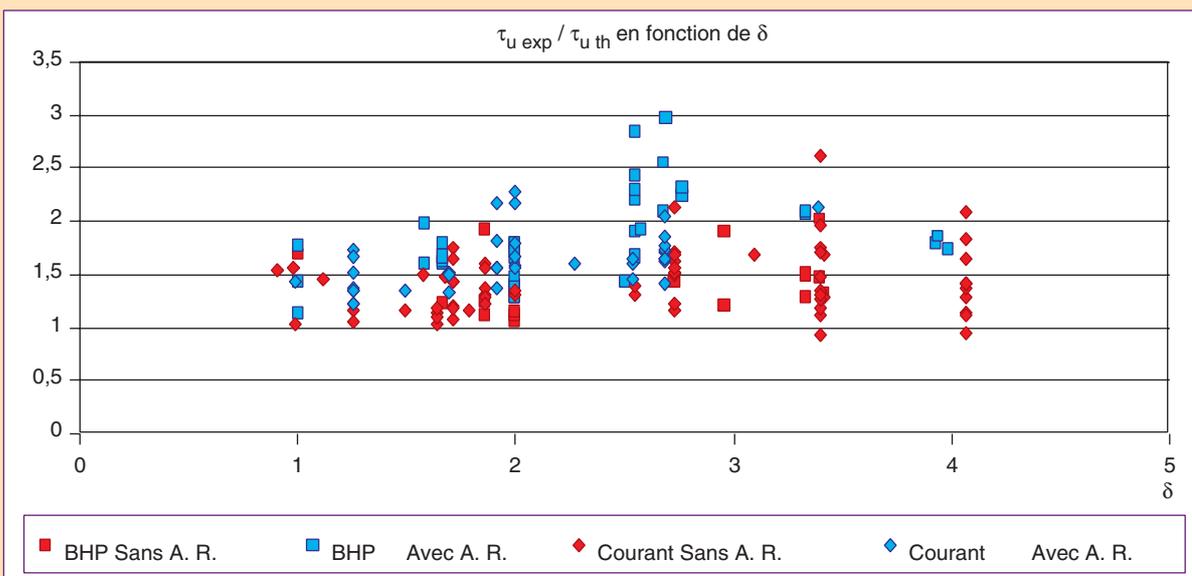


Fig. 16 - Évolution de $\tau_{u \text{ exp}}/\tau_{u \text{ th}}$ en fonction de δ pour les consoles réalisées en béton courant et en BHP, avec (Avec A.R.) ou sans (Sans A.R.) armatures réparties.

■ La vérification du dimensionnement des **zones soumises à des charges concentrées** (article A.8.4 de [10]) a été entreprise sur la base d'essais sur prismes de 20 cm d'arête, constitués de bétons de résistances comprises entre 50 et 120 MPa, avec une instrumentation conséquente, compte tenu du nombre relativement limité de données expérimentales disponibles pour des BHP [34]. La charge maximale applicable pour ce type d'élément, qui peut notamment correspondre au support d'un about de poutre ou à un bloc d'ancrage de câble de précontrainte, s'exprime dans le règlement BAEL actuel (formule de l'article A.8.4, 12 de [10]) comme un facteur géométrique multiplié par la résistance en compression du béton, le ferrailage transversal étant dimensionné à partir de cet effort. On a profité de la mise au point de cette expérimentation pour tester, de façon prospective, des blocs de bétons fibrés ultra-performants, en l'occurrence des blocs de bétons de poudres réacti-

ves – actuellement connus au sein de la gamme ®Ductal [35, 36]. Pour ces matériaux, dont la résistance en compression dépasse 200 MPa, et pour lesquels on cherche à éliminer le ferrailage secondaire compte tenu de la présence de 2 à 3 % de fibres métalliques, la justification expérimentale de la possibilité d'application d'efforts concentrés dans des pièces de relativement petites dimensions, sans difficultés de diffusion de ces efforts ni risque d'éclatement, constitue un enjeu important en termes d'applications potentielles [37].

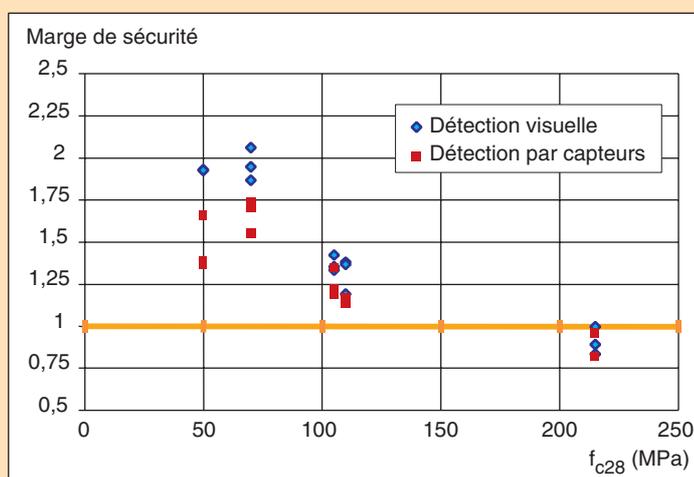
L'analyse des essais réalisés [38] montre que le mécanisme qui doit être retenu pour correspondre à l'ELU, car il est susceptible d'amorcer des instabilités, est la fissuration qui se produit parallèlement à la direction de la charge (fig. 17), et qui peut rapidement conduire, notamment pour les BHP et BTHP, à un éclatement du béton d'enrobage. Les mesures et détections de ce mécanisme par observation de la fissuration, mesure des déformations des aciers transversaux, et analyse des déplacements transversaux globaux de l'élément à la hauteur critique de la zone de régularisation, se complètent pour confirmer cette identification. Or ce mécanisme est lié à la résistance en traction du béton, et non à f_c .

La marge de sécurité de la prévision réglementaire (fig. 18) diminue ainsi nettement entre 50 et 120 MPa (tout en restant quand même supérieure à 1 pour cette dernière valeur), et passe même au-dessous de l'unité pour un béton à ultra-hautes performances. Il serait donc nettement préférable que



Fig. 17 - Essais de compression localisée sur prismes. Fissuration et rupture de l'enrobage.

Fig. 18 - Charge d'apparition de fissures, constituant éventuellement des amorces d'instabilité, rapportée à la charge maximale réglementaire autorisée.



la charge limite R_u de ce type d'élément soit paramétrée par la résistance en traction f_{tj} , ou au minimum pour les BHP par $f_c^{2/3}$. On peut proposer un facteur correctif sur R_u égal à 1 pour les bétons courants, et lié, pour les BHP, au rapport de la résistance en traction prévue par le règlement au-delà de 60 MPa (en $f_c^{2/3}$), à l'extrapolation de la formule linéaire usuelle.

Certes, dans la mesure où la charge de rupture est surestimée, le ferrailage transversal est surabondant et le niveau de ductilité augmente artificiellement pour les prismes en BTHP testés (fig. 19). Il n'y a donc pas d'enjeu de sécurité immédiat à modifier la formule du BAEL correspondante, mais plutôt un enjeu d'économie, et le souci de ne pas sur-ferrailer transversalement ce type de pièces. On s'est en effet rapidement trouvé pour le béton de 120 MPa à la limite des dispositions constructives autorisées en termes d'espacement des cadres, ce qui renforce le risque d'une rupture brutale de l'enrobage et d'une instabilité, une fois que la fissuration est amorcée.

Par ailleurs, l'absence actuelle de prescriptions précises dans l'EC2 concernant ce type d'éléments [11] a conduit, en se référant utilement aux conclusions de l'étude décrite ici, à effectuer une proposition de complément à l'annexe J. Cette proposition est actuellement intégrée (partie J.4) à l'annexe J de la partie « ponts » (pr EN 1992-2, pour les versions postérieures à celle de décembre 2002, « stage 32 »).

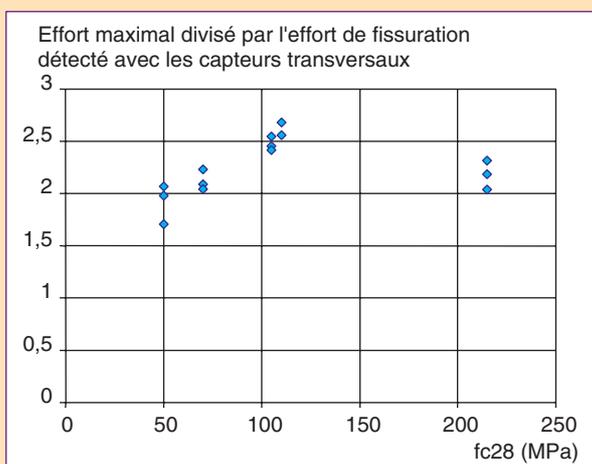


Fig. 19 - Illustration de la ductilité apportée par le ferrailage transversal une fois la fissuration amorcée.

Conclusions

Les études expérimentales réalisées au sein du groupe BTHP du projet national BHP 2000 ont permis de constituer une importante base de données pour l'amélioration des prescriptions réglementaires, de leur bien-fondé scientifique, et de la maîtrise de leur incertitude, dans le domaine des bétons de 80 à 120 MPa de résistance en particulier. Ces travaux, complémentaires des études visant à améliorer la valorisation des BTHP dans les projets [39], ont mis en évidence les limites de certaines dispositions, conservatrices par excès d'ignorance ou de dispersion des phénomènes, ou insuffisamment prudentes pour des bétons dont les propriétés, compte tenu des possibilités élargies de formulations, s'écartent parfois sensiblement des relations moyennes prévues par les codes.

Pour les BHP et BTHP, on a vu que la résistance en traction était souvent une propriété sensible pour le dimensionnement de structures précontraintes, en particulier lorsque la conception s'effectue par extrapolation des formes structurelles classiques [39]. Les essais et analyses effectuées renforcent la recommandation qui conduit à vérifier f_{t28} au cours de la phase d'étude, en se fondant sur la détermination classique (fendage – conservation sous eau). On a à nouveau mis en évidence la nécessité de soigner la cure, surtout quand f_t est critique au jeune âge. Enfin, par rapport aux taux de travail et à l'expression de la résistance prévus dans le BAEL 99, il semble préférable de ne mobiliser le BHP en traction à long terme qu'avec un taux de travail réduit (de l'ordre de 0,6 f_t), ou de se fonder sur la résistance en traction (moins favorable) prévue par l'EC2.

Concernant la résistance au cisaillement des éléments de structure, tant les prévisions réglementaires de résistance à l'effort tranchant pour les poutrelles, selon le BAEL 99, que le critère $\tau - \sigma$ du BPEL, ou que le dimensionnement des consoles courtes, apparaissent sûrs et bien calibrés, sans variation excessive du niveau de sécurité avec la résistance du béton. Le ferrailage minimal des poutres hautes en BTHP selon le BAEL 99, vis-à-vis de l'effort tranchant, serait à revoir à la hausse. La résistance à l'effort tranchant de poutres hautes, rectangulaires ou en T, peu armées, est prévue de façon moins précise, mais avec une marge de sécurité plus importante par l'EC2, qui assure en moyenne un coefficient de sécurité « modèle » vis-à-vis de l'effort tranchant de l'ordre de 1,25. Ce coefficient pourrait être utile pour couvrir la dispersion des résultats expérimentaux dont l'origine ne se situe pas seulement dans les propriétés du matériau. Les dispositions de l'EC2 concernant les reprises de bétonnage sont sûres, sous réserve de traiter effectivement les surfaces de reprise, faute de quoi il faut considérer la surface comme « très lisse ». Enfin, le dimensionnement des zones soumises à une charge concentrée de compression doit fonder la limitation d'effort sur la résistance en traction du béton, ou sur une puissance 2/3 de la résistance en compression, ce qui n'est pas le cas actuellement dans le BAEL 99, et pour lequel un complément a été introduit dans l'EC2 partie « ponts » (les prescriptions étant quasi-inexistantes à ce sujet dans la partie « généralités et bâtiment » [11]).

Enfin, la validité du modèle AFREM dit « de fluage scientifique » pour les BTHP a pu être vérifiée pour des bétons dont la résistance f_{c28} atteint 130 MPa, lorsque l'on considère notamment les déformations à long terme pour un béton chargé à une maturité f_{cj}/f_{c28} supérieure à 0,6. En revanche, pour des bétons chargés de façon précoce, quand $f_{cj} < 0,6 f_{c28}$, le fluage (notamment de dessiccation) est fortement sous-estimé, et une quantification particulière des déformations différées s'impose, compte tenu de l'importance de celles qui peuvent s'accumuler peu de temps après la mise en charge à un stade où le matériau est encore très évolutif.

Certes, le travail du groupe BTHP ne constitue qu'une étape de l'appropriation des bétons à très hautes performances par les ingénieurs de structure. L'intérêt de tels matériaux a été clarifié, ainsi que les éventuels points faibles, qui nécessitent en particulier de rechercher surtout de fortes compressions, en restant prudent sur les taux de travail en traction. Le travail, en cours, d'élaboration et de conversion de l'EC2, doit bénéficier des données issues de ce programme, ainsi que de la mise à jour du code-modèle européen. Des directions d'études complémentaires ont été proposées, l'incorporation des données du projet national dans l'ensemble de la littérature scientifique internationale constituant un travail de longue haleine débordant largement le cadre du groupe.

Enfin, les questions de sécurité mécanique, de déformations différées et de maintien dans le temps des propriétés du matériau ne sont pas séparables d'une démarche globale concernant la durabilité des ouvrages. Celle-ci inclut évidemment les travaux du groupe « Durabilité » concernant les transferts d'agents agressifs, la résistance au gel, ceux du groupe « Feu » concernant la résistance à l'incendie, sans omettre la prise en compte de l'exothermie du matériau et de ses effets à court et long terme, etc. Sur ces sujets, tout en poursuivant autant que nécessaire des approches sectorielles pointues, il semble de plus en plus nécessaire d'intégrer dans un compromis rationnel les différentes demandes ayant une incidence sur la durabilité globale des ouvrages. L'approche performancielle, qui se met en place pour spécifier des propriétés de durabilité du matériau, apparaît comme une voie prometteuse. Un des constats majeurs, en fin de ce programme, est que les performances améliorées, attendues pour les ouvrages en BHP et BTHP, requièrent absolument une vue d'ensemble pour l'ingénierie de ces matériaux, qui intègre rationnellement, plus encore que par le passé, la perspective de la durée de vie et de service des ouvrages, et les propriétés qui permettent de la garantir.

Remerciements. Cet article constitue la seconde partie d'une synthèse des travaux du groupe de travail BTHP du projet national BHP 2000, animé par F. Toulemonde entre 1995 et 2002. Les membres du groupe ayant contribué à la réalisation d'études rapportées dans le cadre de cet article sont cités ci-après :

Mmes M. Bourget (IUT de Reims), I. Schaller, LCPC puis SETRA.
MM. M. Behloul (Bouygues), C. Boulay, J.-L. Clément, F. de Larrard, R. Le Roy, F. Toulemonde (LCPC), F. Buyle-Bodin (IUT de Béthune puis EUDIL), A. de Chefdebien (CERIB), B. Fouré (CEBTP), A. Le Méhauté (LRPC de Saint Brieu), L. Lessirard (Bonna), B. Mesureur, P. Pimienta (CSTB), G. Pons, M. Pinglot, P. Munoz (INSA de Toulouse), J.-M. Siwak, G. Pecqueur, V. Gotuwka (Mines de Douai).

Des données fournies par les LRPC de Blois, Strasbourg, Autun et Bordeaux ont été utilisées avec profit, grâce à la diligence de MM. D. Angot, D. Duval,

G. Métais et K. Ounoughi. Les équipes techniques du LCPC, sous la responsabilité d'A. Belloc, du CSTB, de Bouygues (site des Sablons) et de Campenon-Bernard (site d'Achères), ont été particulièrement mobilisées pour la fabrication des corps d'épreuve. Les auteurs leur expriment ici toute leur gratitude. Ils remercient également D. Brazillier, directeur technique du projet National BHP 2000, pour son soutien au cours de ces travaux.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] De LARRARD F., Récapitulatif des besoins en recherche pour un règlement à 100-120 MPa, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 151-152.
- [2] CUSSON D., PAULTRE P., High-strength concrete columns confined by rectangular ties, *ASCE Structural Journal*, **120**(3), **1993**, pp. 783-804.
- [3] LÉGERON F., PAULTRE P., Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load, *ACI Structural Journal*, **97**(4), **1999**, pp. 591-601.
- [4] PAULTRE P., LÉGERON F., MONGEAU D., Influence of concrete strength and ties yield strength on the behavior of high-strength concrete columns, *ACI Structural Journal*, **98**(4), **2001**, pp. 490-501.
- [5] PAULTRE P., MITCHELL D., Seismic response of high-strength concrete structures, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn & Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 457-471.
- [6] Proposition AFREM d'annexe « béton à hautes performances » du règlement BAEL, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 7-11.
- [7] Proposition AFREM d'annexe « béton à hautes performances » du règlement BPEL, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 13-23.
- [8] De LARRARD F., BAROGHEL-BOUNY V., Vieillesse des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. I – Généralités et caractéristiques mécaniques initiales des bétons, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **225**, mars-avril, **2000**, pp. 51-65.
- [9] De LARRARD, Structures granulaires et formulation des bétons, *Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA 34**, LCPC, Paris, **2000**.
- [10] *Règles BAEL 91 modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites)*, fascicule n° 62 titre 1^{er} section I du CCTG applicable aux marchés publics de travaux, JO du 16 février **1999**.
- [11] *prEN 1992-1-1, Eurocode 2 : calcul des structures en béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments*, CEN, avril **2003**.
- [12] LECOMTE A., DE LARRARD F., MECHLING J.-M., Résistance à la compression de bétons hydrauliques au squelette granulaire non optimisé, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **234**, septembre-octobre, **2001**, pp. 89-106.
- [13] GOTUWKA V., *Étude expérimentale du comportement mécanique des bétons à très hautes performances sous sollicitations multiaxiales simples et complexes*, thèse de l'université de Lille, **1999**.
- [14] *Règles BPEL 91 modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites)*, fascicule n° 62 titre 1^{er} section II du CCTG applicable aux marchés publics de travaux, JO du 16 février **1999**.
- [15] FOURÉ B., DE LARRARD F., PAULTRE P., Justifications sous sollicitations normales, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 31-41.
- [16] FOURÉ B., Justifications sous sollicitations tangentés, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 43-52.
- [17] PERSSON B., *Quasi-instantaneous and long-term deformations of high-performance concrete, with some related properties*, Lund Univ. report TVBM-1016, **1998**.
- [18] De LARRARD F., A survey of recent researches performed in the French LPC network on high-performance concrete, *proc. 3rd Int. Symp. on utilization of HSC/HPC*, Lillehammer, Norvège, **1993**.
- [19] TOUTLEMONDE F., LE MAOU F., Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation. Le point sur quelques techniques de laboratoire, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **203**, **1996**, pp. 105-119.

- [20] HELLAND S., Utilization of HPC, *Proc. 4th Int. Symp. on the utilization of High Strength/High Performance Concrete*, LCPC – Presses de l'ENPC, Paris, **1996**, pp. 67-73.
- [21] LE ROY R., Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, *Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA 22**, LCPC, Paris, **1996**.
- [22] LE ROY R., DE LARRARD F., PONS G., Calcul des déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 63-84.
- [23] GARCIA-BOIVIN S., Retrait au jeune âge du béton. Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène, *Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA 37**, LCPC, Paris, **2001**.
- [24] BARCELO L., Béton au jeune âge, mesure en continu des déformations endogènes de la phase liante, dès le coulage du matériau, mémoire de DEA, INSA de Lyon – Lafarge LCR, **1997**.
- [25] CLADERA A., MARI A., Shear strength of reinforced high-strength concrete beams, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 205-219.
- [26] FUJITA M. et al., Size effect on shear capacity of RC beams using HSC without shear reinforcement, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 235-245.
- [27] PELLEGRINO C., BERNARDINI A., MODENA C., Shear failure of HSC beams with variable shear span-to-depth ratios, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 473-484.
- [28] RUSSEL H.G., BRUCE R.N., ROLLER J.J., Fatigue and shear behavior of HPC bridge girders, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 543-552.
- [29] RUSSO G. et al., Shear strength analysis for normal and high-performance concrete beams, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 553-567.
- [30] KORDINA K., BLUME F., Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, **Haft 364**, Ernst et Sohn, Berlin, **1985**, 52 p.
- [31] KORDINA K., HEGGER J., Zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken, *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 1, **1987**, pp. 5-9.
- [32] CASANOVA P., Bétons renforcés de fibres métalliques. Du matériau à la structure, *Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA 20**, LCPC, Paris, **1996**.
- [33] BOURGET M., DELMAS Y., TOUTLEMONDE F., Experimental study of the behaviour of reinforced high-strength concrete short corbels, *Materials and Structures*, vol. 34, avril, **2001**, pp. 155-162.
- [34] CLÉMENT J.-L., Modélisation du comportement d'éléments de structure en béton à hautes performances soumis à des forces localisées et à du poinçonnement, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **spécial XIX**, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, LCPC, Paris, **1996**, pp. 53-62.
- [35] RICHARD P., CHEYREZY M., Les bétons de poudres réactives, *Annales de l'ITBTP*, mars-avril, **532**, **1995**, pp. 85-102.
- [36] AFGC-SETRA, *Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations provisoires*, collection « documents scientifiques et techniques » de l'AFGC, ouvrage préparé par le groupe de travail BFUP animé par J. Resplendino, **2002**.
- [37] GANZ H.R., ADELIN R., Mini anchorages for Reactive Powder Concrete, *New technologies in structural engineering*, paper ref. s.1 #30, international FIP conference, Lisbon, Portugal, 2-5 July, **1997**.
- [38] BOULAY C., Experimental study on reinforced VHSC prisms under concentrated loading, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 177-192.
- [39] TOUTLEMONDE F., LÉGERON F., BRAZILLIER D., Rational structural design using HPC in some typical bridge structures, *High strength/High performance concrete, Proc. of the 6th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, 16-20 juin 2002, Leipzig, König, Dehn et Faust eds, vol. I, **2002**, pp. 797-812.

Rapports d'études du groupe BTHP en relation avec cet article

Des informations détaillées sont fournies dans les rapports d'études produits par le groupe, cités ci-après, et disponibles auprès de l'IRES, de la DRAST, ou de leurs auteurs.

■ Formulation, caractérisation des bétons et fourniture des matériaux

- *Projet national BHP 2000. Formulations de référence. I Composition des bétons et mode de fabrication*, F. de Larrard, A. Belloc, LCPC, mai 1996.
- *Projet national BHP 2000. Formulations de référence. II Propriétés mécaniques jusqu'à l'âge de 90 jours*, F. de Larrard, A. Belloc, C. Boulay, D. Kaplan, S. Renwez, T. Sedran, LCPC, décembre 1996.
- *Fourniture de BPR, coulage et étuvage de corps d'épreuve. Caractérisation du BPR*, note de M. Cheyrezy, Bouygues, mai 1998.
- *Aptitude au moulage en faible épaisseur et grande hauteur*, F. Leblanc, Bonna Sabla, avril 2000.
- *Caractérisation mécanique de bétons à hautes performances. Bétons d'étude du projet national BHP 2000, groupe BTHP : synthèse*, F. Toutlemonde, LCPC, janvier 2001.

■ Études à visée réglementaire sur poutres, poteaux et zones singulières

- *Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton THP. Etude préliminaire (dimensionnement des poutres)*, B. Fouré, CEBTP, octobre 1996.
- *Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton THP. Réalisation des essais (rapport intermédiaire)*, B. Fouré, CEBTP, mars 1997.
- *Étude du dimensionnement des éléments de structure en BTHP soumis à des forces localisées de compression*, C. Boulay, F. Toutlemonde, LCPC, mars 1998.
- *Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton THP. Interprétation des essais et exploitation de la bibliographie*, B. Fouré, N. Maouche, CEBTP, juin 1998 (2 volumes).
- *Dimensionnement des consoles courtes en béton THP*, M. Bourget, Y. Delmas, IUT Reims, décembre 1998.
- *Comportement des surfaces de reprise de bétonnage vis-à-vis du cisaillement pour les bétons de très hautes performances*, S. Bernardi, B. Mesureur, P. Rivillon, CSTB, mars 1999.
- *Résistance à l'effort tranchant de poutres en BTHP de grande section*, F. Buyle-Bodin, T. Chartier, E. Wirquin, Université d'Artois, mars 1999.
- *Caractérisation de la résistance à l'effort tranchant de poutres en béton à très hautes performances*, A. de Chefdebien, CERIB, mars 1999.
- *Résistance à l'effort tranchant de poutrelles en M50C, M100C et en BPR. Étude expérimentale*, I. Schaller, LCPC, août 1999.
- *Résistance à l'effort tranchant des poutres rectangulaires en BHP de calcaire : M75C et M120C. Description des essais et récapitulation des résultats*, M. Pinglot, INSA Toulouse, septembre 1999.
- *Dimensionnement des consoles courtes et validation*, M. Bourget, Y. Delmas, IUT Reims, octobre 1999.
- *Étude du dimensionnement des éléments de structure en BTHP soumis à des forces de compression localisées*, C. Boulay, J.-L. Clément, F. Toutlemonde, P. Fakhri, K. Verok, LCPC, février 2001.
- *Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton THP. Complément d'étude*, B. Fouré, CEBTP, décembre 2001.

■ Études de caractérisation des BTHP pour l'ingénieur de projet

- *Étude du retrait et du fluage des bétons M100 et M120*, R. Le Roy, F. Le Maou, C. Boulay, LCPC (rapport partiel), septembre 1997.
- *Retrait/Fluage des bétons de résistance 120 MPa chargés à 7 jours. I - Epreuves de convenance et propriétés mécaniques jusqu'à l'âge de 28 jours*, P. Munoz, G. Pons, G. Escadeillas, INSA Toulouse, avril 1997.
- *Retrait/Fluage des bétons de résistance 120 MPa chargés à 7 jours. II - Comportement en compression uniaxiale et résultats de retrait et de fluage*, P. Munoz, G. Pons, G. Escadeillas, INSA Toulouse, mars 1998.
- *Retrait/Fluage des bétons de résistance 120 MPa chargés à 7 jours. (synthèse)*, P. Munoz, G. Pons, G. Escadeillas, INSA Toulouse, novembre 1998.
- *Caractérisation des bétons hautes performances en torsion*, V. Gotuwka, G. Pecqueur, J.-M. Siwak, G. Potier, Mines de Douai, février 1999.
- *Étude du retrait et du fluage des bétons M100 et M120*, R. Le Roy, F. Le Maou, C. Boulay, LCPC (rapport final), février 1999.
- *Caractérisation des bétons hautes performances en traction par flexion*, G. Pecqueur, J.-M. Siwak, G. Potier, Mines de Douai, avril 1999.

- *Caractérisation de 6 bétons d'étude en traction directe*, P. Pimienta, CSTB, septembre 1999.
- *Maintien dans le temps de la résistance en traction des bétons à hautes et très hautes performances*, F. Toutlemonde, LCPC, novembre 2000.
- *Retrait des bétons de résistance 120 MPa. Comportement anélastique des BTHP au jeune âge*, P. Munoz, G. Pons, G. Escadeillas, INSA Toulouse, (version 3), décembre 2000.
- *Simulations numériques des essais de caractérisation mécanique par un modèle de fissuration probabiliste*, J.-L. Tailhan, H. Colina, LCPC, novembre 2002.

■ Synthèse

- *Projet National BHP 2000. Groupe Bétons à Très Hautes Performances. Synthèse et conclusions des travaux réalisés « Comportement mécanique du BHP et durci et BTHP »*, F. Toutlemonde, LCPC, novembre 2002.