

***Utilisation des
bétons projetés
pour la
réparation et le
renforcement
des structures***

Fascicule technique ASQUAPRO

Utilisation des bétons projetés fibrés pour la réparation et le renforcement des structures

1	PREAMBULE	4
2	INTRODUCTION.....	6
2.1	Les bétons projetés fibrés pour la réparation et le renforcement de structure	6
2.2	Les différents types de fibres utilisables	7
3	LA CARACTERISATION DES BETONS FIBRES DE STRUCTURE.....	9
3.1	Comportement en traction post-fissuration	9
3.2	Objectif des essais.....	10
3.3	Les différents essais normalisés.....	10
3.4	Démarche proposée	13
3.5	Valeur moyenne, valeur caractéristique.....	13
4	METHODES DE CALCUL POUR LE BETON FIBRE.....	15
4.1	Principes généraux	15
4.2	Justification de la ductilité.....	15
4.3	Coefficients partiels de sécurité.....	17
4.4	Coefficient d'orientation des fibres K.....	17
4.5	Vérification en flexion simple ou composée	17
4.6	Exemples de domaine d'emploi pertinent	19
5	PROBLEMATIQUES GENERALES	23
5.1	Choix de la méthode de projection	23
5.2	Fluage	24
5.3	Corrosion et durabilité.....	24
5.4	Résistance au feu des structures.....	25
5.5	Résistance à la fissuration due au retrait	26
6	FORMULATION ET FABRICATION DU BETON.....	27
6.1	Rappel de considérations sur l'introduction de fibres dans les bétons projetés.....	27
6.2	Composition du béton fibré.....	27
6.3	Fabrication du béton fibré.....	28
7	MISE EN OEUVRE.....	29
7.1	Travaux de préparation du support	29
7.2	Spécificités du matériel pour la projection des fibres	29
7.3	Spécificités de la projection pour éviter les pertes de fibres.....	30
7.4	Traitement des reprises	30

7.5	Traitement de surface	30
8	ELEMENTS DE REDACTION DES C.C.T.P. ET NOTES DESCRIPTIVES	31
8.1	Généralités – Rappels.....	31
8.2	Spécifications sur la fabrication du béton fibré.....	33
8.3	Spécifications sur les fibres.....	34
8.4	Spécifications sur les caractéristiques mécaniques	35
8.5	Spécifications sur les contrôles de la teneur en fibres.....	39
8.6	Procédure de l'épreuve d'étude du béton fibré.....	40
8.7	Procédure de l'épreuve de convenance du béton fibré	41
8.8	Contrôles sur chantier	43
8.9	Intervenants sur chantier	44
8.10	Spécifications sur la qualité du support	46
8.11	Finition	46
8.12	Spécifications sur la cure	46
9	RETOURS D'EXPERIENCE	47
9.1	Tunnel de Condes.....	47
9.2	Chemisage du canal du « Four de Buze ».....	52
9.3	Buse 155.6 sur l'A13.....	55
10	ANNEXES AU CHAPITRE 4 :.....	61
10.1	ANNEXE A: Justification de la ductilité pour une dalle : Exemple	61
10.2	ANNEXE B : Substitution des armatures de poteaux par les fibres.....	64
10.3	ANNEXE C : Substitut ^o des armatures additionnelles de réparti ^o par les fibres	66
10.4	ANNEXE D: Calcul en anneau comprimé pour les réparations de buses.....	68
10.5	ANNEXE E: Exemple de renforcement d'une dalle	74
11	ANNEXES AU CHAPITRE 9.....	87
11.1	ANNEXE F : Essais sur ovoïdes préfabriqués T180	87
11.2	ANNEXE G : Fibrodrome du Val de Marne	93
11.3	ANNEXE H : Chantier expérimental du cours du Médoc à Bordeaux.....	99
11.4	ANNEXE I : Chantier expérimental du CD 38 à Alfortville quai Blanqui	105
11.5	ANNEXE J : Collecteur de la Croix de Bourgogne à Nancy	107

1 PREAMBULE

*Ce document est le deuxième fascicule technique ASQUAPRO portant sur l'apport des fibres dans les bétons projetés ; celui-ci traite de la **réparation et du renforcement des structures**.*

À la suite du précédent fascicule technique ASQUAPRO « **Utilisation des fibres pour le renforcement des bétons projetés de soutènement provisoire des tunnels** », le présent guide revient sur l'emploi des bétons projetés fibrés, mais dans l'application plus vaste et moins courante des **renforcements et réparations des structures définitives**, structurels ou non, par voie sèche ou voie mouillée.

Son domaine d'application s'étend principalement aux structures suivantes :

- Arc ou anneau comprimé : tunnels et buses, galeries hydrauliques de grandes ou petites sections, y compris les niches...
- Canaux d'irrigations,
- Les écrans de soutènements,
- Les dalles, afin de gagner en épaisseur, en conjonction avec des armatures traditionnelles dans le sens de portée principal,
- Les poteaux renforcés ou réparés par chemisage.

Les supports visés englobent le béton armé ou non, ainsi que les maçonneries.

L'objectif de ce fascicule technique est de :

- **rappeler les essais permettant de caractériser le comportement post-fissuration en traction des bétons fibrés (§3) ;**
- **rappeler les principes généraux de calcul de bétons fibrés, complétant ainsi les textes de référence auxquels le lecteur est invité à se reporter en parallèle (§4) ;**
- **proposer des applications de renforcements/réparations en béton projeté où l'emploi des fibres est pertinent (§4) ;**
- **faire le point sur des problématiques générales liées à l'emploi des fibres (§5) ;**
- **donner des principes de formulation (§6) et de mise en œuvre (§7) des bétons projetés fibrés ;**
- **améliorer les spécifications des CCTP pour obtenir un béton projeté fibré répondant aux exigences de chaque chantier (§8) ;**
- **présenter des applications concrètes de renforcements/réparations en béton projeté fibré (§9).**

Ce fascicule a fait l'objet de réunions en groupe de travail¹ et a été alimenté par différents contributeurs cités au fil du texte.

¹ Le 12 Mars 2013 au CETU à Bron en présence de Mme C. Larive (CETU) et Ms F. Teply (Freyssinet), D. Chamoley (CETU), T. Delaporte (Colas rail), B. de Rivaz (Bekaert), S. Mathieu (ArcelorMittal), A. Regnard (ASQUAPRO), C. Resse (Claude Resse Consultant), P. Blondelle (Demathieu et Bard), F. Bernard (Saint-Gobain), G. Durand.

Le 23 Mai 2013 au CETU à Bron en présence de Mmes C. Larive (CETU) et B. Moreau (CETU), Ms. F. Teply (Freyssinet), S. Mathieu (ArcelorMittal), A. Regnard (ASQUAPRO), P. Blondelle (Demathieu et Bard), F. Bernard (Saint-Gobain), G. Exel (Bekaert), G. Rivallain (ASQUAPRO).

Le 12 septembre 2013 au CETU à Bron en présence de Mmes C. Larive (CETU) et B. Moreau (CETU), Ms. F. Teply (Freyssinet), A. Regnard (ASQUAPRO), P. Blondelle (Demathieu et Bard), T. Delaporte (Colas rail), B. de Rivaz (Bekaert).

Le 27 juin 2014 au CETU à Bron en présence de Mme C. Larive (CETU), Ms. F. Teply (Freyssinet), D. Chamoley (CETU), A. Regnard (ASQUAPRO), T. Delaporte (Colas rail), G. Exel (Bekaert), S. Mathieu (ArcelorMittal), G. Rivallain (ASQUAPRO).

2 INTRODUCTION

Texte proposé par F. Tepy (Freyssinet)

2.1 Les bétons projetés fibrés pour la réparation et le renforcement de structure

Les bétons fibrés ont été développés depuis environ 35 ans, d'abord avec des fibres métalliques, puis depuis environ 15 ans avec des fibres synthétiques. L'intérêt des fibres est d'agir comme des armatures « diffuses » à l'intérieur du béton, permettant de **répartir la fissuration**. Elles sont plus efficaces que les armatures traditionnelles vis-à-vis des fissures « de service », de faibles ouvertures, mais ne permettent pas de reprendre en ultime des efforts aussi importants que les armatures. Leur efficacité est également d'autant plus grande que l'épaisseur de la structure est plus faible. En effet, les structures les moins épaisses tendent à présenter des fissures plus fines et plus réparties que les structures de grande hauteur. Pour la même raison, l'efficacité des fibres est d'autant plus grande que la structure est plus hyperstatique.

L'intérêt évident de l'emploi des fibres réside dans le gain sur le coût et surtout le temps de mise en œuvre des armatures traditionnelles. Elles peuvent également augmenter la durabilité des structures exposées à des environnements agressifs (non seulement l'agressivité « chimique » des ouvrages à la mer ou de traitement d'effluents divers, mais aussi l'agressivité liée aux chocs ou aux explosions).

Associées à un béton coulé, les fibres ont tendance à s'orienter dans le sens du flux, ce qui crée une anisotropie pouvant porter préjudice à la résistance. Il peut même exister, lorsque deux flux se rejoignent, un front totalement dépourvu de fibres. Utilisé en projection, l'emploi des bétons fibrés est optimal, car celle-ci tend à orienter les fibres parallèlement à la paroi, avec une répartition homogène dans le plan, donc de la façon la plus efficace pour la **reprise des efforts de flexion**. Par ailleurs, les parois projetées ont classiquement des épaisseurs faibles, également optimales du point de vue du fonctionnement des fibres.

L'emploi des fibres est maintenant courant dans le cadre des soutènements provisoires de tunnels, qui font l'objet du précédent guide ASQUAPRO. Il est plus rare dans l'autre grand domaine d'emploi des bétons projetés, le renforcement et la réparation des structures. Il existe plusieurs raisons à ce sous-emploi des bétons projetés fibrés :

- dans la plupart des cas (réparation de dalles ou de poutres en intrados), la couche de béton fibré est située sur la face tendue de la structure. Dès lors, l'épaisseur de béton projeté travaille en traction (quasi) pure, situation dans laquelle les armatures traditionnelles sont nettement plus efficaces que les fibres ;
- il n'existe aucun règlement de calcul universellement accepté pour les bétons fibrés dans le domaine des structures permanentes. Les méthodes de calcul sont par ailleurs mal connues des bureaux d'études ;
- les méthodes de formulation, de mise en œuvre et de contrôle ne sont pas toujours maîtrisées.

L'ambition du présent guide est de promouvoir l'emploi des bétons projetés fibrés en renforcement et réparation de structure, en apportant un éclairage destiné à répondre à chacun des points ci-dessus. Certes, les fibres ne vont pas se substituer totalement aux armatures traditionnelles, celles-ci restant les plus pertinentes pour la reprise des efforts de traction pour lesquels l'état limite ultime est prépondérant : aciers de flexion des poutres et des dalles, suspentes... Par contre, les fibres ont un réel intérêt (économie, durabilité, rapidité de mise en œuvre) pour d'autres applications : renforcement ou réparation de voûtes, d'anneaux comprimés, de poteaux..., qui sont détaillées dans ce guide.

2.2 Les différents types de fibres utilisables

2.2.1 Les fibres métalliques

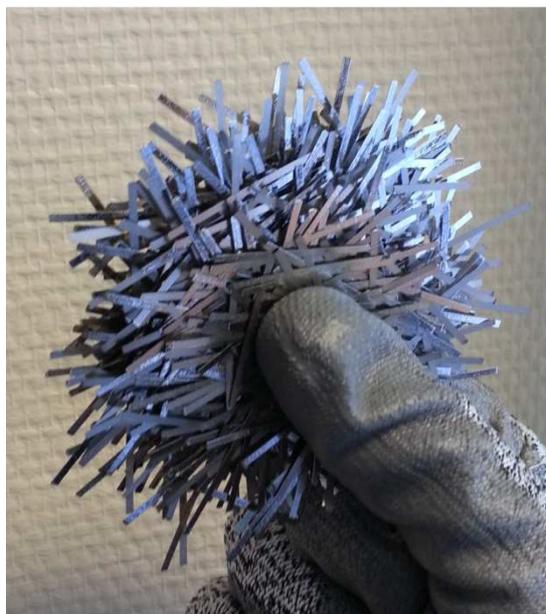
Leur résistance à la traction doit être supérieure à 1 000 MPa selon la norme NF EN ISO 16120-2 et sous certification ASTM A 820. La longueur de la fibre doit être trois fois plus grande que le diamètre du plus gros granulats. La géométrie de la fibre doit favoriser son ancrage dans la matrice béton (ex : un façonnage symétrique en forme de baïonnette appelée "crochet" optimise l'ancrage de la fibre dans la matrice béton).



Exemple de fibres métalliques

2.2.2 Les fibres de fonte amorphe

La très grande résistance à la corrosion de ces fibres en est une des principales caractéristiques, liée à la combinaison de la structure amorphe obtenue par hypertrempe de l'alliage dans le cadre du procédé de production et à la composition de l'alliage lui-même (env. 5% de chrome). Elles s'avèrent en outre très performantes pour limiter strictement l'apparition des microfissures.



Exemple de fibres de fonte amorphe

2.2.3 Les fibres synthétiques

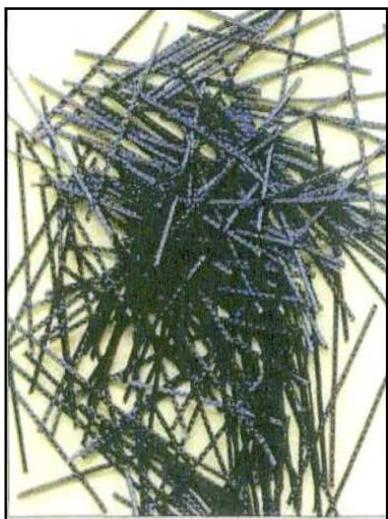
Les fibres synthétiques se décomposent en deux types de fibres :

Les micro-fibres : Elles présentent en général une longueur de 6 à 12 mm pour un diamètre de 16 à 50 μm . Elles peuvent être monofilaments, multifilaments ou fibrillées. Elles sont utilisées pour limiter, voire empêcher la fissuration au jeune âge due au retrait plastique et l'écaillage du béton soumis à un incendie. Vu les faibles dosages utilisés (1 à 2 kg/m^3) et le module d'Young assez bas de ces fibres (3 à 5 GPa, à comparer à environ 30 GPa pour un béton), on suppose généralement que l'effet de renforcement de ces fibres disparaît après quelques heures de prise du béton.



Exemple de micro-fibres synthétiques

Les macro-fibres : Selon la norme EN 14889-2, au-dessus de 300 μm de diamètre commence la classe II des macro-fibres. À ce jour, l'utilisation des macro-fibres est de plus en plus répandue pour le renforcement des bétons projetés utilisés en soutènement provisoire des tunnels.



Exemple de macro-fibres synthétiques

L'utilisation des fibres synthétiques pour les renforcements structurels reste limitée par le manque de retour d'expérience sur la durabilité du renforcement obtenu, notamment vis-à-vis du fluage. Ainsi, le Model Code 2010, sur lequel nous basons la méthode de calcul proposée dans le présent guide, se limite aux fibres « dont le module d'Young n'est pas significativement affecté par le temps et/ou les phénomènes thermo-hygrométriques », ce qui vise à en **limiter l'application aux fibres métalliques**. L'emploi des fibres synthétiques reste donc limité à des applications de court terme, ou dans lesquelles la défaillance éventuelle de la fibre n'entraîne pas la défaillance de la structure (type chemisage de canal). Citons encore les fibres de verre, dont les versions adaptées à la projection sont en développement à ce jour.

3 LA CARACTERISATION DES BETONS FIBRES DE STRUCTURE

Le présent chapitre s'intéresse à la caractérisation des bétons projetés fibrés dans ce qu'ils ont de spécifique : **la ductilité en traction et la résistance résiduelle en traction post fissuration**. Les caractérisations des propriétés plus « usuelles » des bétons projetés, non spécifiques à ces matériaux, ne sont pas abordées ici. On pourra se référer aux fascicules « Contrôles », parties A et B, de l'ASQUAPRO.

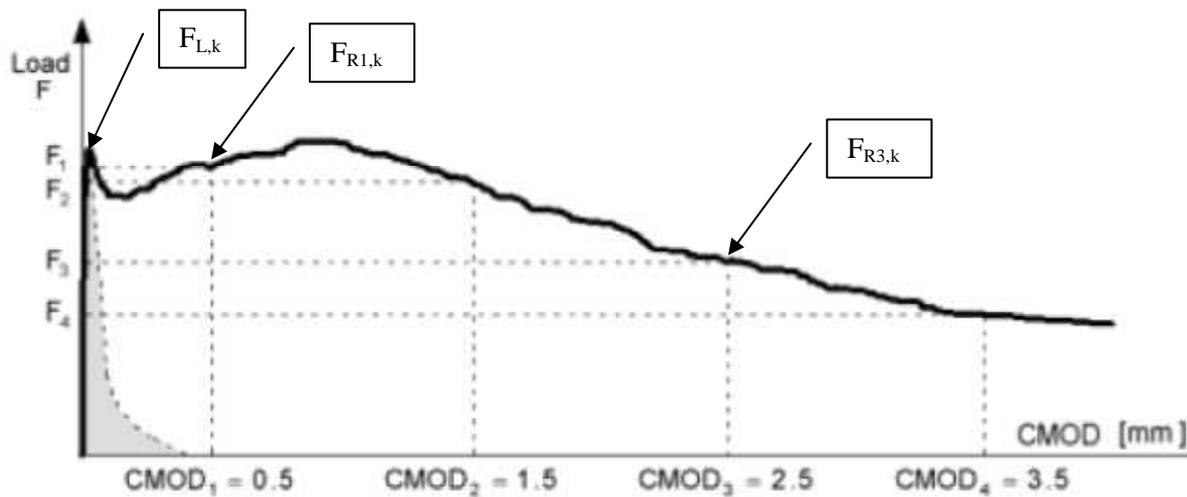
Deux « familles » d'essais de caractérisation du comportement post-fissuration peuvent être envisagées :

- Les essais d'absorption d'énergie, qui permettent de caractériser globalement la ductilité apportée par les fibres. Ces essais ont déjà été traités en détail dans le fascicule « Soutènement provisoire » ; nous en rappelons ici le principe.
- Les essais de caractérisation de la résistance résiduelle en traction post-fissuration, plus longuement développés ici.

3.1 Comportement en traction post-fissuration

Texte proposé par F. Tepy (Freyssinet)

Le comportement post-fissuration des bétons fibrés est principalement caractérisé, selon le Model-Code 2010, par trois paramètres $f_{L,k}$, $f_{R1,k}$ et $f_{R3,k}$, mis en évidence sur la courbe ci-dessous :



Courbe Charge-Ouverture de fissure (Model-Code 2010, §5.6.2)

$f_{L,k}$, aussi appelé « limite caractéristique de proportionnalité » (LOP), est la contrainte, calculée sur section homogène, correspondant à la fin de la partie linéaire de la courbe charge-ouverture de fissure.

$f_{R1,k}$ est la contrainte caractéristique, calculée sur section supposée homogène (non fissurée, $\sigma = 6.M / b.h^2$), correspondant à une ouverture de fissure de 0,5 mm (CMOD = Crack Mouth Opening Displacement).

$f_{R3,k}$ est la contrainte caractéristique, calculée sur section supposée homogène, correspondant à une ouverture de fissure de 2,5 mm.

Ces trois valeurs sont définies dans la norme EN 14651.

On considère généralement que $f_{L,k}$ dépend surtout de la résistance en traction de la matrice cimentaire, tandis que $f_{R1,k}$ et $f_{R3,k}$ dépendent directement de l'efficacité et de la densité des fibres.

3.2 Objectif des essais

Les objectifs des essais sont les suivants :

- en amont d'un chantier, le premier type d'essais permet de vérifier l'obtention de la classe d'absorption d'énergie requise et le second des contraintes résiduelles caractéristiques $f_{L,k}$, $f_{R1,k}$ et $f_{R3,k}$ nécessaires au dimensionnement, pour une formulation donnée (vérification de la faisabilité et évaluation des coûts correspondants) ;
- pour un chantier, on vérifie que la formulation, l'installation et le savoir-faire du porte-lance permettent bien d'obtenir les caractéristiques requises (que ce soit en termes de contraintes résiduelles ou d'absorption d'énergie).

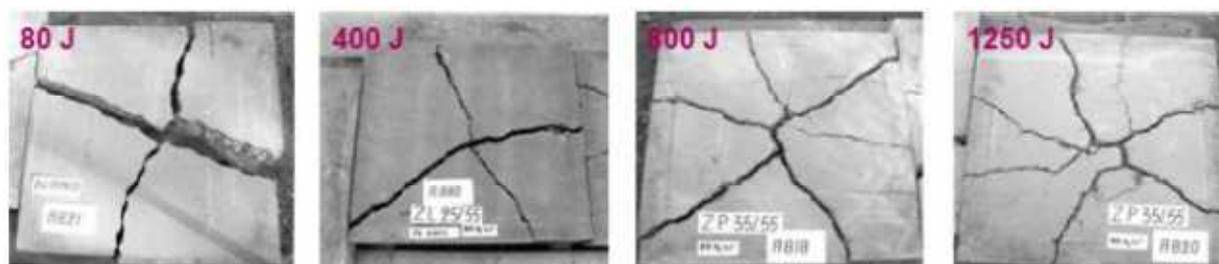
3.3 Les différents essais normalisés

3.3.1 Essai d'absorption d'énergie (NF EN 14488-5)

C'est un essai sur appui continu, développé initialement par la SNCF. Il consiste à appliquer une charge de poinçonnement centrée sur une « dalle-épreuve » de 60x60x10 cm³, jusqu'à obtention d'une flèche de 30 mm. On calcule ensuite l'énergie absorbée, c'est-à-dire l'aire sous la courbe charge / flèche de 0 à 25 mm de flèche.



Essai d'absorption d'énergie



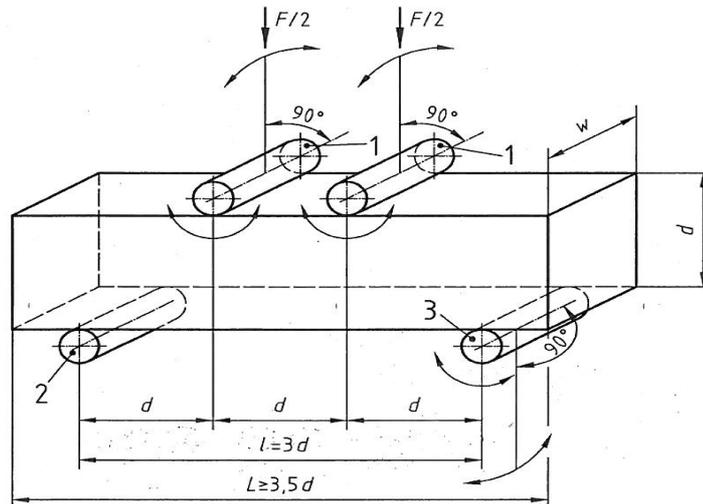
Exemples de faces inférieures de dalle pour différents niveaux d'énergie absorbée

Cet essai **hyperstatique** permet de reproduire de manière réaliste la flexion bi-axiale susceptible de se produire dans les applications de type soutènement.

3.3.2 Résistance à la flexion 4 points sur poutre (NF EN 14488-3)

Cet essai **isostatique** est à l'origine destiné aux bétons **fibrés** mis en œuvre par coulage mais il a été adapté au béton projeté en réalisant les éprouvettes par sciage dans des dalles projetées. Cet essai permet d'évaluer la résistance post-fissuration par examen de 3 résistances résiduelles successives.

Une éprouvette en forme de prisme ($125 \times 75 \times 500$ mm), renforcée par des fibres et sciée dans un panneau d'essai, est soumise à un moment de flexion en appliquant une charge par l'intermédiaire de rouleaux supérieurs et inférieurs en contrôlant la flèche afin d'obtenir la courbe charge - flèche.



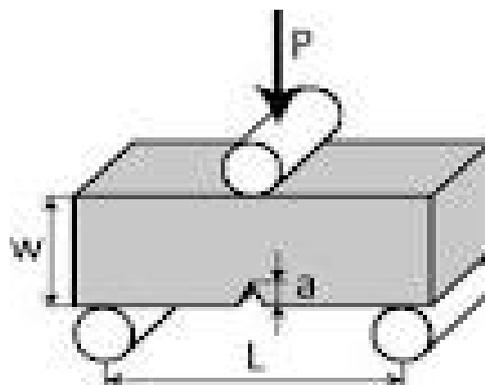
Les résistances à la flexion au premier pic et ultimes sont calculées ainsi que les résistances résiduelles à 1, 2, 4 mm de flèche à mi-portée.

Les résultats sont plus dispersés qu'avec l'essai de flexion 3 points sur prismes entaillés présenté ci-dessous. Cet essai en flexion 4 points est utile lorsque le béton projeté est utilisé pour des applications structurelles non temporaires.

3.3.3 Mesure de la résistance à la traction par flexion du béton de fibres métalliques (limite de proportionnalité, résistance résiduelle) (NF EN 14651+A1)

Cette norme européenne spécifie une méthode de mesurage, sur éprouvettes prismatiques moulées, de la résistance à la traction par flexion des bétons de fibres métalliques. La méthode permet de déterminer la limite de proportionnalité (LOP) et un ensemble de valeurs de la résistance résiduelle à la traction par flexion. Elle est conçue pour des fibres métalliques d'une longueur maximale de 60 mm. La méthode peut également être appliquée pour une combinaison de fibres métalliques et pour une combinaison de fibres métalliques avec d'autres fibres.

Le comportement en traction par flexion du béton de fibres métalliques est évalué en appliquant une charge ponctuelle centrée sur un prisme entaillé simplement appuyé.

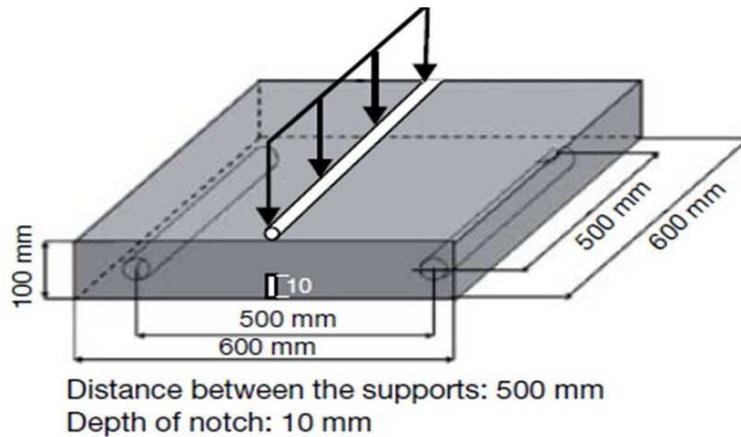


Essai de flexion 3 points sur prisme entaillé

Cet essai **isostatique** est bien adapté aux bétons coulés (éprouvettes moulées). Il ne met pas en évidence le phénomène de fluage, qui doit être évalué différemment. Il est retenu par le « **Model Code** » pour le calcul des applications structurales. Il permet de définir la performance minimale requise pour considérer que les fibres remplacent tout ou partie des armatures du béton.

3.3.4 Essai de la résistance à la traction par flexion 3 points sur dalle entaillée

Pour les bétons projetés, l'EFNARC² a proposé une méthode très similaire à la norme NF EN 14651, mais réalisée sur des plaques de mêmes dimensions que celle de l'essai d'absorption d'énergie (échantillon carré de 600 mm de côté et 100 mm d'épaisseur). L'essai est plus complexe à mettre en œuvre que celui d'absorption d'énergie du fait de la nécessité d'entailler la dalle. La charge est appliquée linéairement, par l'intermédiaire d'un rouleau, et non ponctuellement par l'intermédiaire d'un poinçon.



Essai de flexion 3 points sur dalle entaillée

Cet essai est utile lorsque le béton projeté est utilisé pour des applications structurelles non temporaires.

² Experts For Specialized Construction and Concrete Systems

3.3.5 Remarque sur la résistance en traction

Elle ne doit PAS être déterminée par un essai de fendage selon la norme NF EN 12390-6. Cet essai, qui consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse, donne des valeurs trop optimistes car l'aplatissement de la génératrice transforme l'essai de traction en essai de compression.

Si on souhaite le faire, il faut la mesurer suivant la norme EN 14488-4+A1.

3.4 Démarche proposée

Texte proposé par F. Teply (Freyssinet)

Absorption d'énergie ou caractérisation de la résistance résiduelle ?

Extrait de la norme NF EN 14487-1 (Annexe A) :

« Les différentes façons de spécifier la ductilité du béton projeté renforcé par des fibres en termes de résistance résiduelle et de capacité d'absorption d'énergie ne sont pas directement comparables.

La résistance résiduelle doit être spécifiée lorsque les caractéristiques du béton sont utilisées dans le modèle de conception structurelle.

La valeur d'absorption d'énergie mesurée sur une dalle peut être spécifiée lorsque, en cas de boulonnage dans le rocher, l'accent est mis sur l'énergie devant être absorbée durant la déformation du rocher ».

En réparation et renforcement de structures définitives, le type d'essai à retenir pour la caractérisation des bétons projetés fibrés dépend donc de l'application :

- pour des applications où la résistance résiduelle post-fissuration n'intervient pas dans le dimensionnement (par exemple le chemisage de canaux, ou le renforcement d'anneaux ou de buses dont toutes les sections restent entièrement comprimées sous l'ensemble des combinaisons de calcul), on privilégie la caractérisation par essai d'absorption d'énergie selon la norme NE EN 14488-5 ;
- pour des applications dont la justification nécessite de caractériser les contraintes résiduelles post-fissuration $f_{L,k}$, $f_{R1,k}$ et $f_{R3,k}$, l'essai retenu par le Model Code 2010, celui de la norme NF EN 14651, est peu adapté au béton projeté du fait de l'épaisseur de l'éprouvette (15 cm). **Nous proposons donc de réaliser des essais sur dalle entaillée, et non sur poutre, puis de les exploiter de la même façon que dans la norme NF EN 14651.** Cette approche reste à valider par des résultats comparatifs.

3.5 Valeur moyenne, valeur caractéristique

Texte proposé par B. de Rivaz (Bekaert)

Quel que soit l'essai effectué, on doit interpréter les résultats en termes statistiques. Le simple fait qu'un résultat soit plus élevé qu'un autre ne signifie pas nécessairement que la différence soit significative ; elle peut être une conséquence de la variabilité naturelle des valeurs ayant une même origine. La dispersion de la résistance autour de la valeur moyenne est fonction de l'écart-type. L'écart-type S est défini comme suit :

$$S = \frac{\sqrt{\sum(x-\bar{x})^2}}{\sqrt{n}}$$

Où x représente les valeurs de résistance de chacune des n éprouvettes et \bar{x} la moyenne arithmétique de ces résistances.

On passe de la valeur moyenne à la valeur caractéristique par la formule suivante :

$$x_{\text{carac}} = \bar{x} - k \cdot S$$

Où k est le coefficient de Student.

Asquapro Comité Technique

La résistance utilisée dans le calcul des structures béton est une grandeur caractéristique qui correspond au fractile de 5% de la distribution des résistances (Norme EN 206). Cela signifie que, pour 5% seulement des essais, la résistance mesurée est plus faible que la résistance caractéristique. La résistance moyenne est donc plus élevée que sa résistance caractéristique (en général d'environ 25% pour le béton projeté).

Les points importants dans une approche statistique sont bien sûr le nombre, n, d'éprouvettes, mais on peut aussi intégrer des coefficients de pondération liés à la classe du béton, aux types d'essais (plus ou moins reproductibles), à l'existence de références du béton (bétons homologués ou non, chantiers récents réalisés avec la même formulation). Par ailleurs, on peut retenir un fractile de 10% pour le béton projeté car la dispersion est généralement plus forte pour les bétons projetés que pour les bétons coulés.

Valeur du coefficient de Student pour un fractile de 10% :

Nonbres d'essais	valeur de k
2	
3	1.886
4	1.638
5	1.533
6	1.476
7	1.44
8	1.415
9	1.397
10	1.383
11	1.372
12	1.363
13	1.356
14	1.35
15	1.345

4 METHODES DE CALCUL POUR LE BETON FIBRE

Texte proposé par F. Tepy (Freyssinet)

Le présent chapitre complète, pour les bétons fibrés, le fascicule « État de l'art sur le dimensionnement » de l'ASQUAPRO.

4.1 Principes généraux

A l'heure actuelle, il n'existe pas en France de règlement de calcul pour les bétons fibrés. Le principe que nous proposons de retenir pour la justification des réparations et renforcements en béton projeté fibré est donc le suivant :

- prise en compte du règlement EC2 et ses Annexes Nationales françaises pour tout ce qui concerne le comportement des armatures et du béton en compression ;
- prise en compte du Model Code 2010 (MC2010, Bulletins 65 et 66 de la Fédération Internationale du Béton) pour le comportement du béton fibré en traction.

Le présent chapitre n'a pas pour objet de réécrire ces deux règlements (le travail d'intégration des bétons fibrés à l'EC2 est d'ailleurs en cours), mais de préciser certains points de calcul, d'une part, et de donner des pistes d'applications pertinentes des renforcements et réparations en béton projeté fibré, avec leur méthode de justification.

La justification de toute application structurelle en béton renforcé de fibres métalliques revêt deux aspects complémentaires :

- justification d'une ductilité suffisante de la structure ;
- justification d'une résistance à la traction résiduelle suffisante du matériau.

4.2 Justification de la ductilité

Le point principal de toute application structurelle en béton fibré est la justification d'une ductilité suffisante. Cette justification revêt deux aspects, la ductilité « matériau » et la ductilité « structurelle ».

Ductilité « matériau » :

Ce critère est décrit au §5.6.3. du MC2010.

Le matériau doit respecter les deux critères suivants :

$$f_{R1,k} / f_{L,k} > 0,4 \text{ et } f_{R3,k} / f_{R1,k} > 0,5$$

À noter que ces critères ne sont pas suffisants à eux seuls pour assurer la non-fragilité de la structure.

Ductilité « structurelle » :

Ce critère est décrit au §7.7.2. du MC2010. Il ne s'applique qu'aux structures travaillant en flexion.

Pour une structure « neuve », on peut justifier de la ductilité de deux façons :

- soit en mettant en œuvre les armatures minimales de non-fragilité et de bonne construction, notamment prévues aux §9.2.1 et 9.3.1. de l'EC2 ;
- soit, en l'absence de ces armatures, en respectant les critères suivants :

$$\text{et } \left\{ \begin{array}{l} P_U \geq P_{SLS} \\ P_U \geq P_{CR} \end{array} \right. \text{ Ou } \left\{ \begin{array}{l} \delta_u \geq 20 \cdot \delta_{SLS} \\ \delta_{\text{peak}} \geq 5 \cdot \delta_{SLS} \end{array} \right.$$

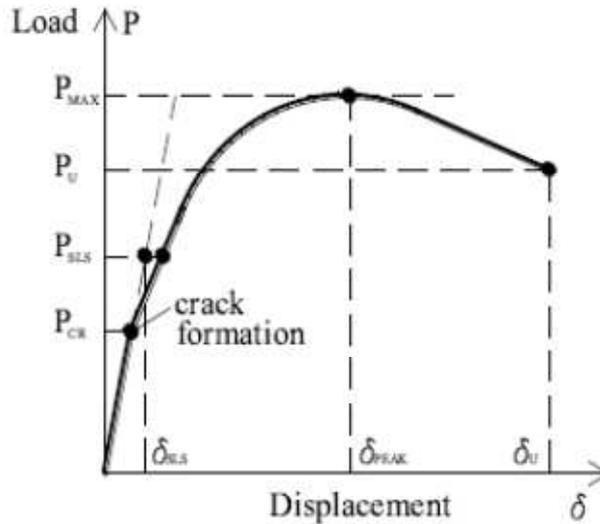
où P_U et δ_U sont la charge ultime et le déplacement correspondant (cf. courbe ci-dessous) ;

P_{SLS} et δ_{SLS} sont la charge de service maximale et le déplacement correspondant.

δ_{SLS} est calculé par une analyse linéaire élastique dans l'hypothèse de béton non-fissuré et avec le module de Young dynamique.

P_{CR} est la charge de fissuration (pour $\sigma_{\text{homogène}} = f_{L,k}$)

δ_{peak} est le déplacement à la charge maximale.



Point non précisé dans le MC2010, ces critères doivent être vérifiés avec des valeurs déterminées de façon homogène, à savoir :

- sans application des coefficients partiels de sécurité (*comme cela se fait pour les critères de non-fragilité en béton armé*)
- avec les valeurs caractéristiques de $f_{L,k}$, $f_{Fts,k}$ et $f_{Ftu,k}$.

Par ailleurs, le critère $\delta_{\text{peak}} \geq 5 \cdot \delta_{SLS}$ peut être théoriquement mis en évidence lors d'un essai à rupture (ce qui n'est envisageable que pour des pièces préfabriquées)... Ce n'est pas facile à montrer dans le cadre des règles classiques de dimensionnement (où seules les valeurs f_{Ftu} et f_{Fts} apparaissent). De sorte que pour un calcul, les critères de ductilité en flexion deviennent :

$$\text{Et } \left\{ \begin{array}{l} P_U \geq P_{SLS} \\ P_U \geq P_{CR} \\ \delta_u \geq 20 \cdot \delta_{SLS} \end{array} \right.$$

Un exemple de justification de la ductilité pour une dalle fibrée non armée est proposé en Annexe A.

Pour une structure réparée ou renforcée, on peut justifier de la ductilité des structures fléchies de trois façons :

- soit par l'un des deux critères propres aux structures neuves ;
- soit par le critère suivant, propre aux structures réparées ou renforcées :

Un renforcement ou une réparation par béton projeté fibré est possible dans la mesure où l'on démontre la résistance en accidentel de la structure, toutes redistributions effectuées, sans tenir compte du renforcement en béton projeté fibré.

Ce dernier critère est analogue à celui qui est retenu dans les avis techniques du CSTB pour les renforts composites collés.

4.3 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients partiels de sécurité à appliquer au béton en compression et aux armatures sont identiques à l'EC2. Pour le béton fibré en traction, le MC2010 ne précise pas le coefficient aux ELU accidentels. Nous proposons de retenir les valeurs suivantes :

Aux ELS : $\gamma_F = 1,00$

Aux ELU fondamentaux : $\gamma_F = 1,50$

Aux ELU accidentels: $\gamma_F = 1,20$ hors feu ; 1,00 au feu.

Soit donc le tableau suivant :

Etats Limites	Béton (compression)	Armatures (compression/traction)	Béton fibré (traction)
ELS	1,00	1,00	1,00
ELU fondamental	1,50	1,15	1,50
ELU accidentel (hors feu)	1,20	1,00	1,20
ELU accidentel (feu)	1,00	1,00	1,00

Les coefficients partiels de sécurité s'appliquent pour la justification des sections, mais non pour la justification de la ductilité en flexion.

4.4 Coefficient d'orientation des fibres K

Pour les bétons fibrés coulés, il est d'usage d'introduire un coefficient d'orientation des fibres $K \geq 1$, par lequel on divise les résistances en traction pour tenir compte d'une anisotropie défavorable de l'orientation des fibres, due au coulage.

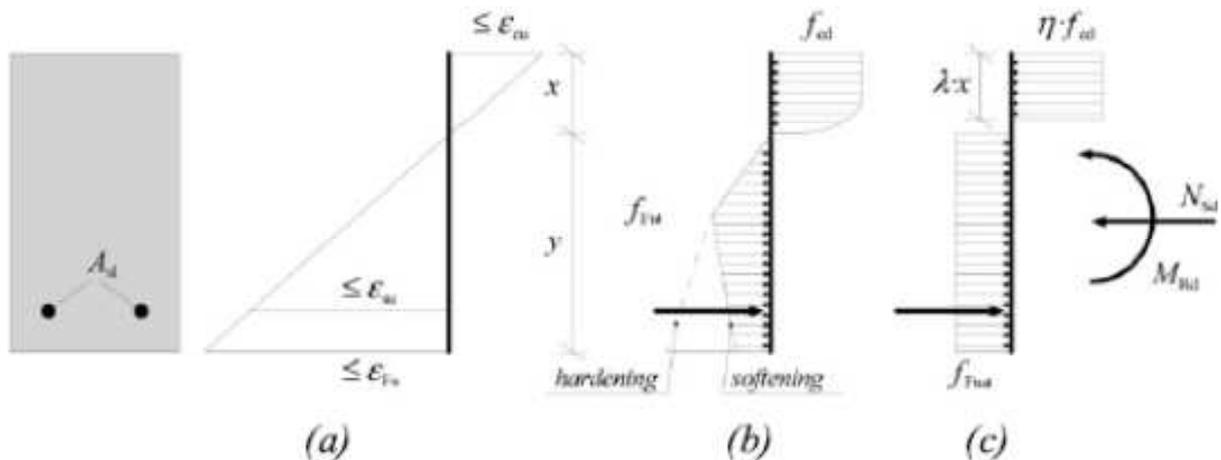
Dans le cas envisagé dans ce guide, des bétons fibrés projetés, on peut s'attendre à une isotropie des fibres dans le plan de projection, qui est le plan des contraintes de traction.

Dans le cas où la résistance en traction du béton fibré est validée par un essai de flexion 3 points, on peut utiliser ces valeurs d'essai avec un coefficient $K = 1$.

4.5 Vérification en flexion simple ou composée

Aux états limites ultimes :

Pour des bétons armés et fibrés, le moment résistant ultime peut être évalué de la façon suivante :



- Calage des valeurs ϵ_{cu} et ϵ_{Fu} jusqu'à obtenir l'équilibre des forces dans les diagrammes (b) ou (c), et l'une des trois valeurs suivantes à son maximum :
 - déformation maximale du béton en compression, ϵ_{cu} selon EC2 §3.1.7
 - déformation maximale des armatures en traction, ϵ_{su} , selon EC2 §3.2.7
 - déformation maximale du béton fibré en traction, $\epsilon_{Fu} \leq \min(20 \text{‰}; 2,5 / l_{cs})$ (l_{cs} en mm)
(MC2010, §5.6.5, pour une section partiellement comprimée)
- Intégration du produit force x bras de levier des diagrammes (b) ou (c) pour obtenir le moment résistant M_{Rd} , pour un effort normal N_{Sd} donné.

La courbe (c) présente le diagramme des forces simplifié :

- diagramme rectangulaire simplifié pour le béton en compression
- modèle rigide plastique (contrainte de traction constante égale à $f_{Ftu} = f_{R3,k} / 3$) pour le béton fibré en traction (MC2010, §5.6.4).

La courbe (b) présente le diagramme des forces le plus précis :

- diagramme parabole-rectangle pour le béton en compression
- modèle linéaire (contrainte de traction variant de f_{Ftu} à f_{Fts}) pour le béton fibré en traction.

Ce calcul peut aisément être programmé sur un tableur.

On utilise pour ce calcul les valeurs de dimensionnement, égales aux valeurs caractéristiques divisées par le coefficient partiel de sécurité.

On peut également montrer que le diagramme de déformation sous M_{Sd} et N_{Sd} reste compris à l'intérieur du diagramme « limite » défini ci-dessus.

Aux états limites de service :

La même méthode peut être utilisée, mais en substituant les contraintes maximales de service :

Contrainte maximale du béton en compression, σ_c selon EC2 §7.2, avec un diagramme de compression triangulaire

Contrainte maximale des armatures en traction, σ_s selon EC2 §7.3

Contrainte maximale du béton fibré en traction (diagramme rectangulaire) :

$$\sigma_F = f_{Fts} \text{ pour un comportement adoucissant } (f_{Ftu} \leq f_{Fts})$$

$$\sigma_F = 0,6 \cdot f_{Fts} \text{ pour un comportement écrouissant } (f_{Ftu} > f_{Fts}) \text{ (MC2010, 7.7.4.1).}$$

On utilise pour ce calcul les valeurs caractéristiques.

4.6 Exemples de domaine d'emploi pertinent

4.6.1 Renforcement et réparation de poteaux en béton armé

Dans ce chapitre, nous définissons comme poteau une « barre » dont la section est entièrement comprimée sous toutes les combinaisons de calcul, et dont la plus grande dimension h est inférieure ou égale à 4 fois la petite dimension b (EC2, §9.5.1.). Les raisons qui peuvent conduire à réparer ou renforcer de telles pièces sont en générales les suivantes :

- augmentation de la charge capable, soit en vue d'une augmentation de la charge nominale (renforcement), soit en raison d'une résistance insuffisante du béton en place (réparation) ;
- réparation du béton d'enrobage et des armatures, à la suite d'incendie ou de corrosion.

Dans la plupart des cas, l'effort de compression est équilibré par la section de béton seule, les armatures n'ayant qu'un rôle de confinement. Dans ces cas, il peut être pertinent de substituer les armatures additionnelles (cadres et armatures longitudinales) par des fibres.

La justification de la possibilité de substituer les fibres aux armatures additionnelles peut se faire de deux façons :

- justifier que les aciers existants, compte-tenu le cas échéant de leur perte de section (réparation suite à corrosion) ou de résistance (réparation après incendie), sont suffisants pour assurer le respect des dispositions constructives du chapitre 9.5 de l'EC2 ;
- justifier que les fibres, éventuellement complétées par les aciers en place, permettent d'équilibrer les efforts de traction définis implicitement au chapitre 9.5 de l'EC2.

Dans le cas de poteaux initialement dimensionnés au BAEL, la première méthode est souvent suffisante, en raison des dispositions constructives moins restrictives de l'EC2 (Armatures longitudinales des poteaux courants dimensionnés au BAEL par la condition de $4\text{cm}^2/\text{ml}$ de parement, non reprise dans l'EC2. Armatures transversales de diamètre $\varnothing_L/3$ et écartement maximal 15. \varnothing_L au BAEL, contre $\varnothing_L/4$ et écartement 20. \varnothing_L en EC2).

Dans le cas où les aciers en place ne sont pas suffisants pour assurer à eux seuls le respect des dispositions constructives, on pourra montrer que la contrainte de traction implicitement définie par ces dispositions reste inférieure à $f_{Fu,d}$. Le principe de cette justification est précisé en annexe B.

Par ailleurs, s'agissant d'une pièce travaillant en compression, la justification de ductilité n'est pas à effectuer.

Il faut garder à l'esprit que les fibres peuvent se substituer aux armatures longitudinales, d'une part, et aux cadres destinés à maintenir les armatures longitudinales situées dans les angles, d'autre part, mais non aux épingles ou étriers destinés à maintenir les armatures longitudinales situées sur les faces. Toutefois, la portée de cette remarque est amoindrie par le fait que l'EC2 n'exige la présence d'armature longitudinale qu'au droit des angles.

Enfin, il est utile de préciser que, même si le calcul démontre que les armatures (fers à béton) de l'existant sont suffisantes à elles seules pour assurer le respect des dispositions constructives, cela ne signifie pas pour autant que l'on puisse se passer en totalité d'armatures (fibres ou fer à béton) dans le béton projeté additionnel. La seule reprise des efforts de retrait, non quantifiés mais significatifs, exige de rendre le béton capable de reprendre des efforts de traction.

4.6.2 Aciers de répartition des dalles

Ce chapitre s'intéresse au cas, courant en bâtiment, de dalles calculées selon un seul sens de portée (« petite portée » inférieure à la moitié de la « grand portée ») et soumises à des charges réparties, qui sont renforcées ou réparées par béton projeté en sous-face.

Dans certaines configurations, il est difficile d'approvisionner et mettre en œuvre des treillis soudés. Il peut alors être intéressant de réserver les armatures au sens porteur et de faire assumer le rôle « d'armature de répartition » aux fibres.

La justification de cette configuration est double :

- 1 : justification de la reprise par les fibres des efforts « de répartition » ;
- 2 : justification de la ductilité.

La justification de la reprise des efforts de répartition est simple : il suffit de montrer que l'épaisseur de béton fibré projeté est capable d'équilibrer en traction 20% de l'effort repris par les armatures additionnelles dans le sens principal (EC2, §9.3.1.1 (2)).

La justification de la ductilité est plus problématique. En effet, si les surcharges étaient parfaitement réparties sur toute la surface, les armatures de répartition ne seraient pas sollicitées. Le rôle des armatures de répartition est justement de « moyenniser » sur l'ensemble de la dalle des charges qui peuvent en réalité être ponctuelles ou linéiques. Il est donc nécessaire de définir une charge p_{DR} représentative du « défaut de répartition », qui sollicite le sens de répartition à 20% du sens porteur quelle que soit la portée, et permette ainsi de « tester » la validité de la solution proposée. Dans le cas de bâtiments courants, nous proposons de considérer l'application d'une charge linéique parallèle au sens de portée, d'intensité $p_{DR} = 0,5 \cdot (g_{cloison} + q) \cdot L$. Seules les charges de cloisons et les surcharges sont ici considérées, puisque les autres charges (poids propre, revêtement...) sont idéalement réparties.

Pour justifier la ductilité, il existe trois possibilités :

- de façon très simple, si la section des aciers de répartition existants est non-fragile ;
- montrer que les armatures principales peuvent équilibrer la charge p_{DR} en accidentel, sans autre répartition que celle qui résulte de la diffusion à 45° dans l'épaisseur de la dalle et du revêtement. Ainsi, la non-rupture de la dalle reste assurée même en cas de défaillance des fibres ;
- appliquer les trois critères de ductilité en utilisant une charge linéique parallèle au sens de portée, similaire à p_{DR} .

Pour la justification au feu, on pourra se contenter de montrer que l'enrobage des aciers principaux additionnels est conforme aux valeurs tabulées de l'EC2-1-2.

L'Annexe C montre un exemple simple de justification de la reprise des efforts de répartition, justifie la représentativité de la charge p_{DR} et donne un exemple de justification de ductilité.

L'Annexe E montre un exemple de dimensionnement d'une dalle portant dans les deux directions, avec mise en évidence de l'effet de redistribution des aciers de la « petite portée » vers les aciers de la « grande portée » lorsque l'on atteint la formation d'une rotule plastique à mi-travée.

4.6.3 Réparation de buses métalliques

État de l'art

Les buses métalliques, telles que définies dans les recommandations LCPC / SETRA « Buses métalliques » de septembre 1981, sont des ouvrages dont la plupart ont entre 25 et 40 ans. Ces ouvrages, caractérisés par une grande souplesse, travaillent comme des coffrages destinés à contenir le remblai. Ils sont en général justifiés selon la théorie de l'anneau comprimé et ne reprennent, du fait même de leur souplesse, que des moments de flexion modestes.

Ils souffrent souvent de pathologies, qui peuvent en général se regrouper selon deux familles :

1 : Les pathologies « géotechniques », qui se traduisent par des déformations importantes (aplatissement, déformée « en poire », pouvant aller jusqu'à des inversions de courbure). Ces pathologies proviennent de la mauvaise mise en œuvre des remblais ; passes de remblaiement trop importantes, mauvais compactage, manque de raideur ou éventuels « points durs » sous le radier.

2 : Les pathologies de corrosion. Les nombreux ouvrages qui en sont victimes présentent de fortes réductions d'épaisseur des tôles, pouvant aller jusqu'à la perforation, sans pour autant présenter, en général, d'excessives déformations.

Classiquement, la réparation de ces ouvrages se fait par projection à l'intérieur d'une coque en béton projeté de 20 à 30 cm d'épaisseur, fortement armée. Cette coque rigide est en général justifiée, selon le guide SETRA de décembre 1992, par un calcul « en cadre » conduisant à des moments de flexion importants.

Si cette méthode de réparation donne en général toute satisfaction, elle présente néanmoins les défauts suivants :

1 : La réduction sensible du gabarit.

2 : Un coût relativement élevé.

Ce coût élevé s'explique par la modification du mode de comportement de l'ouvrage, puisqu'à un ouvrage souple travaillant en anneau comprimé, on substitue un ouvrage rigide travaillant en cadre.

Une autre méthode, plus « légère », consiste à réaliser une coque mince (4 à 7 cm d'épaisseur moyenne) en béton projeté fibré, de raideur équivalente à celle de la buse à laquelle elle se substitue. La coque ainsi réalisée a le même comportement que la buse initiale ; la théorie des anneaux comprimés doit donc y être applicable, ce qui exclut les buses présentant des inversions de courbure.

Domaine d'application

La réparation de buses par anneau mince de béton projeté fibré se limite donc à la seconde famille de pathologie, buses ayant été correctement conçues et mises en œuvres, mais dont la tôle présente des problèmes de corrosion. La réparation est destinée à se substituer à la tôle corrodée, tout en fonctionnant de la même façon.

On peut noter que cette application entre idéalement dans le domaine d'emploi optimal des bétons fibrés, celui des coques minces et hyperstatiques. En effet, un anneau est une structure d'hyperstaticité importante (il accepte 3 rotules plastiques), et à ce degré 3 d'hyperstaticité « en coupe », s'ajoute l'hyperstaticité provenant de la possibilité de redistribution dans le sens longitudinal.

Principe de justification

Le renforcement de buses métalliques par projection de béton fibré a fait l'objet d'essais concluant lors du projet BEFIM en 2000. Par contre, peu d'applications pratiques ont suivi, probablement en raison de l'absence de méthode de calcul acceptées par tous les acteurs.

Lors des études de BEFIM en 2000, le dimensionnement du chemisage intérieur en béton projeté fibré a été fait par équivalence entre le moment capable de la section métallique initiale et celui de la section en béton fibré. Or cette équivalence appelle de nombreuses remarques :

1 : Une buse travaille non seulement en flexion, mais aussi en compression. Cet effort de compression, globalement bénéfique pour du béton et défavorable pour une tôle, est alors négligé.

2 : Dans la plupart des cas, la phase dimensionnante pour les buses est la phase provisoire au cours des travaux de construction (remblaiement), et non la phase définitive. Le renforcement ne reprenant que les efforts de la phase définitive, il n'y a alors pas lieu de rechercher une équivalence entre la buse initiale et la buse réparée.

3 : Le détail de la section en place (forme des nervures, et surtout épaisseur de la tôle) n'est pas toujours connu, ce qui ne permet pas de connaître le moment capable de la section initiale.

4 : Enfin, dimensionner le chemisage en équivalence de moment capable conduit à des sections béton dont la raideur en flexion $E.I$ est nettement supérieure à celle de la tôle. Or dans ce type de problématique sol / structure, les efforts augmentent avec la raideur de la section. Il n'est donc même pas certain que cette équivalence de moment capable conduise à une équivalence de sécurité.

La méthode de calcul que nous proposons ne se base pas sur une équivalence de l'existant, mais sur une définition des efforts appliqués en fonction de la géométrie de la section, selon la même méthode de calcul que celle des recommandations LCPC / SETRA « Buses métalliques » de septembre 1981. Cette méthode est basée sur la théorie de l'anneau comprimé, et ne s'applique que dans la mesure où la raideur de la section est faible. Nous vérifions après calcul que la raideur de la section béton obtenue reste bien du même ordre que celle de la section métallique initiale.

Pour ces calculs, nous négligeons totalement la buse en place, et les phases provisoires (souvent dimensionnantes) de réalisation initiale de la buse métallique ne sont bien entendu pas considérées.

On trouvera en Annexe D le détail de la méthode de calcul proposé, ainsi qu'une application de cette méthode à quatre buses existantes.

On constatera d'une part que les contraintes obtenues sur la coque sont clairement admissibles (les contraintes ultimes calculées en section homogène restent comprises entre f_{cd} et $f_{Fu,d}$), et d'autre part que la raideur $E.I$ des coques reste bien du même ordre que celle de la buse initiale, ce qui valide le domaine d'application de la méthode de calcul choisie.

Il est remarquable que les buses dont la section est la plus importante sont celles qui se prêtent le mieux à ce type de renforcement : en effet, l'effort normal, favorable, est proportionnel au rayon de la buse, tandis que le moment de flexion, défavorable, est inversement proportionnel au rayon.

Enfin, il convient de préciser que les efforts à reprendre sont directement conditionnés par le rayon de courbure réel de l'ouvrage, et par la raideur du sol. Nous conseillons donc de faire effectuer un relevé géométrique précis de la structure, ainsi que des sondages pressiométriques, avant de réaliser les études.

5 PROBLEMATIQUES GENERALES

5.1 Choix de la méthode de projection

Voie sèche ou voie mouillée ?

Texte propose par C. Larive

La voie sèche est particulièrement bien adaptée en réparation car elle permet d'obtenir une adhérence plus importante que la voie mouillée. En effet, la constitution de la couche de béton ne se fait pas par « collage », grâce à un activateur, sur la surface projetée mais elle se fait par création d'une couche d'interface très riche en ciment et fortement compactée par les granulats, lancés à grande vitesse dans le flux d'air comprimé (vitesse bien plus importante qu'en voie mouillée). Beaucoup rebondissent sur le support, surtout au moment de la création de cette interface ; ils constituent la plus grande partie des « pertes » mais ces dernières jouent un rôle très important dans la qualité du béton en place.

La valeur de l'adhérence est déterminante pour obtenir le monolithisme entre le renforcement en béton projeté et le support, tout particulièrement pour pouvoir appliquer les mêmes méthodes de dimensionnement que pour le béton armé coulé.

La norme NF EN 1504-3 sur les Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton indique dans le tableau 3 les exigences de performances requises. Elle distingue les réparations ayant un rôle structural, ou non. Pour les 1^{ères}, l'adhérence, mesurée selon la norme EN 1542 (par traction directe sur pastillages), doit être supérieure à 2 MPa pour les matériaux de classe R4 et 1,5 MPa pour les matériaux de classe R3. A noter que, par contre, pour les réparations non-structurales, l'exigence est seulement de 0,8 MPa pour les matériaux de classe R2 et R1, cette valeur n'étant pas requise s'il se produit une rupture de cohésion du matériau de réparation ; dans ce cas, la spécification est alors de 0,5 MPa.

Le choix de la méthode de projection peut aussi être lié à d'autres critères :

- La proximité des centrales à béton et leur maîtrise de la formulation des bétons projetés peut intervenir, ainsi que les contraintes horaires pour l'exécution des travaux (en cas de travaux de nuit, il peut être pratique d'utiliser la voie sèche et de ne pas dépendre de l'approvisionnement d'une centrale).
- En cas de gros volume, la voie mouillée est généralement préférable car les débits des machines sont plus importants.
- La voie sèche permet beaucoup plus facilement des interruptions de chantier, le nettoyage du matériel étant bien moins contraignant. On peut cependant noter que les retardateurs d'hydratation se développent de plus en plus et qu'il est possible de laisser le béton malaxé dans la tuyauterie pendant tout un week-end et de reprendre la projection la semaine suivante. Néanmoins, cette pratique est encore peu développée en France.
- Les émissions de poussière sont plus importantes en voie sèche qu'en voie mouillée, mais cela est à nuancer de deux façons. La première nuance est que les aérosols produits par la voie mouillée sont également dangereux, donc, pour le personnel de projection, les E.P.I (Équipements de Protection Individuelle) doivent être les mêmes dans les deux cas. La seconde nuance est liée au fait qu'il est possible de limiter très fortement les poussières en voie sèche : par pré-humidification du mélange ou utilisation d'une lance de prémouillage (voir fascicule « mise en œuvre » de l'ASQUAPRO) et, pour les grands chantiers, en mettant en œuvre toute une chaîne de production adaptée. Des méthodes d'aspiration des poussières à la lance sont également en étude.
- Le choix peut également être lié aux conditions d'exposition prévisibles lors de la vie du béton. En cas de zones froides et d'utilisation de sels de déverglaçage, la voie sèche a montré une durabilité particulièrement intéressante.

5.2 Fluage

Texte propose par C. Larive

Rappelons que le fluage d'un matériau caractérise le fait que celui-ci se déforme dans le temps sous efforts constants.

Le fluage en flexion des bétons projetés fibrés PAR VOIE SECHE n'a fait l'objet d'aucune étude spécifique, probablement parce que la projection de fibres synthétiques par voie sèche est très délicate : beaucoup 'volent' et/ou rebondissent ; les pertes sont considérables ; dès lors, la question du fluage des bétons projetés par voie sèche ne se pose pratiquement plus que pour les fibres métalliques. A priori, étant donné que les bétons ainsi projetés ont un faible E/C, leur fluage devrait être inférieur à celui des bétons projetés par voie mouillée pour lesquels on dispose de données expérimentales (cf. fascicule 'soutènement').

Aucun retour d'expérience ne montre de problème de durabilité imputable au fluage du béton projeté par voie sèche, il n'est donc pas prévu de réaliser une campagne expérimentale pour la voie sèche, contrairement à la voie mouillée pour laquelle l'ASQUAPRO démarre des essais en octobre 2014.

5.3 Corrosion et durabilité

Texte proposé par F. Bernard (Saint-Gobain SEVA) et S. Mathieu (ArcelorMittal)

Capacité de résistance à la corrosion et durabilité des opérations de réparation et de renforcement des structures sont deux paramètres intimement liés : plus les dégradations liées à la corrosion des aciers de renforcement des bétons sont importantes, plus la dégradation du béton lui-même sera importante et rapide.

Dans les cas classiques de projection de béton sur armatures de type treillis soudé métallique, les désordres générés par la corrosion peuvent être nombreux, voire apparaître très rapidement si la projection n'est pas faite dans les règles de l'art. En effet, les aciers utilisés pour la fabrication des treillis soudés n'étant, généralement, pas traités contre la corrosion, seule la couche de béton recouvrant l'armature protège lesdits aciers des agressions extérieures : Air ambiant, eau, agents chimiques,... Si l'acier n'est pas correctement recouvert par le béton, la corrosion sera rapidement importante générant ainsi le gonflement des aciers et l'éclatement du béton...

Face à un tel constat, l'utilisation de bétons renforcés de fibres trouve toute sa pertinence :

- A l'inverse des aciers traditionnels, les fibres en aciers sont, elles, de par leurs dimensions non soumises au gonflement en cas de corrosion. Chaque fibre étant isolée des autres, il ne peut pas y avoir de propagation de corrosion d'une fibre à l'autre. La finesse des fibres utilisées ne permet pas la pénétration de l'oxygène nécessaire à la corrosion des fibres débouchant en surface. Des essais ont montré que le bouchon de rouille n'excède pas une longueur équivalente à une fois et demie le diamètre de la fibre. Des essais ont également montré (sur béton coulé) que les microfissures inférieures à 0,5 mm ne sont pas suffisamment larges pour permettre à l'eau de corroder les fibres en profondeur. La qualité de la projection et celle du béton (enrobage efficace des fibres par la pâte cimentaire) est déterminante pour la durabilité du béton. En cas de réparation dans des zones particulièrement agressives, des fibres inox ou des fibres revêtues comme les fibres galvanisées pourront être utilisées ; le choix du ciment devra être adapté.
- L'emploi de solution de renforcement mixte (barres d'acier + fibres) peut permettre de placer les barres bien à l'abri de la corrosion en profondeur de la masse de béton tout en ayant un béton armé de fibres jusqu'en surface de la zone réparée. En limitant fortement la fissuration, les fibres protégeront les aciers reprenant les contraintes principales.
- L'emploi de fibres dites « de fonte amorphe » présente également un grand intérêt vis-à-vis de ce type de contrainte : La très grande résistance à la corrosion de ces fibres en est une des principales caractéristiques (liée à la combinaison de la structure amorphe obtenue par hypertrempe de l'alliage dans le cadre du procédé de production de ces fibres et à la composition de l'alliage lui-même (env. 5% de chrome). Elles s'avèrent en outre très performantes pour limiter strictement l'apparition des microfissures

Toujours en comparaison avec un béton projeté sur treillis soudé, l'emploi d'un béton projeté renforcé par des fibres présente l'immense avantage que le renfort opéré par les fibres au sein de la matrice béton va limiter les phénomènes de microfissuration. Or, sans microfissuration (inévitables avec de simples armatures métalliques classiques), il n'y aura pas de pénétration des agressions extérieures au sein de la matrice béton et donc pas d'apparition des dégradations correspondantes : ni corrosion, ni éclatement...

Il convient de préciser que l'emploi de fibres d'acier au carbone peut générer en parement des traces de rouilles inesthétiques. Dans le cas où ces traces seraient jugées inacceptables, on peut ajouter en parement une couche de finition non fibrée d'épaisseur variant de un à quelques centimètres d'épaisseur, suivant le type de fibres.

Cf. également : Documents scientifiques et techniques AFGC/CEFRACOR "Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion"(Nov. 2003).

5.4 Résistance au feu des structures

Texte proposé par B. de Rivaz (Bekaert) et F. Teply (Freyssinet)

La résistance au feu des bétons fait intervenir différents phénomènes, dont les principaux sont : la réduction des caractéristiques mécaniques sous températures élevées, le risque d'écaillage et l'augmentation des contraintes liées à la dilatation différentielle et gênée de la structure.

La résistance en compression des bétons fibrés sous température ne diffère pas de celle des bétons classiques. On pourra l'évaluer selon les règles de calcul usuelles (EC2). De même, le dernier point n'est pas modifié par la présence des fibres. Quant à la résistance en traction apportées par les fibres soumises à hautes températures, elle est peu documentée, probablement faible.

Lorsque la résistance en traction sous feu est requise, il est recommandé de ne pas tenir compte de l'apport des fibres et de prévoir à cet effet des armatures. Le calcul au feu se fait alors comme pour un béton classique (même évolution des caractéristiques thermiques en fonction de la température que pour un béton classique).

Concernant l'écaillage, les fibres métalliques n'apportent pas un plus déterminant. Ce que l'on peut simplement souligner est qu'une structure en béton de fibres métalliques présente moins d'éclatements qu'une structure en béton armé classique.

Certaines fibres synthétiques, notamment les microfibrilles de polypropylène (longueur < 20 mm, diamètre < 20-30 µm, monofilament), ont au contraire un effet positif très significatif vis-à-vis de la problématique d'écaillage. Cette efficacité constatée est liée à un phénomène très simple : lors d'un feu, les fibres de polypropylène se liquéfient à leur température de fusion (environ 165-170°C), créant ainsi un réseau important de fines "canalisations" (capillaires) réparties dans tout le volume de la structure. Ces canalisations servent de vases d'expansion pour la vapeur d'eau sous pression générée par le feu (évaporation de l'eau présente dans le béton).

Le phénomène d'écaillage est d'autant plus susceptible de se produire que le béton est plus compact, donc plus résistant. Ainsi, les microfibrilles polypropylènes pour la résistance au feu **en combinaison** avec les fibres métalliques de renforcement structurel sont couramment utilisées aujourd'hui pour les voussoirs préfabriqués en raison de la résistance du béton souvent supérieure à 28 jours à 70 MPa.

5.5 Résistance à la fissuration due au retrait

Texte proposé par G. Durand

Quelle que soit leur nature, les fibres interviennent dans la limitation des effets du retrait aux très jeunes âges. En effet le réseau de fibres, par adhérence avec la matrice cimentaire, va éviter ou tout au moins limiter la formation de microfissures (qui sont l'amorce des fissures visibles liées au retrait).

Agissant aux très jeunes âges, les caractéristiques mécaniques de la fibre n'ont que peu d'importance, et c'est la densité du réseau qui en assure l'efficacité. L'expérience a montré que l'effet réseau existe à partir de 8 000 à 10 000 ml de longueur de fibres / m³.

Les fibres qui, de plus, possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques et qui fonctionnent par adhérence, continuent à contribuer à la limitation des effets du retrait à des âges plus avancés (moins de fissures ou moins de joints de retrait).

On a déjà utilisé dans cette perspective des mélanges de fibres (fibres de polypropylène et fibres métalliques).

Les applications sont multiples :

- les plus importantes en béton coulé (dallages, piste de vélodrome...)
- mais aussi en béton projeté (revêtements de canaux, d'ovoïdes, de talus, de tunnel en définitif...).

6 FORMULATION ET FABRICATION DU BETON

6.1 Rappel de considérations sur l'introduction de fibres dans les bétons projetés

Texte proposé par A. Regnard

Dans de précédents fascicules, dont les généralités demeurent applicables, l'ASQUAPRO a traité des contraintes générées par la présence de fibres (Fascicule "Formulation")

Voie sèche, § 2.2.8.

Pour les fibres métalliques, un surdosage tenant compte des pertes inhérentes à la projection et variant selon le type de fibres, est nécessaire. Il conduit à valider la composition par une épreuve d'étude.

Pour les fibres synthétiques, un tel surdosage peut éventuellement à une impossibilité de projection.

Voie mouillée, § 2.3.8.

Les fibres influent sur la pompabilité par augmentation de la cohésion du mélange. Cette pompabilité doit être ajustée par adjuvantation.

Pour une projection sur une surface verticale, le taux d'appauvrissement, pour les fibres métalliques, est estimé (§ 3.3.1.), à :

- 30 à 50%, en voie sèche ;
- 5 à 20%, en voie mouillée.

Il est encore plus fort pour des projections en plafond.

Il n'y a pas, à notre connaissance, d'estimation quantitative de l'appauvrissement pour les fibres synthétiques, probablement en raison de leur diversité de nature et de forme et d'une absence d'analyse des retours d'expérience. Il faut toutefois insister sur l'importance de la vérification de la faisabilité de la projection de ces fibres, car les pertes peuvent être très fortes. Autre remarque, des essais de projection par voie sèche ont montré la possibilité d'obtenir de bons résultats, sur le plan mécanique avec certaines macrofibres synthétiques, sur le plan de la prévention de l'écaillage avec des microfibres polypropylène.

Par ailleurs, la compatibilité de certaines fibres avec le milieu alcalin doit être évaluée (§ 3.3.2). L'implication du fournisseur de fibres, à travers les réponses qu'il peut donner à ces interrogations, est essentielle.

6.2 Composition du béton fibré

Texte proposé par B. De Rivaz (Bekaert)

La fibre ne doit pas être ajoutée à une formulation de base inchangée (même si en pratique cela reste souvent le cas). Une étude soignée, adaptée (rapport G/S, quantité de fibres, type de ciment, d'activateur...) doit être menée. Un béton d'étude validé lors des épreuves de convenance est nécessaire (voir les critères de conformité et les spécifications).

La performance d'un béton de fibres vis-à-vis de la limitation de l'ouverture des fissures augmente avec :

- les performances de la matrice béton,
- le dosage en fibres (dans la limite de compatibilité avec le bon enrobage des fibres),
- les performances intrinsèques de la fibre choisie.

Pour ce même critère, les performances d'une fibre augmentent avec :

- son rapport longueur/diamètre,
- sa section de la fibre (de façon inversement proportionnelle),
- sa résistance à la traction.

Les bénéfices mécaniques apportés par l'ajout de fibres sont directement reliés au linéaire minimum de fibres dans la matrice béton.

Pour les fibres métalliques, la notion de chevauchement minimal entre fibres a été formalisée par la théorie de Mc Kee, qui propose sur cette base quelques dosages minimum, principalement en fonction du ratio longueur/diamètre :

Aspect ratio (l/d)	40	45	50	55	60	65
Min. dosage (kg/m^3) when $s < 0,45 l_f$	43 kg/m^3	34	28	23	19	16 kg/m^3

En pratique, en voie sèche et avec des fibres métalliques « classiques », quel que soit le dosage introduit, il est déjà compliqué d'obtenir plus de 30 kg/m^3 en place et très difficile (voire plus encore) d'avoir plus de 35 kg/m^3 (voir l'exemple de réparation d'une buse métallique au §9.3). Ces valeurs nécessitent une projection soignée, avec un réglage de l'air raisonnable pour limiter les pertes en fibres.

Pour de nombreuses applications, un dosage en place de 20 à 25 kg/m^3 permet d'obtenir une capacité d'absorption d'énergie supérieure à 700 J , voire plus de 1000 J .

Quelques recommandations :

- la résistance à la traction du fil doit être cohérente avec celle de la matrice : pour les fibres métalliques, on recommande une valeur d'au moins 800 MPa avec un béton courant et supérieure à $1,5 \text{ GPa}$ avec un BHP ;
- l'adhérence et la surface d'échange entre la fibre et la matrice béton sont également des facteurs prépondérants dans le fonctionnement du matériau composite qu'est le béton fibré. Pour les fibres métalliques, l'optimisation du système d'ancrage est intéressante (crochets aux extrémités ou autres systèmes) ; pour les fibres synthétiques, le nombre de fibres supérieure (7 à 10 fois plus) permet d'avoir une surface d'échange supérieure.
- Le conditionnement des fibres doit permettre :
 - Leur introduction par un système de dosage automatique,
 - Leur bonne répartition dans le béton pour obtenir une distribution homogène,
 - la suppression totale de l'apparition d'oursins, même pour les fibres ayant un $l/D = 65$ (néfaste à la phase de mise en œuvre). Les fibres encollées ou d'autres systèmes (démêlage mécanique lors de l'introduction des fibres, ...) peuvent aider à répondre aux exigences ci-dessus.

6.3 Fabrication du béton fibré

Texte proposé par A. Regnard

En voie mouillée, le béton est fabriqué en centrale. Les conditions d'obtention d'un mélange homogène, le contrôle de la teneur en fibres et les systèmes de dosage automatiques sont décrits dans le fascicule "soutènement" au §3.2.

En voie sèche, la fabrication complète du mélange fibré, ou l'ajout des fibres au mélange, peut être faite sur chantier, à la condition d'utiliser un malaxeur planétaire, l'homogénéité et le dosage en fibres étant assurés comme ci-dessus.

Le transport d'un béton sec industriel avec fibres métalliques, de l'usine de production au chantier, peut favoriser une ségrégation en raison des chocs et vibrations. Les transferts du mélange fibré par gravitation ou par pulsage peuvent avoir le même effet. Il faut le vérifier et reconstituer, si nécessaire, l'homogénéité du mélange fibré par un remalaxage sur site (cf. § suivant).

7 MISE EN OEUVRE

7.1 Travaux de préparation du support

Le fait de projeter du béton fibré ne nécessite pas une préparation différente de celle qui est prévue habituellement (cf. fascicule ASQUAPRO «Mise en œuvre des bétons projetés »).

7.2 Spécificités du matériel pour la projection des fibres

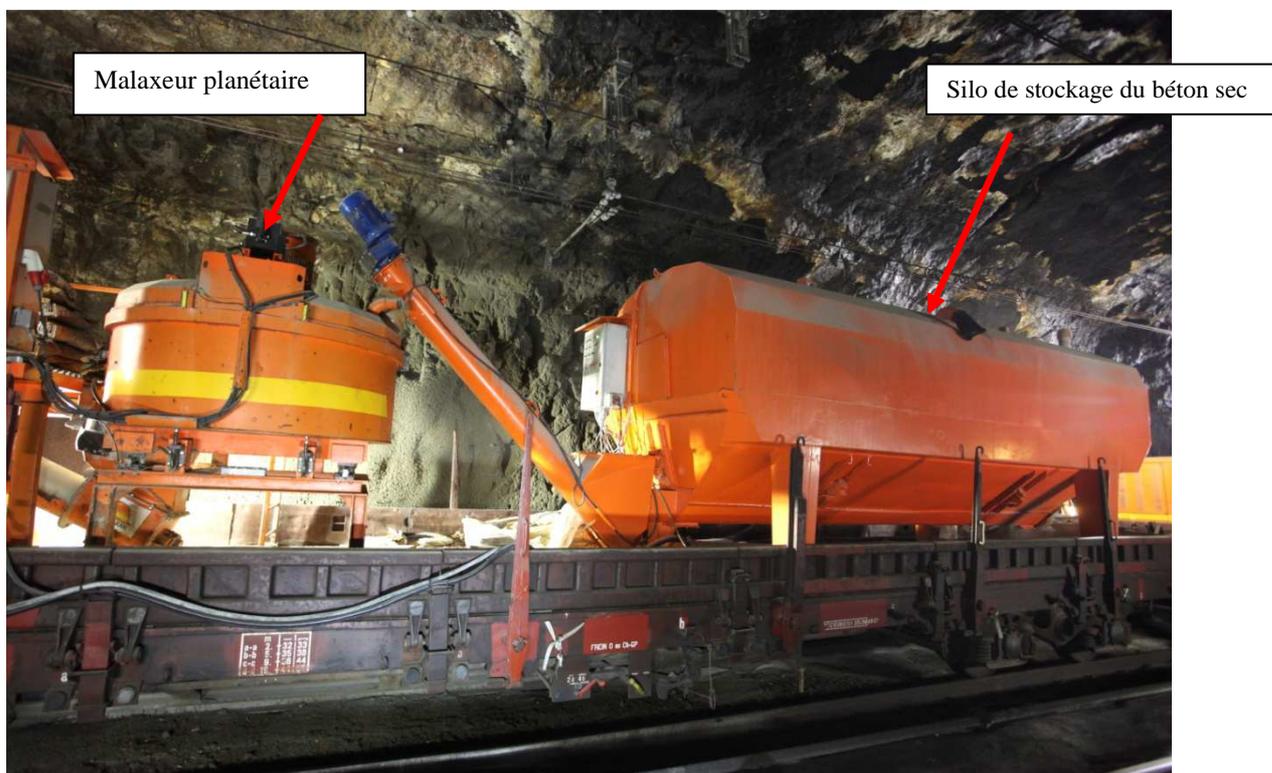
Texte proposé par T. Delaporte (Colas Rail)

Dans le § 6.3, on mentionne la difficulté d'obtenir, en voie sèche, un mélange homogène depuis une usine de production dû principalement à des phénomènes de ségrégation résultant principalement des vibrations lors du transport sur de longues distances.

Pour les bétons secs avec ajout de fibres métalliques, on constate la formation « d'oursins », amas de fibres provoquant des bouchons lors des transferts citerne/silos. On constate également des phénomènes de ségrégation dans les silos avec en partie basse un béton très appauvri en fibres et en partie haute une concentration de fibres ayant pour résultat une mauvaise mise en œuvre du béton.

Pour les bétons secs avec ajout de fibres synthétiques, le problème de ségrégation est amplifié du fait du volume très important des fibres. Les quelques essais réalisés montrent qu'il est quasi impossible de transporter ces mélanges en citerne. Les essais réalisés avec un stockage en big-bags n'ont pas été plus satisfaisants : forte ségrégation lors du transfert big-bag – machine avec formation d'amas de fibres.

Pour obtenir un mélange homogène et de qualité des bétons secs avec ajout de fibres il est nécessaire d'incorporer les fibres **sur site** avec mise en œuvre d'**un malaxeur planétaire**. Les fibres sont alors conditionnées en sacs. Ce matériel est équipé de bras malaxeurs avec pales empêchant la séparation et la stratification des ingrédients à malaxer, même de poids spécifique différent, assurant l'homogénéité du mélange et donc la qualité du produit.



**Exemple d'installation sur un train travaux
Les fibres sont introduites au niveau du malaxeur planétaire.**

7.3 Spécificités de la projection pour éviter les pertes de fibres

Texte proposé par P. Blondelle (Demathieu & Bard)

Lors de la projection, il faut se rapprocher du support afin que les fibres pénètrent dans la matrice du béton et ne rebondissent pas dessus.

Pour les porte-lances habitués à projeter avec un débit d'air élevé, il faudra veiller à le baisser un peu. Le fait de se rapprocher ou (et) de baisser l'air permet d'éviter que les fibres ne se retrouvent dans le champ de turbulence du flux ce qui aurait pour conséquence d'augmenter les pertes.

Plus que jamais la distance entre la lance et le support, ainsi que le débit d'air, sont importants à vérifier lors des épreuves de convenance.

7.4 Traitement des reprises

Texte proposé par F. Teply (Freyssinet)

Au droit d'une reprise de bétonnage, il n'existe aucune continuité des fibres. Il convient donc, dans ces zones, de remédier à l'absence de capacité de reprise des efforts de traction par la mise en place d'armatures en attente, dimensionnées à cet effet.

De cette remarque de bon sens découle que les reprises de bétonnage doivent être calepinées à l'avance et faire l'objet d'une analyse spécifique. Ces reprises de bétonnage seront bien entendu prévues dans les zones et/ou les directions où les efforts de traction sont moindres.

En présence de dalles minces, il peut arriver que les conditions d'enrobage de ces armatures de liaison imposent une épaisseur minimale supérieure à celle qui résulte des calculs.

En cas d'incident de chantier entraînant un arrêt de bétonnage non prévu, il convient de prévenir le bureau d'études pour en analyser l'incidence.

7.5 Traitement de surface

Texte proposé par H. Dugrenier (ARS)

Pour certaines applications, avec des fibres métalliques, il peut être nécessaire de réaliser une couche de finition, soit pour éviter les blessures consécutives aux fibres qui dépasseraient du parement, soit pour prévenir des traces de rouille inesthétiques.

Dans tous les cas, il est impératif de ne pas talocher la couche structurelle de béton projeté. Cette prescription est encore plus importante lorsqu'il s'agit de réaliser une coque mince en béton projeté fibré.

Si un enduit de finition n'est en aucun préjudiciable à l'esthétique des parements de l'ouvrage réparé ou renforcé, l'expérience montre que le simple réglage « à la règle » des parements conduit à un degré de finition tout à fait acceptable pour beaucoup d'ouvrages peu fréquentés.

La décision de la mise en œuvre d'un enduit de finition doit donc être essentiellement motivée par l'aspect esthétique final recherché pour l'ouvrage. Le cas échéant, cet enduit est appliqué bien après la prise du béton projeté pour le renforcement de la structure. La couche à retravailler ne doit pas être trop accélérée.

8 ELEMENTS DE REDACTION DES C.C.T.P. ET NOTES DESCRIPTIVES

Texte proposé par G. Rivallain

8.1 Généralités – Rappels

Pour le béton projeté, les matériaux utilisés et leurs contrôles doivent être conformes à la norme NF EN 14487 parties 1 et 2 (voir aussi NF 95-102 – Réparations et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Béton projeté).

Le CCTP doit préciser :

- les résistances en compression et en traction post-fissuration (ou en classe d'absorption d'énergie) demandées aux différentes échéances (28 jours, 7 jours, jeune âge, suivant les spécificités du chantier) ;
- la classe d'agressivité de l'environnement en se référant à la norme NF EN 206-1. Les recommandations qui en découlent devront être appliquées. Le dosage minimal en ciment peut être vérifié sur le béton avant projection, cette dernière générant un enrichissement en ciment ;
- les exigences particulières vis-à-vis de la résistance à l'action du gel (le retour d'expérience montre une bonne résistance au gel-dégel des bétons projetés par voie sèche ; on peut se référer aux « recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » pour certaines d'entre elles mais, à ce jour, on ne sait pas mettre en œuvre efficacement un agent entraîneur d'air dans un béton projeté).
- le niveau de prévention requis vis-à-vis de l'alcali-réaction ;
- le type de finition exigé ;
- les méthodes, fréquences et échéances des essais de contrôle (certaines valeurs peuvent être mesurées lors des épreuves de convenance et servir de référence ultérieurement pour les contrôles sur chantier).

8.1.1 Cadre d'un CCTP

Pour des chantiers d'une certaine consistance, le CCTP peut s'articuler sur la base du plan suivant :

- consistance et description des travaux avec pour contenu la description de l'existant, les désordres constatés et les travaux à réaliser ;
- préparation et organisation du chantier avec pour contenu les documents à fournir, le programme d'exécution, le plans de prévention et de sécurité, le plan d'assurance qualité, la note d'organisation générale, les procédures d'exécution ;
- provenance et qualité des matériaux et des éléments entrant dans la composition du produit, formulation et préparation du béton à projeter ;
- mode d'exécution avec les documents à fournir, les travaux préliminaires, la projection, les contrôles, les travaux de finition ;
- la réception des travaux avec, au final, le dossier de récolement et les préconisations de maintenance ultérieure.

Ce cadre est bien sûr à adapter en fonction de la nature de l'appel d'offres, des conditions locales, de la destination de l'ouvrage et de l'éventuelle pluridisciplinarité des travaux.

8.1.2 Rappels sur les matériaux

8.1.2.1 Le ciment

Les ciments employés doivent être conformes à la norme NF EN 197-1.

Pour assurer la montée en résistance rapide du béton, on recommande de prescrire des ciments de type CEM I ou CEM II.

On attire l'attention sur les ciments avec ajouts de laitier (CEM III, CEM V ou certains ciments CEM II). En effet, le soufre, dont la teneur est plus ou moins élevée, réagit avec l'acidité des activateurs non alcalins et dégage une quantité variable de gaz H₂S.

Pour les réparations en milieu agressif, la prescription de ciment ES ou PMES peut être exigée. Toutefois, cette spécification peut être en contradiction avec le besoin de déformabilité du béton (recherche de bas module) car les ciments ES ou PMES sont souvent associés à une classe 52,5.

Le dosage minimal en ciment communément admis est de 350 kg/m³ mais il est très souvent supérieur notamment dans le cas des mélanges secs fabriqués en usine. Il ne faut cependant pas trop augmenter le dosage en ciment car cela augmente la fissuration de retrait.

8.1.2.2 Les granulats

Les granulats doivent être conformes aux normes NF P 18 545 et NF EN 12620 + A1. On pourra également se référer au fascicule « Formulation » de l'ASQUAPRO.

ASQUAPRO a fait évoluer la forme des fuseaux AFTES et AFNOR pour prendre en compte le fait que la courbe granulaire pouvait sortir par la partie inférieure de ces fuseaux entre 0,5 et 1,5 mm, sans que cela pose problème sur la qualité des bétons projetés.

Les fuseaux sont beaucoup plus importants pour la voie sèche que pour la voie mouillée. Leur respect est un des éléments qui garantit un béton projeté de qualité.

L'ajout de fibres peut nécessiter des adaptations de la répartition granulaire, on peut alors accepter de sortir des fuseaux classiques et proposer une courbe granulaire mieux adaptée au type de fibre utilisée.

8.1.2.3 L'eau

L'eau utilisée pour la fabrication du béton doit être conforme aux normes en vigueur en particulier la norme NF EN 1008.

8.1.2.4 Les adjuvants

Les adjuvants employés doivent être conformes à la norme NF EN 934-2 +A1 et NF EN 934-5.

8.1.2.5 Les additions

Ce sont des éléments ajoutés aux bétons soit au moment de leur fabrication soit après, qui modifient leurs propriétés physiques ou mécaniques.

Les fumées de silice doivent respecter la norme NF EN 13263-1. Nous rappelons que les fumées de silice sont déconseillées en voie sèche, cf. fascicule « Formulation » de l'ASQUAPRO.

Les laitiers doivent respecter la norme NF EN 15167-1.

Les additions calcaires doivent respecter la norme NF P 18-508.

Les additions siliceuses doivent respecter la norme NF P 18-509.

L'utilisation de cendres volantes est déconseillée en voie sèche. Elle est conseillée pour les bétons projetés par voie mouillée. Elles doivent respecter la norme NF EN 450-1.

8.2 Spécifications sur la fabrication du béton fibré

8.2.1 Composition

L'étude de composition des bétons incombe à l'entrepreneur dans le cadre de son plan Qualité. Pour les travaux de réparations, il est fréquent que les épreuves d'études ne soient pas demandées, par exemple dans les cas d'utilisation d'une formule de béton présentant des références récentes probantes.

Dans le cas où un béton d'étude est demandé, le mémoire remis au maître d'œuvre doit comporter :

- un chapitre indiquant avec précision l'origine de chacun des composants du béton (ciment, granulats, eaux, adjuvants, nature et caractéristiques des fibres) et regroupant toutes les informations demandées sur l'agrément de ces composants. C'est dans ce chapitre que l'entrepreneur indique les valeurs d'équivalent de sable, les fuseaux granulaires et la quantité de fibres donnant ainsi une formule nominale de composition du béton proposé ;
- un chapitre indiquant les caractéristiques du matériel utilisé pour la fabrication du béton, et les tolérances qu'elles permettent sur le dosage de constituants ;
- un chapitre rassemblant les résultats de l'épreuve d'étude.

8.2.2 Fabrication - Transport

S'il n'y a pas de contraintes particulières de durée de transport et de temps de mise en œuvre, le CCTP doit laisser la liberté à l'entreprise de proposer sa méthode de fabrication :

- mélange fabriqué en centrale (B.P.E.),
- mélange sec fabriqué en usine (uniquement pour la voie sèche),
- mélange fabriqué sur place (dans ce cas, on imposera un dispositif de dosage pondéral).

En voie mouillée, s'il y a des contraintes liées à une durée de transport et/ou un temps de mise en œuvre excédant 1h30 dans des conditions de température ordinaires (1h en période « chaude », soit plus de 27-28°C), le CCTP doit interdire l'utilisation de mélange fabriqué en centrale ou préconiser une adjuvantation particulière.

Dans le cas de transport à la pompe (cas de la projection par voie mouillée), celui-ci est autorisé sous réserve que la formule nominale soit étudiée en conséquence. On peut se reporter au fascicule « Formulation » de l'ASQUAPRO pour définir les spécifications concernant les superplastifiants augmentant la pompabilité du béton (NF EN 934-2/A1 et A2) et les activateurs non alcalins (accélérateurs de prise pour bétons projetés suivant la norme NF EN 934-5 et accélérateurs de durcissement suivant la norme NF EN 934-2/A1 et A2).

Le mémoire d'étude doit préciser le type de pompe qui sera utilisé. L'épreuve de convenance doit comporter un essai de pompage. Pendant toute la durée des bétonnages à la pompe, une pompe de secours en état de marche doit se trouver sur le chantier.

Quand on ne peut pas utiliser un doseur automatique, les fibres doivent être pré-conditionnées en sacs correspondant à la quantité nécessaire de fibres pour le volume de gâchée. Pour des chantiers importants, l'utilisation d'un doseur automatique est préconisée. La durée de malaxage après introduction des fibres et leur mode d'introduction doivent être ajustées au moment des essais de convenances.

L'objectif est d'assurer la traçabilité de la fabrication du matériau et de répondre aux exigences d'assurance qualité.

8.3 Spécifications sur les fibres

8.3.1 Généralités

Quelle que soit la méthode employée, la projection modifie l'orientation et la répartition des fibres dans le béton en place. La teneur en fibres in situ est, de surcroît, généralement différente de celle du mélange avant projection, donc du dosage initial. Ces particularités doivent être prises en compte pour l'établissement de règles d'exécution, ainsi que pour la mise au point de méthodes de contrôle et d'essais, différentes de celles adoptées pour les bétons fibrés coulés.

L'orientation des fibres dans le béton projeté est en général anisotrope. En projection, tant par voie sèche que par voie mouillée, l'impact des fibres tend à les appliquer quasi-parallèlement à la surface réceptrice. Très peu de fibres se fichent perpendiculairement au support. La proportion de fibres parallèles à la surface réceptrice est plus élevée en voie sèche qu'en voie mouillée, du fait de la plus grande vitesse dans le jet de projection. Elle est également plus grande avec les fibres rigides (fibres en acier), qu'avec les fibres souples (synthétiques ou en fonte amorphe). L'orientation devient aléatoire, comme dans le béton coulé, avec les fibres extra-courtes, de 1 à 3 mm de longueur seulement.

Dans certains cas, le CCTP doit préciser s'il faut mettre en œuvre une dernière couche mince de béton projeté non fibré, de façon à éviter d'éventuelles blessures superficielles lors du passage d'usagers dans l'ouvrage et/ou d'éventuelles traces de rouille inesthétiques.

8.3.2 Type de fibres

Les fibres doivent répondre aux exigences :

- des normes NF EN 14889-1 et ISO 13270, pour les fibres métalliques,
- de la norme NF EN 14889-2, pour les fibres polymères.

Il est nécessaire de demander le marquage CE système 1 particulier aux fibres structurales. Il faut également pouvoir exclure les fibres qui ne seraient pas durablement compatibles avec le milieu alcalin (cf. AC 32), ainsi que tout type de fibres qui ne sont pas destinées au renforcement.

8.3.3 Dosage en fibres

Si un dosage minimum en fibres n'est pas imposé, celui-ci doit être déterminé, au plus tard, lors des épreuves de convenance (en comparant éventuellement plusieurs dosages et plusieurs types de fibres). Il devra ensuite être contrôlé pendant toute la durée du chantier (avant et après projection).

Si un dosage minimum est spécifié (dans ce cas, bien préciser s'il s'agit d'une teneur en fibres avant ou après projection) mais sans imposer un type de fibres, il faut penser à donner des valeurs ou des plages de valeur différentes pour les fibres métalliques et pour les fibres synthétiques. Typiquement pour des applications courantes visant une teneur en place de 20 à 25 kg/m³ de fibres métalliques, il faut en introduire dans le mélange à projeter³ de 25 à 35 kg/m³ ; pour les fibres synthétiques, les dosages courants avant projection sont de 5 à 7 kg/m³, le point à vérifier pour la voie sèche, est la possibilité de projeter ces fibres sans pertes excessives. Pour des exigences plus fortes, on peut envisager d'augmenter les dosages en fibres mais, dans un béton projeté, on risque de se heurter à difficultés de projection ou d'avoir des taux de pertes si élevés qu'ils neutralisent l'augmentation du dosage initial. Les épreuves de convenance et la vérification de la teneur en place, corrélée aux résultats des essais mécaniques sur béton durci, sont incontournables.

Il peut être dommage d'être trop précis dans les marchés car de nouveaux types de fibres sont en développement et ce sont les performances du béton fibré, à court et moyen terme, qui intéressent le

³Les valeurs indiquées ici sont issues de retours d'expérience mais elles doivent être validées lors d'essais de convenance, tant les paramètres intervenants sont multiples, allant de la matrice béton à au savoir-faire du porte-lance, en passant par le type d'application (surfaces verticales ou plafond), etc.

maître d'ouvrage, et non pas le type de fibres, d'où l'idée de spécifier plutôt les objectifs que les moyens de les atteindre (penser alors aussi au comportement à long terme).

Pour les bétons projetés à prise rapide du type « bétons à résistance initiale garantie » (RIG) il y a généralement lieu d'augmenter le dosage en fibres afin de rester cohérent avec la résistance à terme de ces bétons, qui est souvent élevée. En projection par voie sèche, il est possible, pour certaines applications spécifiques, de projeter des mélanges contenant jusqu'à 50 kg/m³ de fibres en acier en employant des machines et des lances courantes. Il faut toutefois noter, qu'à ces valeurs de dosage, l'enrobage des fibres peut être insuffisant et les performances du béton fibré en être affectées.

8.3.4 Perte en fibres

La projection du béton entraîne des pertes par rebonds et par retombées. Les fibres sont plus sensibles au phénomène de pertes que les granulats ou le ciment, il s'ensuit que la teneur en fibre du béton après projection peut être différente, voire très différente, de celle du mélange initial.

Selon les fibres, leur dosage, le type de lance, la pression d'air, la pression d'eau, la qualité du mouillage, la distance lance-support, l'expérience du porte-lance et le vent (...), les pertes peuvent varier énormément (à titre indicatif, de 20% à plus de 75%).

L'emploi de fibres complexifiant les réglages machine pour une projection optimale, il est vivement recommandé d'exiger, dans les CCTP, des personnels formés et qualifiés pour ces travaux, aussi bien pour les opérateurs de projection que pour leurs encadrants.

8.4 Spécifications sur les caractéristiques mécaniques

RAPPEL

Les épreuves d'étude et de convenance sont à la charge et aux frais de l'entrepreneur (personnel + matériel + approvisionnement des caisses d'essai + prélèvement des échantillons et essais à réaliser par un organisme agréé par la MOE). Les épreuves de contrôle, déclenchées par la MOE, sont à la charge de l'entreprise mais sont rémunérées. Elles doivent être réalisées en présence de la MOE.

En réparation, le béton rapporté doit être capable de s'adapter aux mouvements éventuels du support (par exemple en maçonneries de moellons ou de briques), son comportement doit alors être ductile. Une matrice trop performante conduirait à augmenter les exigences relatives à la capacité d'absorption d'énergie pour assurer la non-fragilité, ce qui pourrait être contre-productif.

Les réglementations en vigueur actuellement visent principalement les résultats d'essais à 28 jours. Pour améliorer la réactivité sur un chantier et parfois pallier le trop court délai entre les essais de convenance et le début effectif des travaux, il est conseillé de faire des essais à plus court terme : par exemple 7 jours, ce qui donne déjà de précieuses indications sur le comportement à 28 jours.

8.4.1 à 28 jours

Résistance en compression

Nous conseillons d'utiliser, dans les cas courants, la classe de béton **C25/30** et de ne prévoir des classes supérieures que dans les cas où des conditions particulières de résistance ou d'utilisation immédiates ou différées sont à satisfaire.

La résistance en compression est mesurée selon l'essai de la norme d'essai NF EN 12504-1 sur **au moins cinq carottes de 60 mm de diamètre et 120 mm de hauteur**, prélevées sur des dalles de béton projetées conformément à l'EN 14488-1 (épaisseur minimale de 15 cm, à recouper à 12 cm sur les carottes). Actuellement, avec un dosage en ciment compris dans une fourchette de 350 à 400 kg/m³, qui reste recommandée, on obtient souvent des résistances bien plus élevées que les valeurs spécifiées. L'attention doit alors être attirée sur le fait que cela est pénalisant pour la déformabilité du matériau. Lorsqu'on mesure des résistances en compression élevées, bien que non prescrites, il est nécessaire

Asquapro Comité Technique

d'analyser les résistances résiduelles en traction post-fissuration ou la classe d'absorption d'énergie et de vérifier la non-fragilité du matériau afin de savoir si l'on reste dans le domaine ductile. Une augmentation de la teneur en fibres (ou l'emploi de fibres plus performantes) peut être nécessaire.

Le critère de conformité proposé est le suivant :

- les deux valeurs extrêmes sont écartées ; la valeur moyenne sur les carottes restantes est supérieure ou égale à la valeur spécifiée.

Résistance en traction

Le CCTP doit préciser si les critères de résistance en traction sont du type absorption d'énergie ou résistance résiduelle post-fissuration (voir §3.4).

Résistance en flexion ; critère d'absorption d'énergie :

La capacité d'absorption d'énergie requise est propre à chaque projet. On peut toutefois donner des indications générales :

Tableau de spécification pour un béton type de classe courante (C25/30 ou C30/37) :

Application	Classe d'énergie d'absorption d'énergie minimum	Absorption d'énergie en J, pour une flèche de 25 mm
Béton projeté fonctionnant comme <u>peau protectrice</u>	E500	500
Béton projeté fonctionnant comme <u>résistant</u> aux efforts dans la structure	E700	700

Tableau de spécification pour un béton type de classe C40/50:

Application	Classe d'énergie d'absorption d'énergie minimum	Absorption d'énergie en J, pour une flèche de 25 mm
Béton projeté fonctionnant comme <u>protection de chutes de blocs</u>	E800	800
Béton projeté fonctionnant comme <u>résistant</u> aux efforts dans la structure	E1000	1000

L'énergie absorbée est mesurée selon la norme d'essai NF EN 14488-5 sur des dalles de béton projeté de 60 cm de côté et 10 cm d'épaisseur (+ 5 mm, -0). Dans la plupart des applications de réparation ou renforcement structurel, le béton projeté est à considérer comme résistant aux efforts dans la structure.

Le critère de conformité de base, vérifié sur au moins 3 dalles, est :

- aucune valeur inférieure à l'énergie spécifiée.

Toutefois, nous préconisons d'ajouter quelques autres spécifications :

- Fabriquer 4 dalles par essais de poinçonnement/flexion (3 + 1 de secours) pour s'assurer d'avoir des moyennes sur au moins 3 valeurs ;
- Les dalles ne respectant pas strictement l'épaisseur (10 cm, +5 mm -0) ou dont le fond n'est pas plan sont refusées. Pour éviter cela, un contrôleur doit être présent lors de la réalisation des caisses ;
- Les dalles doivent rester entières après l'essai ;
- Les dalles doivent être multi-fissurées : pour le montrer, les rapports d'essais doivent comporter, en plus des exigences habituelles, les photos des faces inférieures de chaque dalle testée, après une éventuelle pulvérisation d'eau permettant de mieux mettre la fissuration en

évidence.

- Afin de s'assurer de la qualité du béton fibré utilisé, les courbes charge/flèche doivent se rapprocher du faciès-type présenté dans le *Graphe « Exemple »* ci-après ou dans la norme NF EN 14488-5.

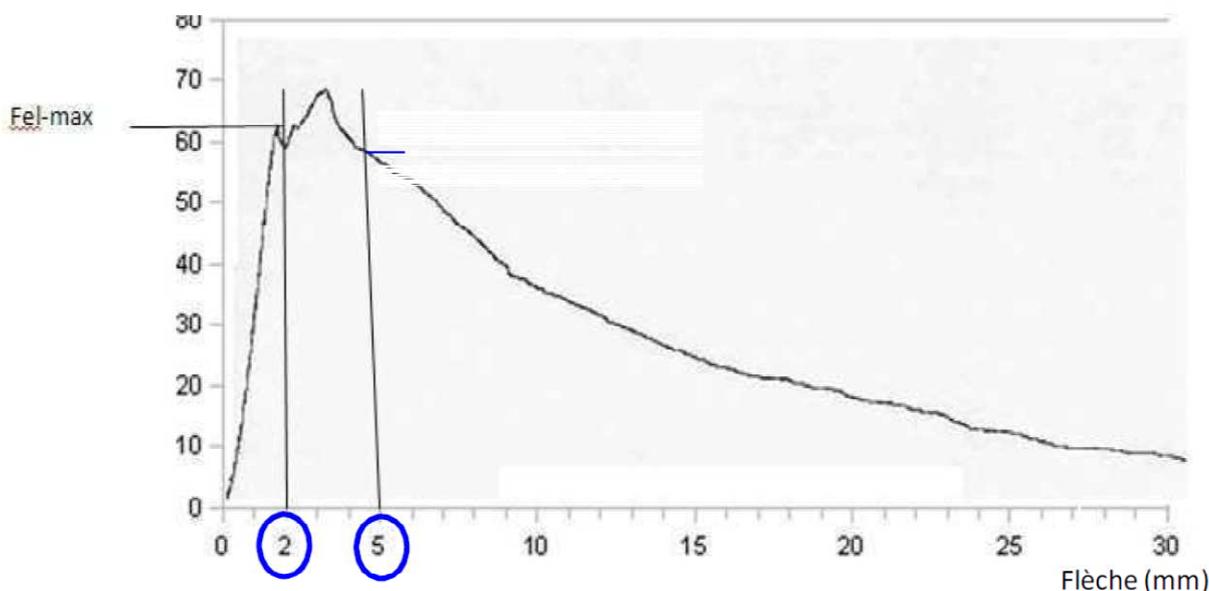
En complément, nous proposons d'inclure les conditions suivantes sur **chaque courbe** à analyser :

1 : La charge maximale de la zone élastique ($F_{el,max}$) doit correspondre à une valeur de déformation inférieure à **2 mm**.

2 : La charge minimale après fissuration jusqu'à une flèche égale à 5 mm doit être supérieure à 70% de $F_{el,max}$, soit :

$$F_{\text{post-fissuration mini jusqu'à 5 mm}} \geq 0,7.F_{el,max} \quad \times$$

Le graphe suivant montre un exemple de courbe de chargement et positionne les valeurs ci-dessus.



Graphe «Exemple»

Ces critères doivent permettre de ne pas accepter de bétons dont l'ouverture des fissures serait trop importante avant la mobilisation de l'ancrage des fibres, en dépit d'une énergie supérieure aux demandes du CCTP.

Il y a alors lieu de prévoir des dispositions correctives dans les CCTP concernant les travaux conduisant à ces résultats.

Résistance en traction ; critère de résistance résiduelle :

La résistance en traction est caractérisée par la classe de résistance en traction post-fissuration, au sens du §5.6.3. du Model Code 2010. Cette classe est définie par des chiffres suivis d'une lettre minuscule. Les chiffres représentent la résistance caractéristique à la traction en MPa pour une ouverture de fissure de 0,5mm, $f_{R1,k}$, pris dans la série 1,0 ; 1,5 ; 2,0 ; 2,5 ; 3,0 ; 4,0 ; 5,0 ; 6,0 ; 7,0 ; 8,0...

La lettre définit le rapport $f_{R3,k} / f_{R1,k}$:

- a pour $0,5 \leq f_{R3,k} / f_{R1,k} < 0,7$
- b pour $0,7 \leq f_{R3,k} / f_{R1,k} < 0,9$
- c pour $0,9 \leq f_{R3,k} / f_{R1,k} < 1,1$
- d pour $1,1 \leq f_{R3,k} / f_{R1,k} < 1,3$
- e pour $1,3 \leq f_{R3,k} / f_{R1,k}$

Ainsi, un béton de classe 3b a une résistance $f_{R1,k}$, comprise entre 3 et 4MPa et un rapport $f_{R3,k}/f_{R1,k}$ compris entre 0,7 et 0,9.

Le CCTP doit spécifier la classe de résistance en traction post-fissuration requise. Le contrôle de la classe se fait par essai en traction par flexion 3 points sur dalle entaillée (Voir §3.3.4).

Le critère de conformité vérifié sur au moins 3 dalles est : aucune des 6 valeurs (3 valeurs pour $f_{R1,k}$, 3 valeurs pour $f_{R3,k} / f_{R1,k}$) inférieures aux valeurs requises.

Nous préconisons par ailleurs les points suivants:

- Fabriquer 4 dalles par essais de poinçonnement/flexion (3 + 1 de secours) pour s'assurer d'avoir au moins 3 couples de valeurs ;
- Respecter strictement l'épaisseur des dalles (10 cm, +5 mm -0). Pour cela, un contrôleur doit être présent lors de la réalisation des caisses ;
- Respecter strictement la profondeur de l'entaille ;
- Les dalles doivent rester entières après l'essai ;
- Les courbes charges / flèches doivent être tracées.

Le contrôle de la résistance en traction post-fissuration doit impérativement être fait lors d'épreuves de convenance en début de chantier. Les valeurs pourront être corrélées avec un dosage en fibre effectué sur la même gâchée (méthode B de la NF EN 14488-7).

Pour la suite du chantier, on pourra se contenter d'un dosage en fibre quotidien, comparé aux valeurs obtenues lors des épreuves de convenance.

En fonction de l'importance et de la durée du chantier, on pourra spécifier de nouvelles épreuves de contrôle par flexion 3 points. Ces épreuves de contrôle sont obligatoires en cas de changement du matériel de projection ou du porte-lance.

8.4.2 à 7 jours

Pour gagner en réactivité, des essais à 7 jours peuvent être faits par exemple : lors de la mise au point de la formulation du béton fibré, lors des essais de convenance ou lors des contrôles en début de chantier.

On propose donc de mesurer systématiquement les caractéristiques du béton à 7 jours (compression et résistance résiduelle en traction post-fissuration ou classe d'absorption d'énergie) lors des essais de convenance. Ces valeurs peuvent ensuite être utilisées comme référence lors de certains essais de contrôle. Les valeurs contractuelles restent celles qui sont demandées au CCTP par le maître d'œuvre.

8.4.3 aux jeunes âges : béton de type à résistance initiale garantie (BP RIG)

Pour des raisons de protection des personnels ou de remise en service des ouvrages dans de bonnes conditions de sécurité, une montée rapide en résistance peut être exigée. Un type de béton répondant à des caractéristiques particulières spécifiées dans le CCTP est alors nécessaire. Lorsque la résistance est à obtenir en moins de 3 heures, on peut utiliser un béton R.I.G. (Résistance Initiale Garantie). Nous rappelons toutefois que ce type de béton peut présenter des problèmes de fissuration, de sorte qu'il convient de ne le prescrire qu'à bon escient.

La particularité principale est d'obtenir un produit fini capable d'avoir, dans des conditions normales de température, une résistance à la compression mesurée sur cubes à 3 heures ≥ 3 MPa.

Les caractéristiques mécaniques requises généralement sont :

- Pour les essais de convenueance :
 - Rc3h sur cubes 100mm doit être ≥ 3 MPa pour une température $T \geq 10^{\circ}\text{C}$
 - Rc3h sur cubes 100mm doit être $\geq 1,5$ MPa pour une température $2^{\circ} \leq T < 10^{\circ}\text{C}$
 - Rc7j sur cylindres 60x120 doit être ≥ 24 MPa
 - Rc28j sur cylindres 60x120 doit être ≥ 30 MPa
 - Energie absorbée par le matériau au cours de l'essai de poinçonnement supérieure à 700 joules pour un déplacement de 25 mm
 - ou
 - Résistance en traction post-fissuration contrôlé sur au moins 3 dalles : aucune des 6 valeurs (3 valeurs pour $f_{R1,k}$, 3valeurs pour $f_{R3,k} / f_{R1,k}$) inférieures aux valeurs requises.
- Le dosage en fibres, F, dans les caisses de projection doit être supérieur ou égal à la valeur F_{\min} définie au CCTP ou en convenueance (F_{\min} dépend de la fibre choisie).
- Pour les essais de contrôle :
 - Rc3h par essai d'arrachement de clou (NF EN 14488-2) doit être ≥ 4 MPa pour une température $T \geq 10^{\circ}\text{C}$
 - Rc3h par essai d'arrachement de clou doit être ≥ 2 MPa pour $2^{\circ} \leq T < 10^{\circ}\text{C}$
 - Rc28j sur cylindres 60x120 doit être ≥ 30 MPa
 - Le dosage F dans les caisses de projection doit être supérieur ou égal à F_{\min} .

8.5 Spécifications sur les contrôles de la teneur en fibres

On recommande de contrôler la teneur en fibres sur béton fraîchement projeté pour pouvoir réagir immédiatement en cas de résultats non conformes.

Les mesures sur béton durci gardent toute leur importance si les résultats de résistance en traction post-fissuration ne sont pas satisfaisants. Elles permettent de préciser l'origine probable de la non-conformité.

8.5.1 Teneur en fibres sur béton fraîchement projeté

8.5.1.1 Méthode de prélèvement :

Les contrôles doivent être faits sur béton fraîchement projeté. Les prélèvements sont faits de préférence sur le support et non dans des caisses, avec une coupelle de volume 1 litre **immédiatement** après la projection.



Exemple de coupelle de prélèvement de 1l

N.B : En voie mouillée, les pertes en fibres sont moins élevées qu'en voie sèche.

On admet qu'il n'est pas réaliste de faire des prélèvements en voûte.

8.5.1.2 Méthode du contrôle

On utilise la méthode de l'essai normalisé NF EN 14 488-7 méthode B en dérogeant sur le poids du prélèvement (plus de 2 kg).

Le béton prélevé est placé dans un tamis pour lavage de sorte que les fibres puissent être séparées de la masse. Les fibres métalliques sont alors récupérées grâce à un aimant. Pour les fibres en polypropylène, l'échantillon est agité jusqu'à ce que les fibres flottent à la surface. Les fibres récupérées sont alors pesées.



Récupération de fibres métalliques



Récupération de fibres synthétiques

8.5.1.3 Teneur en fibres sur béton durci

Ces essais sont réalisés en laboratoire sur les plaques préalablement testées résistance à la traction post-fissuration. Un volume de béton d'environ 1 litre est prélevé et concassé pour récupérer les fibres, qui sont ensuite nettoyées et pesées. Le calcul de la teneur en fibres est fait à partir de la masse volumique de l'échantillon. Cette méthode n'est applicable que pour les fibres métalliques.

8.6 Procédure de l'épreuve d'étude du béton fibré

Les travaux de réparation ne portent majoritairement que sur des petits volumes à mettre en œuvre. Dans ces conditions, il peut être intéressant de se référer à des formulations de bétons qui ont déjà été utilisées sur des chantiers similaires dans un laps de temps assez proche. L'entreprise en fait alors la proposition au M.O.E. en indiquant les références et les résultats obtenus. Cette procédure est particulièrement valide lorsqu'il s'agit de l'emploi de produits finis préfabriqués en usine. Dans le cas où les fibres ne seraient introduites qu'au moment des travaux, il faut alors s'assurer qu'un dispositif fiable sera mis en place pour les peser in situ (doseur automatique par exemple).

Pour des chantiers de réhabilitation de tunnels ou de galeries hydrauliques où les volumes sont plus importants et les conditions locales particulières, une épreuve d'étude est à envisager pour répondre aux exigences. Cette étude est à faire en laboratoire à la charge de l'entreprise pour trouver la meilleure formulation. Il s'agit alors de trouver une ou des formules capables d'avoir les caractéristiques mécaniques demandées mais également de prévoir plusieurs dosages en fibres possibles. On pourra aussi, si la fibre est connue et a déjà été utilisée par ailleurs, proposer un dosage minimum apte à remplir les contraintes imposées, le meilleur dosage étant sélectionné lors de l'épreuve de convenance.

8.7 Procédure de l'épreuve de convenueance du béton fibré

8.7.1 Cas usuels

Les essais - ou épreuves - de convenueance consistent à réaliser une projection sur le support et dans des caisses avec la formule proposée à l'épreuve d'étude et à contrôler ses caractéristiques avant et après projection. Ils doivent être effectués par l'entrepreneur, sous sa responsabilité et à ses frais par un organisme agréé par le M.O.E. pour vérifier que le béton satisfait aux exigences du marché. Ils constituent un point d'arrêt.

Les essais de convenueance doivent permettre de tester toute la chaîne de mise en œuvre du béton (fabrication, transport, mise en œuvre). Ils doivent être réalisés dans les conditions réelles de déroulement du chantier (mêmes matériels, matériaux, personnels).

Il faut prévoir un délai suffisant entre l'exécution et l'exploitation des essais de convenueance et le démarrage effectif du chantier pour, en cas de résultats défavorables, procéder aux adaptations nécessaires. L'entrepreneur est alors tenu de proposer à l'agrément du maître d'œuvre une nouvelle composition de béton (y compris un autre dosage de fibres) et de procéder à ses frais à une nouvelle série d'essais de convenueance.

L'entrepreneur n'est pas admis à présenter quelque réclamation que ce soit concernant l'immobilisation de son matériel et de son personnel jusqu'à l'obtention de résultats satisfaisants.

Les essais portent notamment sur les paramètres suivants :

- ajustements de la formule qui ne peuvent être réalisés au cours des épreuves d'étude généralement confiées à des laboratoires n'ayant ni le matériel de projection prévu pour le chantier, ni le personnel qualifié pour l'utiliser ;
- fonctionnement des installations de la chaîne matérielle de projection du béton,
- étalonnage et contrôle du système d'asservissement éventuel des adjuvants et du doseur automatique de fibres ;
- qualification des opérateurs et de l'encadrement proposés par l'entrepreneur à l'agrément du maître d'œuvre.

Avant projection, les contrôles concernent :

- la détermination de la durée pratique d'utilisation du béton par mesure de la consistance du béton frais dans le cas de BP par voie mouillée ;
- la détermination de la masse volumique du béton ;
- la confection d'éprouvettes pour essais de résistance à la compression à 28 jours du béton. Il est possible d'y ajouter les mesures de résistance à d'autres échéances (ex : 3h, 24h, 7 jours,...) selon les spécifications du CCTP.

Après projection, les contrôles portent sur les spécifications du CCTP et concernent donc généralement :

- le contrôle qualitatif de la mise en œuvre du béton projeté sur la paroi (préparation du support, régularisation du relief, homogénéité du béton, obtention de l'état de surface requis) ;
- le prélèvement de 3 carottes (60*120 mm) pour essais de résistance à la compression du béton par échéances spécifiées dans le CCTP (à 3h, 2, 7, 28 jours,...) ;
- la détermination du dosage en fibres sur béton frais ;
- la fabrication de 4 caisses de 60*60*10 cm pour 3 mesures de la capacité d'absorption d'énergie ou de la résistance résiduelle en traction post-fissuration par échéances spécifiées dans le CCTP (à 7 ou 28 jours).

Les critères de conformité sont ceux exigés dans le CCTP (ex : Classe 3b, Rc28 > 25 MPa...). L'épreuve de convenueance est probante si tous les critères de conformités (avant et après projection) sont respectés.

Les essais de convenance doivent faire l'objet d'un rapport à soumettre à l'agrément de la maîtrise d'œuvre.

8.7.2 Exemple de procédure de convenance pour les BP RIG fibrés

1ère phase : Agrément du matériel

L'entrepreneur présentera son matériel (machine à projeter, tuyau, lances de projection, etc...) aux représentants de la MOE avant le début du chantier.

Les représentants de la MOE se réservent le droit d'interdire le démarrage des travaux de béton projeté si la machine à projeter ne donne pas entière satisfaction (pression insuffisante en bout de lance dans la position la plus défavorable, mauvais état du matériel, etc...).

2ème phase : Agrément du béton projeté à résistance initiale garantie

Avant le début du chantier, en présence des représentants de la MOE, l'entrepreneur devra mettre en œuvre un béton projeté RIG dont on puisse vérifier sur place la résistance à la compression à 3 heures.

Essais spécifiques au béton RIG :

L'entrepreneur devra réaliser 4 caisses de béton projeté, pour chaque nature de béton, dont le fond aura été placé avec une inclinaison inférieure à 20° sur la verticale, pour déterminer les résistances à la compression :

- 3 caisses de dimensions intérieures 50 x 40 x 15 cm,
- 1 caisse de dimensions intérieures 50 x 40 x 10 cm.
- 1 caisse (**15 cm** d'épaisseur) pour la détermination de **Rc à 3 heures** dans laquelle le personnel du laboratoire mobile, agréé par la MOE, réalisera un prélèvement par sciage de 6 cubes minimum de 100 mm de côté. La résistance, mesurée à la presse à 3 heures est obtenue après élimination des 2 valeurs extrêmes, c'est la moyenne des 4 valeurs restantes qui détermine la résistance à prendre en compte.
- 1 caisse (**15 cm** d'épaisseur) pour la détermination de **Rc à 7 jours**. Après la prise du béton, la caisse est envoyée au laboratoire agréé par la MOE. Après 7 jours de durcissement du BP RIG, celui-ci réalisera 6 carottes d'élancement 2 et de diamètre > 60mm. La résistance mesurée à la presse est obtenue après élimination des 2 valeurs extrêmes, c'est la moyenne des 4 valeurs restantes qui détermine la résistance à prendre en compte.
- 1 caisse (**15 cm** d'épaisseur) pour **Rc à 28 jours**. Après la prise du béton, la caisse sera envoyée au laboratoire agréé par la MOE. Après 28 jours de durcissement du BP RIG, celui-ci réalisera 6 carottes d'élancement 2 et de diamètre > 60mm et les soumettra à la presse pour obtenir la valeur du Rc 28j. La résistance est obtenue après élimination des 2 valeurs extrêmes, c'est la moyenne des 4 valeurs restantes qui détermine la résistance à prendre en compte.
- 1 caisse (**10 cm** d'épaisseur) pour **Rc à 3 heures** avec la méthode d'essai d'arrachement de clou (NF EN 14488-2) (voir §.8.8).
- L'entrepreneur fera réaliser par ailleurs, un essai de contrôle de Rc3h du béton RIG en laboratoire aux températures contrôlées de 2 et 10°C. Pour se faire, l'entreprise expédie au laboratoire, 20 kg minimum de mélange sec de BP RIG prélevé sur son stock et conditionné en sac plastique étanche et résistant. Cet essai de sensibilité à la température est réalisé sur béton coulé.

Essais spécifiques aux fibres :

- Vérification du dosage en fibres : Le dosage, F, dans les caisses de projection doit être supérieur ou égal à F_{min} défini dans le CCTP ou en convenances, dépendant de la fibre choisie. La vérification se fait dans 1 ou 2 caisses de béton projeté fibré, destinée aux 3 prélèvements de matériau fraîchement projeté afin de déterminer le dosage en fibres F, la moyenne 3 des prélèvements.
- Essai d'absorption d'énergie : Fabrication de 4 caisses de dimensions intérieures 60x60x10 cm³
ou

- Essai de résistance en traction post-fissuration : Fabrication de 4 caisses de dimensions intérieures 60x60x10 cm³ pour le contrôle de l'absorption d'énergie ou de 4 échantillons pour la mesure de résistance résiduelle en traction post-fissuration par essai de flexion, de taille adaptée à l'essai retenu (poutres ou dalles)
Dans les deux cas, on attire l'attention sur l'importance de la planéité rigoureuse des fonds de moules.

8.8 Contrôles sur chantier

8.8.1 Généralités

Le tableau 12 de la norme NF EN 14487-1 donne les ordres de grandeur des fréquences théoriques des contrôles recommandés sur les chantiers.

Les fréquences prévues pour les contrôles dans cette norme, ou dans les recommandations de l'AFTES, ne sont malheureusement que rarement respectées pendant toute la durée d'un chantier long (réhabilitations de tunnels par exemple).

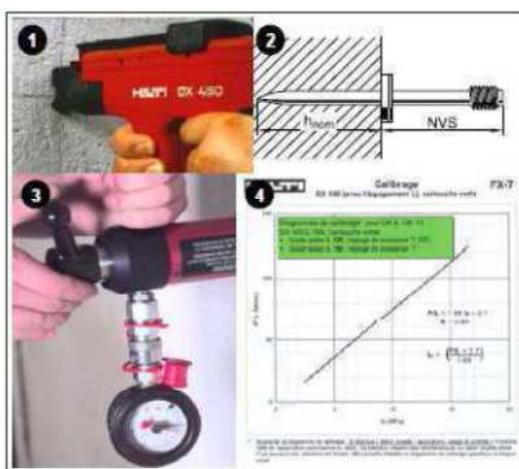
Cette problématique de respect des programmes de contrôles n'est pas spécifique à l'utilisation des fibres ; les contraintes de réalisation des dalles et le coût des essais de résistance en traction post-fissuration renforcent les difficultés à suivre les programmes théoriques.

Une réflexion est engagée au sein de plusieurs groupes de travail (ASQUAPRO, AFTES, AITES) pour proposer des méthodes et des fréquences de contrôle adaptées et prenant en compte l'avis de toutes les parties prenantes.

8.8.2 Contrôles en continu

Des essais de **contrôle continu** sont nécessaires pour vérifier la qualité du béton. Pour cela, on préconise de privilégier des essais simples et rapides :

- avant projection : en voie mouillée, essai d'affaissement au cône d'Abrams ou mesure d'étalement ;
- après projection, au jeune âge (de 3h à 24h) : des essais d'arrachement de clou (NF EN 14488-2)



Matériels « HILTI » d'arrachement de clous filetés

8.8.3 Exemple de contrôle du BP RIG pendant les travaux

Les séances de contrôle sont effectuées par l'entreprise, en présence de la MOE.

- Contrôle de résistance à la compression à 3h (RC 3h), par méthode non-destructive :

Le contrôle de résistance à la compression du béton projeté à 3 heures sera réalisé avec une méthode non destructive : essai d'arrachement de clou selon NF EN 14488-2. Dès le premier poste de travail, puis au moins 2 fois par semaine, l'entreprise réalisera un contrôle de résistance à la compression :

- **De préférence sur le support.** La surface nécessaire à la mesure est de 1 m² environ. L'épaisseur de référence pour la réalisation et la validité du contrôle de résistance est de 10 cm. Il sera donc nécessaire de réaliser une couche de béton de 10 cm d'épaisseur sur au moins 1 m² pour réaliser un contrôle
 - **ou éventuellement dans une caisse** de dimensions intérieures 50 x 40 x 10 cm, dont le fond aura été placé avec une inclinaison inférieure à 20° sur la verticale. Cette disposition sera appliquée lorsque le temps d'intervention ne permet pas de réaliser le contrôle in situ ou si l'épaisseur de béton projeté sur le parement est différente de 10 cm.
- Contrôle de résistance à la compression à 28 jours :
Dès le premier poste de travail, puis une fois par semaine, l'entreprise réalisera :
La projection du béton RIG dans une caisse de dimensions intérieures 50 x 40 x 15 cm, dont le fond aura été placé avec une inclinaison inférieure à 20° sur la verticale, pour déterminer les résistances à la compression à 28 jours.
Après la prise complète du béton, la caisse sera envoyée au laboratoire agréé par la MOE. Après 28 jours de durcissement du BP RIG, celui-ci réalisera 6 carottes d'élancement 2 et de diamètre > 60mm et les soumettra à la presse pour obtenir la valeur du Rc 28j. La résistance est obtenue après élimination des 2 valeurs extrêmes, c'est la moyenne des 4 valeurs restantes qui détermine la résistance à prendre en compte.
La MOE a la possibilité de déclencher des contrôles inopinés faisant intervenir un laboratoire de son choix. Toutes les caisses nécessaires seront fournies par l'entrepreneur.
 - Contrôle du poids de fibres en place
Dès le premier poste de travail, puis au moins une fois par semaine à l'improviste, auront lieu 3 prélèvements minimum du matériau frais sur le support afin de déterminer le dosage en fibres. Ces 3 prélèvements seront répartis sur plusieurs postes de travail. Le dosage en fibres F exprimé en kg/m³, est défini comme étant la moyenne de la série de 3 prélèvements.

Résultats des contrôles

Les résultats de ces contrôles ont une influence directe sur le règlement des travaux. Ils devront être inscrits sur une « fiche d'essais » de contrôles. Le traitement des non-conformités doit être précisé dans le plan-qualité.

8.8.4 Autres contrôles

Épaisseur

Un contrôle de l'épaisseur mise en œuvre doit être effectué par exemple à l'aide de piges ou de tout autre moyen adapté.

Contrôle de l'adhérence au support

Le lendemain de la projection, le maître d'œuvre procède à un sondage au marteau sur les parements protégés. Toutes les parties reconnues défectueuses (zones sonnantes creux ou fissuration anormale) sont démolies puis reconstituées aux frais de l'entrepreneur après remise en état des surfaces.

Le maître d'œuvre peut aussi faire réaliser un essai de traction directe, en laboratoire, sur une carotte prélevée dans le revêtement à tester. Les conditions de réalisation des essais d'adhérence sont définies dans la norme NF EN 14888-4 +A1.

8.9 Intervenants sur chantier

Asquapro Comité Technique

Indépendamment de leur fréquence, les contrôles nécessitent, pour être représentatifs, l'intervention de personnels qualifiés, tant pour les contrôles internes que pour les contrôles externes ou extérieurs.

Une grande rigueur est nécessaire pour la réalisation des caisses destinées aux essais de résistance en traction par flexion ; une surépaisseur d'un centimètre modifie sensiblement les résultats et fausse les valeurs moyennes obtenues. Les nouvelles exigences que nous proposons d'inclure dans les CCTP doivent permettre de **rejeter les dalles non conformes**. Nous attirons cependant l'attention sur la difficulté que représente la réalisation de dalles conformes (10 cm + 5 mm, -0 ; planéité des fonds de moules). Ce point doit être vérifié au fur et à mesure de leur réalisation pour que le bon nombre d'échantillons soit disponible pour les essais.

8.9.1 Contrôleurs internes

Le contrôle interne est à la charge de l'entreprise. Le maître d'œuvre lui demande donc de désigner le responsable du contrôle interne, ce responsable doit avoir une bonne connaissance de la projection du béton.

Lorsque l'entreprise a une bonne pratique de la projection, elle peut choisir les responsables du contrôle interne parmi ses opérateurs certifiés, ou parmi ses chefs de chantiers qui ont déjà dirigé des travaux de béton projeté. Dans ce cas, une formation conforme au référentiel ASQUAPRO peut être réalisée sur le chantier, en une seule journée pour apprendre à appliquer les procédures de contrôle, avant, pendant et après la projection.

Lorsque l'encadrement n'a pas la pratique de la projection, une formation préalable des contrôleurs internes qu'elle a désignés est indispensable. Il faut d'abord envisager une journée pour acquérir les connaissances de base sur le béton projeté et prendre en compte l'utilisation des fibres, ensuite une journée pour étudier les procédures de contrôle, rédiger celles particulières au chantier et apprendre à les appliquer.

Ces recommandations devraient permettre au maître d'œuvre de compléter ses prescriptions en exigeant de l'entreprise :

- qu'elle désigne un responsable du contrôle **compétent et formé**,
- qu'elle note dans le Plan Qualité les procédures de contrôle interne avant, pendant et après projection.

AVANT	Vérifier l'état du support. Contrôler le béton à la sortie de la toupie (slump, voire pénétromètre ou plasticimètre) pour la VM ou la provenance et le stockage des matériaux pour la VS, ainsi que l'état du matériel
PENDANT	Vérifier la technique de projection, les dosages et le bon fonctionnement des installations
APRES	Effectuer régulièrement des contrôles au jeune âge avec des méthodes « légères » (sondage au marteau, essais d'arrachement de clous, teneur en fibres, mesures d'épaisseur).

8.9.2 Contrôleurs externes

Régulièrement, l'entreprise fait intervenir des ingénieurs et techniciens de bureaux d'études techniques ou laboratoires qu'elle choisit et rémunère. Avant de faire son choix, elle doit s'assurer qu'ils connaissent bien le béton projeté, et que l'organisme est équipé pour :

- carotter des éprouvettes Ø 60 et L 120 mm dans les caisses ;
- scier, surfacer ces éprouvettes et les écraser ;
- mesurer la capacité d'absorption d'énergie d'une dalle fibrée (essai NF EN 14488-5) ;
- mesurer la teneur en fibres après projection sur béton frais et durci (essai NF EN 14488-7) ;
- mesurer la résistance du béton aux échéances spécifiées dans le CCTP (essai NF EN 14488-2, etc.).

Les laboratoires, généralement très bien formés et équipés pour réaliser les essais sur béton coulé, ne le sont pas forcément pour le béton projeté, a fortiori fibré.

8.9.3 Contrôleurs extérieurs

En suivant les mêmes principes de sélection que pour le contrôle externe, le maître d'œuvre peut faire intervenir à sa convenance et à ses frais un laboratoire pour vérifier la conformité des bétons projetés.

Il est recommandé de faire intervenir simultanément les deux laboratoires (contrôle externe et contrôle extérieur) lors des épreuves de convenance afin de disposer d'échantillons réalisés dans les mêmes conditions permettant de s'assurer ainsi de la concordance des résultats.

Dans certains cas, le même laboratoire peut être choisi par l'entreprise et la maîtrise d'œuvre, sous réserve que le programme des contrôles externes soit bien explicité et suivi par l'entreprise, la maîtrise d'œuvre le complétant en fonction des besoins qu'elle ressent en cours de chantier.

8.10 Spécifications sur la qualité du support

Il n'y a pas de préparation spécifique en cas d'utilisation de fibres. Les dispositions prescrites pour les bétons projetés restent identiques (cf.: *fascicule ASQUAPRO« Mise en œuvre »*). Il faut veiller au **parfait décapage et à l'humidification** de la paroi juste avant la projection afin d'assurer une bonne adhérence de la couche d'accrochage, riche en ciment par nature.

8.11 Finition

Si on désire un aspect fini sans exigence esthétique particulière, les surfaces projetées sont laissées brutes de projection, sans talochage ni lissage, afin d'éviter tout remaniement du béton en place qui risque de détruire sa structure et d'altérer sa qualité.

Si on désire un *aspect fini avec une exigence esthétique particulière*, une **couche de finition**, de faible épaisseur, est appliquée **après durcissement de la précédente**. Cette dernière peut être dressée ou lissée comme un enduit. Les caractéristiques (aspect, couleur ...) de cette couche de finition sont déterminées en accord avec le maître d'œuvre et doivent être spécifiées au CCTP.

8.12 Spécifications sur la cure

Il peut être nécessaire de réaliser une cure pour éviter la dessiccation trop rapide du béton. Dans ce cas, pour les passes intermédiaires, la cure se fait par humidification réalisée par arrosages fréquents. Pour la passe finale, elle peut être réalisée soit par humidification, soit par application d'un produit de cure (en phase aqueuse, pour des questions d'hygiène et sécurité en milieu confiné).

Les conditions de la cure doivent être soumises à l'agrément du maître d'œuvre. Elles ne sont pas spécifiques aux bétons fibrés. L'utilisation d'un produit de cure n'est possible que pour la dernière couche (risque de feuilletage entre couches sinon). On recommande l'utilisation de produits de cure à la marque NF).

9 RETOURS D'EXPERIENCE

Ce paragraphe présente des retours d'expérience récents de chantiers de réparation ou renforcement au cours desquels le béton projeté fibré a été utilisé. Des exemples plus anciens sont fournis en Annexes F à K.

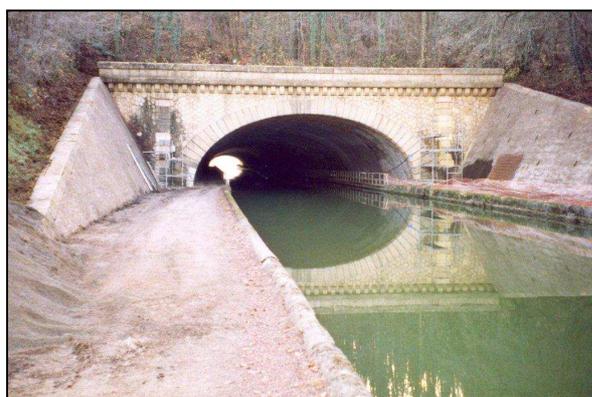
9.1 Tunnel de Condes

Texte proposé par T. Delaporte (Colas Rail)

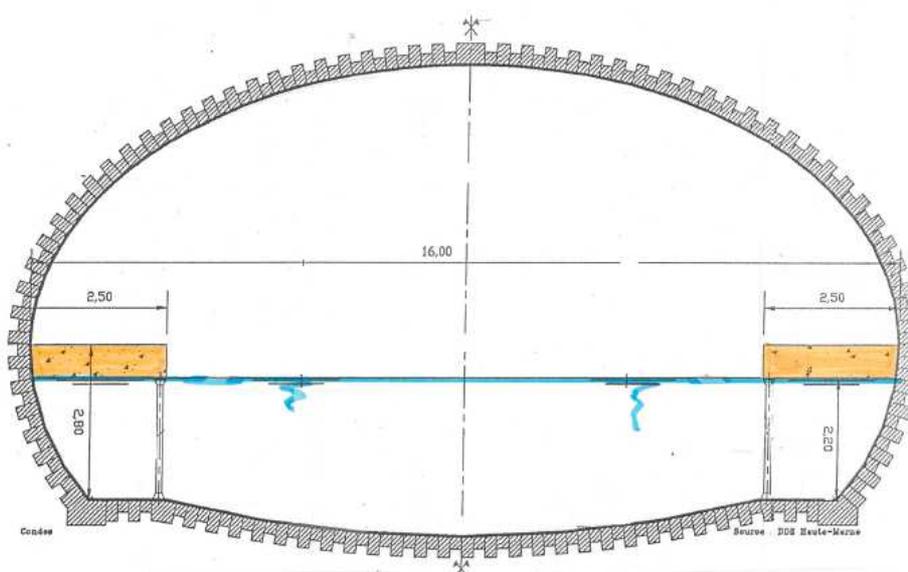
Présentation de l'ouvrage

Le tunnel de Condes, d'une longueur de 308 m, permet le passage en souterrain du canal de la Marne à la Saône. Il est situé à environ 2,5 km au Nord de la ville de Chaumont.

Réalisé au début du 20^{ème} siècle, il est creusé dans un terrain calcaire. La section du tunnel est une ellipse dont l'axe principal coïncide avec la largeur maximale du tunnel d'une valeur de 16 mètres.



Tunnel de Condes - Tête Nord



Coupe du tunnel

Le revêtement maçonné est constitué de moellons de calcaire sur une épaisseur variant de 0,60 m à 0,90 m (à la clé de voûte).

Asquapro Comité Technique

Examen de l'ouvrage

Suite à des dégradations constatées en 1988 au niveau de la voûte, une série d'inspections ont été réalisées par le CETU et ont mis en avant une altération extensive de l'intrados par exfoliation des moellons sous l'effet des variations de température et d'humidité. Il n'y a pas de déformation de l'ouvrage.

Il a été décidé d'isoler les pierres des agents agressifs par un chemisage de la voûte. Le principe retenu est de créer une coque mince en béton projeté ancrée dans la maçonnerie saine. Suivant les zones, liées au phasage des travaux sur deux ans, du béton renforcé de treillis et/ou de fibres a été utilisé.

Phasage des travaux

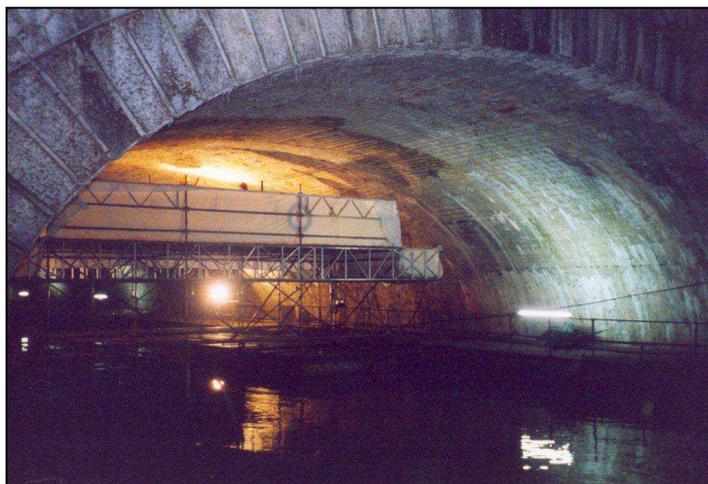
Les travaux ont été réalisés en deux tranches :

- L'une réalisée en 2002 (janvier à mars) dans la zone la plus exfoliée. 55 m ont été chemisés avec la mise en place d'un échafaudage de 55 m x 11 m reposant sur le fond du canal.



Le chantier s'est déroulé sur 7 semaines. 1160 m² de traitement de voûte ont été réalisés ; le béton a été mis en œuvre avec une machine LANCY type Tubaflow.

- La seconde tranche a été réalisée en 2003 (septembre à décembre) ; elle a consisté à réhabiliter la maçonnerie de la voûte sur deux zones représentant une longueur totale de 200 m. Les travaux ont été réalisés depuis un échafaudage flottant sur caissons.



La mise en œuvre du béton a été faite avec une machine ALIVA type 262 équipée d'un rotor de 10 litres.

Le chantier s'est déroulé sur 15 semaines. 4200 m² de traitement de voûte ont été réalisés.

Asquapro Comité Technique

Consistance des travaux

- Les travaux ont consisté principalement à mettre en œuvre, sous la voûte, une coque mince en béton projeté :
 - ✓ Tranche 1 : le béton a été renforcé par un treillis soudé ancré dans la maçonnerie sur toute la surface de l'ouvrage ; à titre d'essai, sur une longueur de 10 m, le treillis a été entièrement remplacé par des fibres métalliques ;
 - ✓ Tranche 2 : le treillis soudé a été conservé, par mesure de sécurité à long terme, dans la partie centrale de la voûte surbaissée ; le béton a été renforcé de fibres métalliques sur l'ensemble de la développée.
- Dans toutes les zones fibrées, les piédroits ont été recouverts d'une couche de béton projeté non fibré principalement destiné à prévenir les risques d'éraflures des personnes empruntant les banquettes du tunnel et, accessoirement, à éviter les coulures de rouille inesthétiques.

Mise en œuvre de la coque en béton projeté

La mise en œuvre de la coque nécessite les phases de travaux suivantes :

- purge de l'intrados limitée en profondeur, avec, pour objectif, de faire tomber les éléments instables des moellons, de supprimer les concrétions calcaires non adhérentes. Les travaux de purge sont suivis d'un décapage à l'eau sous pression (120 à 150 bars).

- projection de béton fibré destiné au rejointoiement et à la reconstruction de la maçonnerie démolie ; couche d'épaisseur minimale de 1 cm sur pointe pouvant atteindre jusqu'à 5 cm dans les zones en creux ; comblement des hors-profils par passes successives d'épaisseur maximale 5 cm, avec un délai d'au moins deux heures entre deux passes.



- pose et fixation, sur toute la développée pour la 1^{ère} tranche, sous la partie haute de la voûte seulement pour la 2^{nde} tranche, d'un treillis soudé (fil de 4,5 mm, maille 200 mm x 200 mm) ; les ancrages ont une profondeur de 25 cm environ pour rester dans la zone saine de la maçonnerie et éviter d'augmenter les infiltrations d'eau. Le nombre de points de fixation est au minimum de 4 en zone courante mais il doit être doublé le long des joints entre panneaux.



- projection de béton fibré destiné à la réalisation de la coque, enrobant le treillis soudé en assurant une épaisseur d'enrobage de 3 cm matérialisée par des repères d'épaisseur posés préalablement (2 unités par m²).



- projection d'une couche de béton non fibré pour recouvrir les fibres.

Caractéristiques du béton projeté

Béton projeté VPI T102 0/8 dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA-CEM I 52.5.

Fibres Bekaert « Dramix 65/35 » en acier tréfilé dosées à 40 kg/m³.

La résistance moyenne à la compression à 28 jours, mesurée sur au moins 3 carottes, doit être supérieure ou égale à 25 MPa.

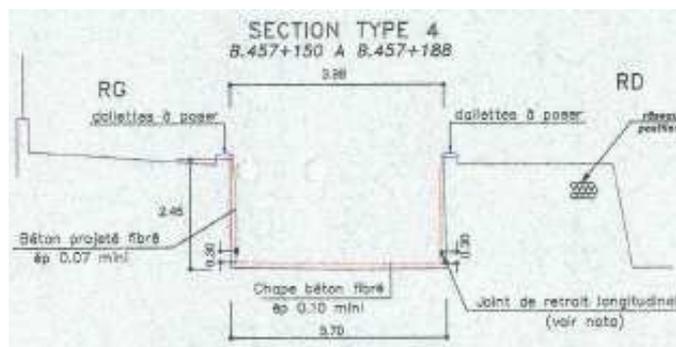
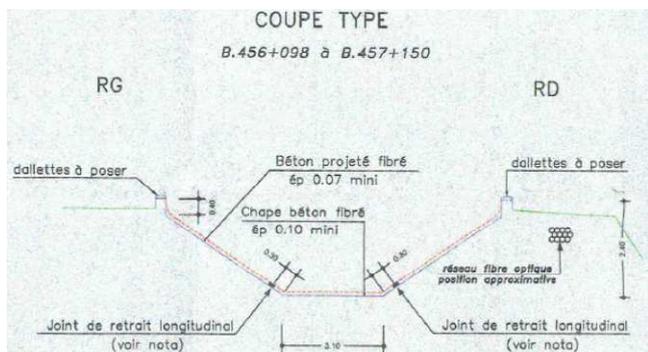
9.2 Chemisage du canal du « Four de Buze »

Texte proposé par F. Tepy (Freyssinet)

Présentation de l'ouvrage

La branche mère aval du canal de Marseille achemine l'eau de la Durance vers la ville. Ce canal a été creusé en 1900, et la dernière réfection date des années 40. Il s'agit d'une structure en perré recouvert d'un enduit armé d'un treillis soudé. Le radier est en béton armé. Le tronçon du « Four de Buze », long de 290 ml, présente deux sections types, l'une trapézoïdale avec exhaussement, l'autre de forme rectangulaire. L'ouvrage présente de nombreuses zones de décollement d'enduit et de corrosion des armatures.

Sections type de l'ouvrage :



Ouvrage avant travaux :



Objet des travaux

Le marché a été préparé par la Société des Eaux de Marseille, Maître d'ouvrage et Maître d'œuvre.

Les travaux consistent en :

- batardage du canal,
- nettoyage du radier,
- rabotage de l'enduit existant,
- décapage et soufflage des surfaces,
- reprofilage éventuel en gros béton,
- mise en œuvre sur les piédroits de 7 cm de béton projeté, fibré à 900g/m³ (dosage initial) par polypropylène type fibermesh Harbourite 320.
- coulage d'un radier de 10 cm d'épaisseur, de béton fibré (même fibre, même dosage).

Les travaux, hors période de préparation, doivent se dérouler pendant le chômage programmé, du lundi 13 octobre 2008 à 6h00, au mercredi 15 octobre 2008 à 17h00.

Déroulement des travaux

Le chantier a été réalisé par le groupement Freyssinet / Eurovia, Eurovia se chargeant de la préparation des surfaces, et le mandataire Freyssinet de la mise en œuvre des bétons.



Rabotage des piédroits



Support avant projection

Le béton, dosé à 400 kg/m³ de ciment et 900 g/m³ de microfibres fibermesh Harbourite 320, a été acheminé par toupies et projeté en voie sèche par machines AL262 avec flexibles Ø50 mm. La résistance à la compression est de 30MPa à 28 jours. Les fibres sont utilisées pour leur effet anti-fissuration au jeune âge.

Des joints de retrait de 3cm de profondeur et 1,5cm de largeur sont ménagés transversalement tous les 5m et longitudinalement à 0,30 m de part et d'autre du radier fini.

Des joints de dilatation de 2 cm de largeur sont créés tous les 50 ml transversalement, sur toute l'épaisseur du béton.

Tous les joints sont garnis de produit élastique Thixopalte Wet.

Asquapro Comité Technique



Projection



Garnissage des joints

Le chantier s'est déroulé en 3x8 durant les 59 heures de chômage prévues par le Maître d'ouvrage.



Ouvrage terminé



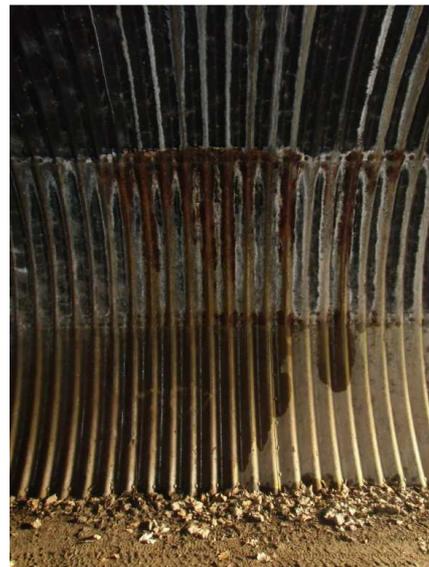
L'ouvrage après remise en eau

9.3 Buse 155.6 sur l'A13

Texte proposé par H. Dugrenier (ARS)

La buse 155-6 est située au PR 155+0591 de l'autoroute A13 (SAPN) sur le territoire de la commune de Saint-Mards de Blancarville (27) à une quarantaine de kilomètres à l'ouest de Rouen. Elle permet le franchissement d'un chemin forestier.

Il s'agit d'une buse « ARVAL multijoint circulaire » de 4,50 m de diamètre et d'environ 88 mètres de longueur au radier construite dans le milieu des années 1970. La couverture des remblais au-dessus de la génératrice supérieure est estimée à 2,50 m.



Buse n°155-6 (A13) - Tête Sud et oxydation des tôles

Le rapport d'inspection détaillée et les relevés géométriques des profils permettent d'établir respectivement que :

- la structure métallique présente de nombreuses traces d'oxydation des boulons et des tôles en particulier à proximité des têtes de l'ouvrage ;
- l'ovalisation de la buse sous la poussée des remblais, de l'ordre de 2% à 4% par rapport au diamètre nominal, est usuelle et acceptable pour ce type d'ouvrage ;
- les caractéristiques du sol support et des remblais, inconnues au stade de l'étude, étaient à priori convenables au vu de l'absence de déformations significatives de la buse.

La réparation doit donc être à priori structurante, c'est-à-dire qu'elle doit supporter à elle seule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation sans tenir compte de la structure existante qui n'assurera plus, à terme, sa fonction portante.

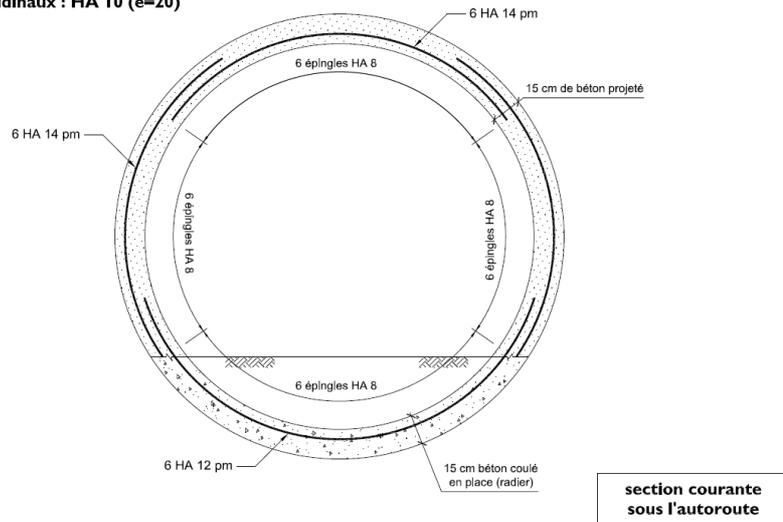
Deux solutions techniques ont été envisagées en conséquence dès la phase d'étude et l'appel d'offres en collaboration étroite avec les services techniques du maître d'ouvrage (SAPN) :

- baserenforcement par béton projeté armé (coque épaisse)
- variante.....renforcement par béton projeté fibré (coque mince)

La solution de renforcement par béton projeté armé est la plus éprouvée. Le renforcement se substitue à l'ouvrage existant. Les épaisseurs du radier coulé en place et de l'anneau de renforcement en béton projeté sont toutes les deux de 15 cm. Elle conduit cependant à remplacer un ouvrage « souple » par un ouvrage rigide.

SOLUTION DE BASE

aciers comprimés : 6 HA 10 pm
aciers longitudinaux : HA 10 (e=20)

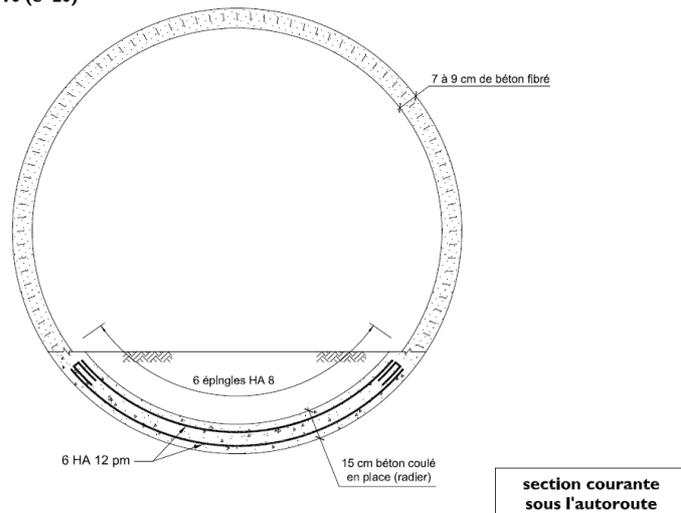


La solution « variante » a été expérimentée dans le cadre du projet national BEFIM en 1999. Bien que les dimensions de la buse 155-6 soient supérieures à celles de ces essais, ses très faibles déformations permettaient d'envisager son renforcement par cette nouvelle méthode. L'épaisseur du radier coulé en place est de 15 cm et celle du renforcement d'au plus 7 cm, hors volume des ondes de la buse métallique.

Cette solution variante présente l'avantage de conserver à l'ouvrage sa souplesse et sa déformabilité qui lui permettent de s'adapter aux mouvements des terrains environnants et de faire participer ces derniers à la résistance générale de la structure. En outre la réduction des quantités de béton à projeter et de ferrailage, conservé uniquement pour le radier, permet de réduire significativement le montant des travaux ainsi que leur délai d'exécution global.

SOLUTION VARIANTE

aciers comprimés : 6 HA 10 pm
aciers longitudinaux : HA 10 (e=20)



Les travaux ont été réalisés pendant l'été 2012 en 6 semaines pour 900 m² de parements.



Les principaux objectifs de la préparation des travaux ont été de justifier le dimensionnement de ce renforcement et d'organiser les contrôles d'exécution.

Dans un premier temps nous nous sommes référés au projet national « BEFIM » dont les principales conclusions :

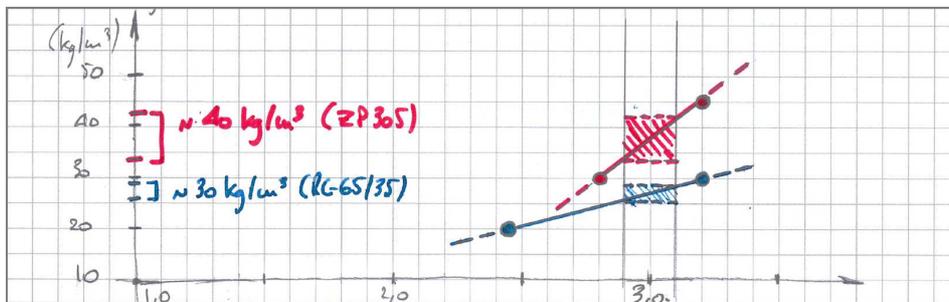
- montraient que les études théoriques étaient validées par les essais sur éléments plans en laboratoire et par le test en vraie grandeur sur un ouvrage expérimental ;
- identifiaient les limites du procédé, pour mémoire :
 - technique adaptée aux ouvrages peu déformés,
 - emploi de fibres métalliques pour obtenir un béton ductile,
 - réalisation d'une épreuve de convenance pour valider le dosage en fibres,
 - exécution des travaux par des personnels maîtrisant la projection de béton par voie sèche avec des dosages en fibres métalliques a priori élevés.

Asquapro Comité Technique

Il est cependant rapidement apparu que le dosage en fibres des essais « BEFIM » ne pouvait pas être reconduit sans une étude particulière du fait des modifications apportées aux fibres depuis 1999 d'une part et de la formulation du mélange sec retenue par l'entreprise d'autre part :

<i>matériaux « BEFIM » (1999)</i>	<i>matériaux « buse 155-6 » (2012)</i>
Fibres Dramix ZC 30/50.....(40 kg/m ³) (Longueur 30 mm, Ø 0,5 mm)	Fibres Dramix RC 65/35 (Longueur 35 mm, Ø 0,54 mm)
Mélange sec VPI – S 533(40 MPa)	Mélange sec GUNISEC 35 ₁(30 MPa)
Ajout d'eau et prémouillage à 6%	Pas d'ajout d'eau ni de prémouillage
Accélérateur liquide dosé à 3%	Pas d'accélérateur liquide

Pour l'étude de formulation du béton « 2012 », on a déterminé les « courbes » de dosages en fibres en fonction de $[f_{R1,k}]$ du « MODEL CODE 2010 » pour une valeur de résistance caractéristique du béton, en l'occurrence $[f_c = 30 MPa]$. Toujours en référence au « MODEL CODE 2010 » et aux essais « BEFIM » de 1999, on a retenu une plage de valeurs $[f_{R1,k}]$ centrée sur $[3 MPa]$ qui a permis de définir un dosage **minimum de 30 kg/m³** de fibres RC65/35, porté à **35 kg/m³** par « sécurité » sur le chantier.



À noter que le contrôle du dosage en fibres a été préféré à des essais de résistance par fissuration pour deux raisons principales :

- le dosage en fibres est directement lié à la ductilité du matériau, au même titre que les essais de résistance en flexion ;
- le dosage en fibres peut être mesuré quotidiennement sur le chantier avec des résultats immédiatement interprétables : en théorie un anneau de béton frais « non conforme » peut donc être démolé avant durcissement.

Cette caractérisation des matériaux par leur ductilité et l'interprétation des résultats des contrôles correspondants est cependant encore assez inhabituelle sur les chantiers.



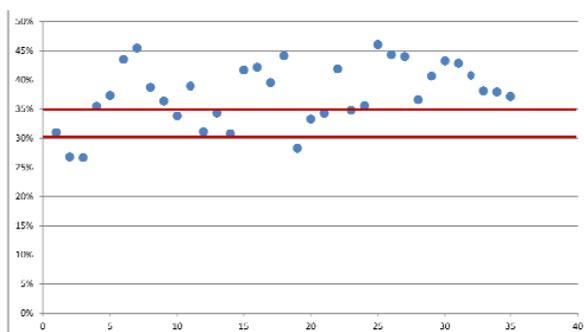


À noter : lors des essais de convenance, les teneurs en fibres mesurées pour un béton projeté dans une caisse présentaient des variations difficilement compréhensibles alors que celles obtenues à partir de prélèvements « in situ » étaient remarquablement homogènes. Il a en conséquence été décidé de contrôler le dosage en fibres pendant les travaux à partir de prélèvements in-situ. Cette pratique présentait en outre l'avantage de moins perturber le poste de travail au moment des contrôles.

Indépendamment de la vérification de l'adéquation des matériels et de la compétence du porte-lance affecté au chantier, les essais de convenance ont eu pour principal objectif d'établir une procédure fiable de mesure du dosage en fibres.

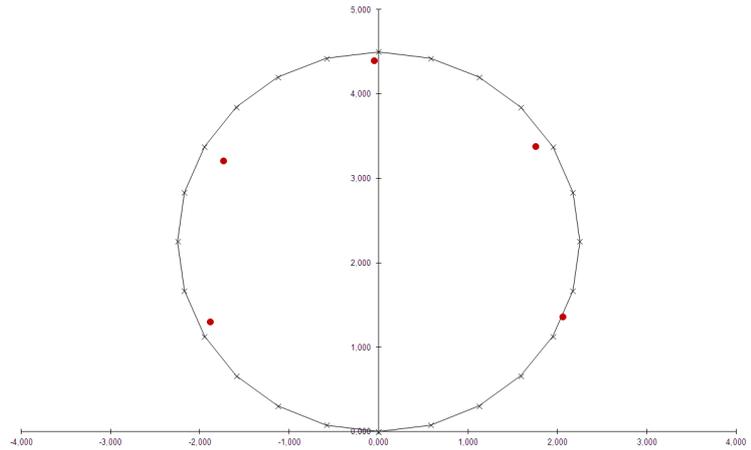
Cet objectif atteint, des « bornes de décision » ont été définies pour le contrôle quotidien du dosage en fibres :

$[F] > 35 \text{ kg/m}^3$ ok
 $30 \text{ kg/m}^3 < [F] < 35 \text{ kg/m}^3$ essais x2
 $[F] < 30 \text{ kg/m}^3$ anneau démoli



... quatre (4) anneaux sur 32 seront démolis suite à ces contrôles de dosage.

Enfin le suivi de l'ouvrage et de son renforcement par coque mince a été prévu par le relevé à intervalles réguliers de points fixes sur le parement.



En conclusion on notera que ce procédé reste encore expérimental et, à ce titre :

- l'implication de l'entreprise, du porte-lance à l'encadrement, est indispensable afin de bien appréhender le caractère « expérimental » de ce procédé où la ductilité du matériau prend le pas sur sa résistance ;
- la formulation du béton et le dosage en fibres sont à définir selon les matériaux mis en œuvre sur chaque chantier,
- les essais de convenue sont indispensables et des « bornes de décision » sont à établir,
- le contrôle du dosage en fibres est ... quotidien !

10 ANNEXES AU CHAPITRE 4 :

10.1 ANNEXE A: Justification de la ductilité pour une dalle : Exemple

Matériau utilisé: Épaisseur rapportée de la dalle : $e = 4 \text{ cm}$
Béton fibré C30/37, classe 3b, 35 kg/m^3 de fibres métalliques.

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} ; E_i = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 32\,800 \text{ MPa}$$
$$f_L = 3,0 \text{ MPa}$$
$$f_{R1,k} = 3,0 \text{ MPa}$$
$$f_{R3,k} = 2,50 \text{ MPa} \quad (\text{Comportement adoucissant})$$

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1,k} = 1,35 \text{ MPa}$$
$$f_{Ftu} = f_{R3,k} / 3 = 0,83 \text{ MPa} \quad (\text{modèle rigide-plastique})$$
$$f_{Ftu} = 0,5 \cdot f_{R3,k} - 0,2 \cdot f_{R1,k} = 0,65 \text{ MPa} \quad (\text{modèle linéaire})$$

Moment capable ELS:

Déformation maximale en compression: $\sigma_{\text{comp, max}} = 0,6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$

$$\epsilon_{\text{sup, max}} = \sigma_{\text{comp, max}} / E_i = 0,548\text{‰}$$

Déformation maximale en traction : $\epsilon_{\text{inf, max}} = \omega_{\text{max}} / l_{cs} = \omega_{\text{max}} / e = 0,5 / 40 = 12,5\text{‰}$

L'équilibre des forces est obtenu pour $\epsilon_{\text{inf, max}} = 3,65\text{‰}$ et $\epsilon_{\text{sup, max}} = 0,548\text{‰}$:

Hauteur comprimée : $y_c = e \cdot \epsilon_{\text{sup, max}} / (\epsilon_{\text{sup, max}} + \epsilon_{\text{inf, max}}) = 5,22 \text{ mm}$

$$F_{\text{compression}} = E_i \cdot \epsilon_{\text{sup, max}} \cdot y_c / 2 = 4698 \text{ daN.}$$

$$F_{\text{traction}} = f_{Fts} \cdot (e - y_c) = 4695 \text{ daN.}$$

OK, il y a bien équilibre des forces.

Moment capable ELS :

$$M_{Rd,s} = E_i \cdot \epsilon_{\text{sup, max}} \cdot y_c^2 / 3 + f_{Fts} \cdot (e - y_c)^2 / 2 = \underline{\underline{98,0 \text{ daN.m/ml}}}$$

Moment capable ELU:

Selon modèle rigide-plastique :

$$M_{Rd,u} = f_{Ftu} \cdot e^2 / 2 = 66,7 \text{ daN.m/ml}$$

Selon modèle linéaire:

$$M_{Rd,u} = f_{Ftu} \cdot e^2 / 2 + (f_{Fts} - f_{Ftu}) \cdot e^2 / 6 = 70,7 \text{ daN.m/ml}$$

On voit que les résultats obtenus selon les deux modèles sont proches (6% d'écart).

Pour la suite, nous retenons la valeur la plus précise, issue du modèle linéaire :

$M_{Rd,u} = 70,7 \text{ daN.m/ml}$

Attention : la valeur ci-dessus, utilisée pour la justification de ductilité, ne tient pas compte du coefficient partiel de sécurité $\gamma_F = 1,5$. Pour un calcul de justification de la résistance, il conviendrait de tenir compte de $M_{Rd,u} = 70,7 / 1,5 = 47,1 \text{ daN.m/ml}$.

Rotation correspondante :

Ouverture max de fissure : $\omega_u = \min(2,5 \text{ mm} ; 0,02 \cdot l_{cs}) = 0,8 \text{ mm}$

Rotation : $\alpha_u = \omega_u / e = 0,8 / 40 = 20 \text{ mrad}$.

Asquapro Comité Technique

Analyse pour une dalle isostatique de 1,00m de portée :

Le moment maximal $p.L^2/8$ est obtenu à mi-travée.

Première fissuration :

Moment de fissuration : $M_F = f_F.e^2 / 6 = 80 \text{ daN.m/ml}$

Charge à première fissuration : $p_F = 8.M_F / L^2 = 640 \text{ daN/m}^2$

ELS: Charge ELS maximale : $p_s = 8.M_{Rd,s} / L^2 = 784 \text{ daN/m}^2$

Flèche correspondante :

$$\delta_s = (60/384) . p_s . L^4 / (E . e^3) = 0,583 \text{ mm}$$

(Flèche calculée par analyse élastique linéaire, dans l'hypothèse de béton non-fissuré et du module dynamique instantané ; MC2010, §7.7.2)

ELU: Le moment maximal $p.L^2/8$ est obtenu à mi-travée également.

Charge ELU maximale : $p_u = 8.M_{Rd,u} / L^2 = 565,3 \text{ daN/m}^2$

Flèche correspondante :

$$\begin{aligned} \delta_u &= \delta_{\text{élastique}} + \delta_{\text{rotation}} = \\ &= (60/384) . p_u . L^4 / (E . e^3) + (L / 2) . (\alpha_u / 2) = \\ &= 0,420 + 5,00 = 5,42 \text{ mm} \end{aligned}$$

On remarque que la flèche élastique est faible devant celle qui résulte de la rotation au droit de la rotule plastique.

Vérification des critères de ductilité :

Critère 1 : $\delta_u / \delta_s > 20$: Ici, $\delta_u / \delta_s = 5,42 / 0,583 = 9,3 < 20$.

Critère 2 : $p_u > p_F$: Ici, $p_u = 565,3 \text{ daN/m}^2 < p_F = 640 \text{ daN/m}^2$

Critère 3 : $p_u > p_s$: Ici, $p_u = 565,3 \text{ daN/m}^2 < p_s = 784 \text{ daN/m}^2$

Aucun des trois critères de ductilité n'est respecté.

Analyse pour une dalle encastree à chaque extrémité de 1,00m de portée :

En service, le moment maximal $p.L^2/12$ est obtenu aux encastresments.

Première fissuration : Charge à première fissuration : $p_F = 12.M_F / L^2 = 960 \text{ daN/m}^2$

ELS: Charge ELS maximale : $p_s = 12.M_{Rd,s} / L^2 = 1176 \text{ daN/m}^2$

Flèche correspondante : $\delta_s = (12/384) . p_s . L^4 / (E . e^3) = 0,175 \text{ mm}$

ELU: Lorsque le moment aux encastresments atteint $M_{Rd,u}$, deux rotules plastiques se forment, et la charge continue à croître, jusqu'à avoir à mi-travée $p.L^2 / 8 - M_{Rd,u} = M_{Rd,u}$

Donc $M_{Rd,u} = p.L^2 / 16$

Charge ELU maximale : $p_u = 16.M_{Rd,u} / L^2 = 1130,7 \text{ daN/m}^2$

Flèche correspondante :

$$\begin{aligned} \delta_u &= \delta_{\text{élastique}} - \delta_{\text{moment d'encastrement}} + \delta_{\text{rotation mi-travée}} = \\ &= (60/384) . p_u . L^4 / (E . e^3) - 1,5.M_{Rd,u} . L^4 / (E . e^3) + (L / 2) . (\alpha_u / 2) = 5,34 \text{ mm} \end{aligned}$$

Vérification des critères de ductilité :

Critère 1 : $\delta_u / \delta_s > 20$: Ici, $\delta_u / \delta_s = 5,34 / 0,175 = 30,5 > 20$. OK

Critère 2 : $p_u > p_F$: Ici, $p_u = 1130,7 \text{ daN/m}^2 > p_F = 960 \text{ daN/m}^2$ OK

Critère 3 : $p_u > p_s$: Ici, $p_u = 1130,7 \text{ daN/m}^2 > p_s = 1176 \text{ daN/m}^2$ OK (à 4% près)

Chacun des trois critères de ductilité est respecté, quoique tout juste concernant la charge de service.

Discussion

Si nous réitérons la même analyse, pour une épaisseur de dalle de 240 mm (= 40 x 6), et une portée de 6,00 m (= 1,00 x 6), les charges capables restent identiques.

Par contre, le rapport δ_u / δ_s passe à 5,2 au lieu de 9,3 en isostatique, et 16,8 au lieu de 30,5 avec encastremets. Les critères de ductilité ne sont plus respectés.

Cette réduction du rapport δ_u / δ_s , alors que toutes proportions sont respectées, provient de fait que l'ouverture maximale de fissure $\omega_u = \min(2,5 \text{ mm} ; 0,02 \cdot l_{cs})$ n'est maintenant plus limitée par la condition $0,02 \cdot l_{cs}$, mais par 2,5 mm, ce qui limite la rotation et le déplacement ultime.

Cet exemple simple permet de mettre en évidence les deux faits suivants :

1 : **La ductilité augmente avec le degré d'hyperstaticité.** En pratique, avec les dosages usuels en béton projeté fibré (de 30 à 50kg/m³ de fibres métalliques), les critères de ductilité ne peuvent être atteints, en l'absence d'armature additionnelle, pour des structures isostatiques.

2 : **Les fibres sont d'autant plus efficaces que la hauteur de la structure fibrée est plus faible.** Cet « effet d'échelle » vient du fait que les fibres sont plus efficaces sur des fissures de faible ouverture, donc des structures de hauteur réduite.

10.2 ANNEXE B : Substitution des armatures de poteaux par les fibres

10.2.1 Critère retenu

Il est facile de passer des armatures prévues au titre des dispositions constructives du §9.5 de l'EC2, aux contraintes de traction correspondantes dans la couche externe de béton fibré. Le critère retenu pour pouvoir substituer les fibres aux armatures est que cette contrainte de traction « équivalente » $\sigma_{t,eq}$ reste inférieure à $f_{Ftu,d} = F_{R3,k}/4,5$.

Nous explicitons ci-dessous le calcul de la contrainte de traction équivalente et l'appliquons à des cas courants pour en vérifier la faisabilité.

10.2.2 Armatures transversales

Les armatures transversales minimales conformes à l'EC2 doivent respecter les critères suivants (§9.5):

- Diamètre supérieur au quart du diamètre ϕ_L de l'armature longitudinale maintenue.
- Espacement inférieur à 20 fois le diamètre ϕ_L de l'armature longitudinale maintenue.

L'effort horizontal implicite que doivent équilibrer les armatures transversales, rapporté au ml de hauteur de poteau, est donc :

$$F_h = \frac{F_{\text{armature transversale}}}{e_{\text{armature transversale}}} = \frac{\frac{\pi \phi_L^2 \cdot f_{yd}}{16}}{20 \cdot \phi_L} = 0,00245 \cdot \phi_L \cdot f_{yd}$$

Soit e l'épaisseur de béton projeté fibré maintenant l'armature longitudinale. Dans le cas d'armature longitudinale additionnelle, il s'agit de son enrobage. Dans le cas où les armatures longitudinales existantes sont suffisantes, il s'agit de l'épaisseur totale de béton projeté fibré.

La contrainte de traction équivalente dans la couche de béton projeté fibré vaut :

$$\sigma_{t,eq} = F_h / e = 0,00245 \cdot \phi_L \cdot f_{yd} / e$$

Pour des barres longitudinales additionnelles HA12 enrobées de 30 mm, on obtient :

$$\sigma_{t,eq} = F_h / e = 0,00245 \times 12 \times 435 / 30 = 0,43 \text{ MPa.}$$

On obtient la même valeur pour des barres existantes HA20 dans un poteau engraisé de 50mm de béton projeté fibré :

$$\sigma_{t,eq} = F_h / e = 0,00245 \times 20 \times 435 / 50 = 0,43 \text{ MPa.}$$

Il suffit d'avoir $f_{Ftu,d} > \sigma_{t,eq}$, ou encore $f_{R3,k} = 3 \times 1,5 \cdot f_{Ftu,d} > 4,5 \cdot \sigma_{t,eq} = 1,94 \text{ MPa}$, pour que la substitution soit possible.

On voit que dans la plupart des cas courants, on pourra substituer les cadres maintenant les armatures longitudinales des angles par les fibres.

10.2.3 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales minimales conformes à l'EC2 doivent respecter le critère suivant (§9.5):

$$A_{s,min} = \max(0,1 \cdot N_{Ed} / f_{yd} ; 0,002 \cdot A_c).$$

Pour un poteau courant de section $b \cdot h$ soumis à une contrainte ultime de 15 MPa,

$$A_{s,min} = 0,00345 \cdot b \cdot h$$

Dans le cas d'un poteau rectangulaire ferrailé par une armature à chaque angle, l'armature de chaque face doit donc pouvoir équilibrer en traction l'effort suivant :

$$F = A_{s,min} \cdot f_{yd} / 2 = 0,75 \cdot b \cdot h$$

Pour un poteau de section initiale 25x25 cm² engraissé à 35x35cm², la face de 5x35 cm² soumise à l'effort implicite F subit l'effort de traction suivant :

$$\sigma = F / (0,05 \times 0,35) = 0,75 \cdot 0,35^2 / (0,05 \times 0,35) = 5,25 \text{ MPa.}$$

On voit que, contrairement à ce qui se passe pour les armatures transversales, la contrainte de traction à reprendre par la couche externe fibrée est importante.

En pratique, on ne pourra se passer d'armatures longitudinales additionnelles que si les armatures longitudinales en place satisfont à elles seules, ou presque, aux dispositions constructives.

10.2.4 Justification à chaud

Dans le cas où une résistance au feu est requise, il existe deux possibilités de justification :

1 : Prise en compte de la résistance en traction des fibres, à la température atteinte après la durée requise d'exposition au feu.

2 : La résistance en traction à chaud des fibres est négligée. On montre que la résistance à chaud, en accidentel, du poteau est assurée en ne tenant compte que de la section béton et des armatures existantes, compte-tenu de l'enrobage additionnel apporté par le béton projeté.

La première méthode est d'application difficile en pratique, puisqu'elle nécessite de caractériser, pour chaque type de fibre et de dosage, la résistance résiduelle en fonction de la température. Nous ne la citons que pour mémoire.

En pratique, la seconde méthode est dans la plupart des cas suffisante, compte-tenu de l'enrobage important apporté par le béton projeté aux armatures en place.

10.3 ANNEXE C : Substitut° des armatures additionnelles de répartit° par les fibres

10.3.1 Reprise de l'effort de répartition (Exemple)

Solution traditionnelle : Renforcement ou réparation d'une dalle existante par ajout en sous-face de 6 cm de béton projeté + treillis soudé ST35 (3,85 cm²/ml d'aciers dans le sens principal)

Solution alternative : 6 cm de béton projeté fibré + HA8 e=12,5 cm (4,00 cm²/ml) dans le sens principal.

Justification :

Effort ELU repris par les armatures principales : $3,85 \times 10^{-4} \times 435 = 0,1675$ MN/ml

Effort ELU repris dans le sens de répartition : $0,20 \times 0,1675 = 0,0335$ MN/ml (EC2-1-1, §9.3.1.1. (2))

Épaisseur « utile » de béton fibré : Épaisseur totale – Diamètre des armatures = 5 cm.

Contrainte de traction du béton fibré dans le sens de répartition :

$$\sigma_{t,d} = 0,0335 / 0,05 = 0,67 \text{ MPa}$$

Il suffit d'avoir $f_{Ftu,d} > \sigma_{t,d}$, ou encore $f_{R3,k} = 3 \times 1,5 \cdot f_{Ftu,d} > 4,5 \cdot \sigma_{t,d} = 3,0$ MPa, pour que la substitution soit possible.

10.3.2 Justification de la charge p_{DR}

Il s'agit de « trouver » une charge représentative du « défaut de répartition » d'une charge répartie, qui sollicite le sens de répartition à 20% du sens principal, quelle que soit la portée. Par ailleurs, cette charge doit être proportionnelle à la fraction des charges réparties qui peut effectivement ne pas l'être, soit $g_{cloison} + q$. En effet, le poids propre de la dalle et les charges de revêtement sont toujours idéalement répartis et ne doivent donc pas être retenus dans la définition du défaut de répartition.

Les abaques de l'Inspecteur Général Pigeaud permettent aisément de calculer le moment de répartition d'une dalle simplement appuyée sur son contour de dimension a x b ($a \leq b/2$), soumise à une charge répartie parallèle au sens de portée p_{DR}. Ce moment, lu pour $u/a = 1$ et $v/b = 0$, varie peu avec le rapport a/b est reste proche de :

$$M_{\text{rép}} = 0,10 \cdot p_{\text{DR}} \cdot a$$

Soit avec $p_{\text{DR}} = \alpha \cdot (g_{\text{cloison}} + q) \cdot a$:

$$M_{\text{rép}} = 0,10 \cdot \alpha \cdot (g_{\text{cloison}} + q) \cdot a^2$$

Nous recherchons α tel que :

$$M_{\text{rép}} = 0,2 \cdot M_{\text{principal}}$$

Soit :

$$0,10 \cdot \alpha \cdot (g_{\text{cloison}} + q) \cdot a^2 = 0,2 \cdot 0,125 \cdot (g_{\text{réparti}} + g_{\text{cloison}} + q) \cdot a^2$$

$$\alpha \cdot (g_{\text{cloison}} + q) = 0,25 \cdot (g_{\text{réparti}} + g_{\text{cloison}} + q)$$

Dans les bâtiments courants, la part « mal répartie » $g_{\text{cloison}} + q$ représente de 20 à 50% de la charge totale $g_{\text{réparti}} + g_{\text{cloison}} + q$. Même pour le cas où cette part « mal répartie » représente 50% de la charge totale, l'EC2 considère que 20% d'armatures de répartition sont suffisantes.

Soit donc :

$$\alpha = 0,5$$

La charge $p_{\text{DR}} = 0,5 \cdot (g_{\text{cloison}} + q) \cdot a$ permet donc d'obtenir un moment de répartition variant de 8 à 20% du moment dans le sens principal, selon que l'intensité des charges $g_{\text{cloison}} + q$ varie de 20 à 50% des charges totales.

Nous proposons de baser sur cette charge représentative du « défaut de répartition » des charges les vérifications de ductilité propres aux fibres substituant les armatures de répartition.

10.3.3 Justification à la rupture

La justification proposée consiste à montrer que la dalle peut reprendre en accidentel, abstraction faite des fibres de répartition, la charge linéique p_{DR} définie ci-dessus.

Exemple :

Dalle de bâtiment ép. 18 cm, portée 4,50 m isostatique.

Revêtement (carrelage scellé) : ép. 7 cm, 150 daN/m².

Cloisons légères 50 daN/m²

Surcharge 150 daN/m²

Renforcement (suite à corrosion ou incendie) par 6cm de béton projeté en sous-face.

Efforts appliqués :

$$M_G = [(0,18+0,06) \times 2,5 + 0,15 + 0,05] \times 4,50^2 / 8 = 2,03 \text{ t.m/ml}$$

(dont 1,90 provenant du poids propre et du revêtement)

$$M_Q = 0,15 \times 4,50^2 / 8 = 0,38 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{Ed,u} = 1,35.M_G + 1,5.M_Q = 3,31 \text{ t.m/ml}$$

Efforts capables :

$$M_{Rd,u} \text{ proche de } M_{Ed} = 3,31 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{Rd,acc} \text{ proche de } 1,15.M_{Rd} = 3,81 \text{ t.m/ml}$$

Reprise de la charge p_{DR} :

$$p_{DR} = 0,5.(g_{cloison} + q).L = 0,5 \times (50 + 150) \times 4,50 = 450 \text{ daN/ml}$$

Cette charge sollicite une bande de dalle de largeur $b = 2 \times (6+18+7) \text{ cm} = 62 \text{ cm}$ (diffusion à 45° sur 2 fois l'épaisseur de la dalle et du revêtement, de part et d'autre)

$$M_{DR} = p_{DR} \cdot L^2 / (8 \times 0,62) = 0,45 \times 4,50^2 / (8 \times 0,62) = 1,84 \text{ t.m/ml}$$

En accidentel, la bande de dalle est donc soumise au total à :

$$M_{pp+revêtement} + M_{DR} = 1,90 + 1,84 = 3,74 \text{ t.m/ml} < M_{Rd,acc} = 3,81 \text{ t.m/ml}$$

La résistance en accidentel de la dalle soumise au « défaut de répartition » reste assurée en cas de défaillance des fibres, ce qui justifie la ductilité.

Dans l'exemple qui précède, la démonstration de ductilité passe « tout juste » malgré la part relativement faible des surcharges. Cependant, on a totalement négligé la présence des aciers de répartition de l'existant, par simplification. Il est possible de majorer la largeur sur laquelle la charge p_{DR} se répartit, en tenant compte de ces aciers de répartition en place.

10.4 ANNEXE D: Calcul en anneau comprimé pour les réparations de buses

10.4.1 Définition du torseur appliqué à la section

Les notations utilisées dans ce chapitre sont identiques à celles du guide LCPC / SETRA « Buses métalliques » de septembre 1981.

Effort normal appliqué

Pression sous charges permanentes : $P_{SG} = 2,0 \cdot h$ (h en m, P_{SG} en t/m²)

Pression sous charges d'exploitation :

$$P_{SQ} = 6,0 / (h - 0,1) \quad \text{pour } 0,50 \leq h \leq 1,80.$$

$$P_{SQ} = 8,1 / (h + 0,5) \quad \text{pour } 1,80 \leq h \leq 4,65.$$

$$P_{SQ} = 1,9 \quad \text{pour } 4,65 \leq h \leq 12,80.$$

$$P_{SQ} = 1,0 \quad \text{pour } 12,80 \leq h. \quad (\text{h en m, } P_{SQ} \text{ en t/m}^2)$$

Effort normal de compression : $N = \max ((P_{SG} + P_{SQ}) \cdot R_s ; (P_{SG} + P_{SQ}) \cdot D / 2)$

Aucune modification par rapport au guide LCPC / SETRA, si ce n'est que nous présentons ici les valeurs nominales, non pondérées par les coefficients $\gamma_{FIG} = 1,2$ et $\gamma_{FIQ} = 1,42$; les nouveaux coefficients de sécurité (respectivement 1,3 et 1,5) sont introduits au moment du calcul des combinaisons.

Moment de flexion appliqué

Le guide LCPC / SETRA propose la vérification en flexion à partir du moment dû aux charges permanentes, celui-ci étant dû au raccourcissement vertical de la buse, supposé égal au raccourcissement élastique du sol :

$$\varepsilon_{\text{vertical}} = \gamma \cdot (h+R) / E_s.$$

Dans notre cas de réparation, le raccourcissement vertical de la buse dû au tassement du sol s'est déjà produit, et ne provoque donc pas de raccourcissement de la hauteur du renforcement.

Par contre, il convient également, à notre avis, de tenir compte du raccourcissement vertical provoqué par les charges d'exploitation, qui n'est pas pris en compte par le guide LCPC/SETRA, mais qui a une incidence sur le renforcement. Nous proposons de l'évaluer à partir de la pression due aux surcharges, évaluée à mi-hauteur de la buse :

Pression à mi-hauteur sous charges d'exploitation :

$P_{SQ,V/2}$, calculé selon les formules ci-dessus, mais en substituant $h+V/2$ à h.

On considère que sous charges rapidement variables, le module de sol est égal au double du module statique.

Moment dû au raccourcissement vertical instantané :

$$M = 3 \cdot E_b \cdot I_b \cdot \varepsilon / R_s = 3 \cdot E_b \cdot I_b \cdot P_{SQ,V/2} / (2 \cdot E_s \cdot R_s)$$

Où E_b et I_b représentent le module instantané et l'inertie de la section de béton fibré.

L'inertie I_b de la section béton tient compte de la géométrie réelle, qui est limitée par une droite horizontale en face intérieure, et une courbe « en vague » coté terre.

Torseurs de calcul

Pour une section béton, le moment M (dépendant uniquement de Q) appliqué est toujours défavorable. L'effort normal de compression N (dépendant de G et Q) peut être ou favorable (réduction de la traction en face tendue) ou défavorable (augmentation de la compression en face comprimée). Nous retenons donc les combinaisons ELU suivantes :

Combinaison 1 : $G + 1,5.Q$

Combinaison 2 : $1,35.G + 1,5.Q$

Par ailleurs, le moment de flexion M est inversement proportionnel au module de sol E_s , dont la valeur est peu précise. Classiquement, on considère les modules « en fourchette » $2.E_s/3$ et $3.E_s/2$. Ici la valeur $2.E_s/3$ seule est dimensionnante. Soit donc au final les torseurs suivants :

Combinaison 1 :

$$N_1 = \max((P_{SG} + 1,5.P_{SQ}). R_s ; (P_{SG} + 1,5.P_{SQ}). D / 2)$$

$$M_1 = 3. E_b I_b (1,5.P_{SQ,V/2}) / (2.(2.E_s/3) . R_s) = 3,375 . E_b I_b . P_{SQ,V/2} / (E_s . R_s)$$

Combinaison 2 :

$$N_2 = \max((1,35.P_{SG} + 1,5.P_{SQ}). R_s ; (1,35.P_{SG} + 1,5.P_{SQ}). D / 2)$$

$$M_2 = 3. E_b I_b (1,5.P_{SQ,V/2}) / (2.(2.E_s/3) . R_s) = 3,375 . E_b I_b . P_{SQ,V/2} / (E_s . R_s)$$

10.4.2 Vérification au flambement

On reprend la formule du §4.3.2.2 du guide LCPC /SETRA :

$$E_{s_{\min i}} = k.(N^3 / E_a . I_a)^{1/2} \text{ avec } k = 42 / (V/D)^{3/2}$$

Soit pour la buse béton : $E_{s_{\min i}} = k.(N_2^3 / (E_b . I_b / 3))^{1/2}$ avec $k = 42 / (V/D)^{3/2}$

Le coefficient 3 divisant le module instantané E_b est appliqué pour passer en module statique. En effet, les charges appliquées sont une combinaison de charges permanentes et instantanées, mais l'application du module statique est plus sécuritaire.

Seul l'effort normal intervient, de sorte qu'il suffit de vérifier sous la combinaison 2.

10.4.3 Vérification de la section

À partir de e_{moyen} , épaisseur nominale de béton projeté, mesurée à mi-hauteur des ondes, on effectue 4 calculs destinés à envelopper les différents cas possibles :

- Calcul avec l'épaisseur nominale moins un centimètre.
- Calcul avec l'épaisseur nominale plus un centimètre.
- Prise en compte ou non de la tôle actuelle.

En effet, même si la coque béton fibrée est destinée à se substituer totalement à la tôle existante, il est possible qu'une adhérence intervienne entre tôle et béton, venant modifier les caractéristiques de la section. Ce cas peut être défavorable, car l'augmentation de l'inertie qui en résulte a pour corollaire une augmentation des moments appliqués sous surcharge.

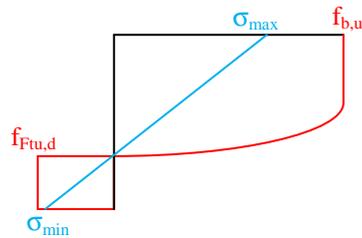
Lorsque la tôle est prise en compte, elle est supposée d'épaisseur égale à l'épaisseur initiale, avec prise en compte d'un coefficient d'équivalence $n = E_{\text{acier}} / E_{\text{béton}}$.

La vérification de la section est effectuée pour les quatre cas et deux combinaisons de calcul. En pratique, pour les cas concrets étudiés dans le chapitre suivant, la contrainte minimale reste supérieure à la contrainte ultime admissible $f_{Fu,d}$ et la contrainte maximale reste à f_{cd} . On n'entre donc ni dans le

domaine de plastification en compression du béton, ni dans celui de la fissuration de la matrice cimentaire par traction.

On a donc simplement $\sigma_{\max} = N / S + M / (I/v)$ et $\sigma_{\min} = N / S - M / (I/v)$.

On pourra constater que le diagramme de contrainte ainsi obtenu est bien compris à l'intérieur du diagramme limite constitué par le diagramme parabole-rectangle coté compression, et le diagramme linéaire limité par $f_{Fu,d}$ coté traction :



Pour les dosages en fibres usuellement utilisés, le comportement en traction du béton fibré est adoucissant, ce qui signifie que les efforts résistants ELS sont plus élevés, pour des efforts appliqués plus faibles. La vérification aux ELS est donc inutile (MC2010, §7.7.4.1). Par ailleurs, s'agissant de section essentiellement comprimée, la justification de ductilité n'est pas à effectuer.

10.4.4 Application à des cas concrets

La méthode de calcul présentée a été appliquée à 4 cas concrets de buse pour lesquels nous disposons des dossiers de consultation pour des renforcements de type traditionnel. Un tableur de calcul automatisé sur Excel permet d'obtenir les résultats suivants :

Asquapro Comité Technique

Tableau 1.1 : Buses n°1&2

Béton fibré	Module dyn.	(MPa)	36000
	f_{td}	(MPa)	23,33
	f_{tred}	(MPa)	-2,47
	Coef. d'équivalence		5,83

	Symbole	Unité	Buse 1		Buse 2		Critere					
Sol: Module statique	Es	(MPa)	40		40							
Géométrie	R _s	(m)	1,6		2,63							
	h	(m)	3,2		1,5							
	D	(m)	3,1		5,05							
	V	(m)	2,1		3,1							
	V/D		0,677		0,614							
Tôle	Marque		ARMCO		ARMCO							
	Type		MP200		MP200							
	Ep	(mm)	3		8							
	v	(cm)	2,9		3,15							
	S	(cm ² /ml)	35,49		64,64							
	Ea.la	(MN.m ² /ml)	0,28		0,78							
	P _{trab}	(mm)	200,00		200,00							
	h _{trab}	(mm)	55,00		55,00							
	I _{trab}	(cm ⁴ /ml)	135,59		373,56							
Charges à la clef (Non pondéré)	P _{cl}	(t/m ²)	6,40		3,00							
	P _{cl}	(t/m ²)	2,19		4,28							
Charges à mi-hauteur	P _{mi-h}	(t/m ²)	1,70		2,28							
Vérif. Métal	N (pondéré)	(t/ml)	17,28		25,44							
	3.N / R _{pc}		0,62		0,34		< 1					
	Es mini (flamb.)	(MPa)	10,12		12,65		< Es					
	Es mini (flexion)	(MPa)	13,05		7,42		< Es					
Type de calcul			Ep' mini Sans tôle	Ep' maxi Sans tôle	Ep' mini Avec tôle	Ep' maxi Avec tôle	Ep' mini Sans tôle	Ep' maxi Sans tôle	Ep' mini Avec tôle	Ep' maxi Avec tôle		
Dimensionnement Béton	e _{max}	(cm)	4,00	6,00	4,00	6,00	4,00	6,00	4,00	6,00		
	Rayon onglet	(cm)	5,92				5,92					
	Demi-ouverture : ϕ	(rad)	1,01				1,01					
	d	(cm)	1,13				1,13					
	Surface onglet	(cm ²)	19,40				19,40					
	d'	(cm)	0,55	0,36	0,55	0,36	0,55	0,36	0,55	0,36		
	Inertie béton	(cm ⁴ /ml)	1287,40	3030,39	1287,40	3030,39	1287,40	3050,24	1287,40	3050,24		
	S _{équivalent}	(cm ² /ml)	400,00	600,00	607,03	807,03	400,00	600,00	952,07	1152,07		
	v _{cl}	(cm)	2,55	3,36	3,04	4,04	2,55	3,36	3,39	4,83		
	v _{mi}	(cm)	4,20	5,39	3,71	4,71	4,20	5,39	3,36	4,12		
	I _{trab}	(cm ⁴ /ml)	1287,40	3030,39	2366,87	4890,98	1287,40	3050,24	3957,01	7227,39		
	(I/V) _{mi}	(cm ² /ml)	306,22	562,62	638,27	1038,44	306,22	566,31	1167,60	1561,98		
	Eb.lb (dyn.)	(MN.m ² /ml)	0,46	1,09	0,85	1,76	0,46	1,10	1,42	2,80		
	MQ (non pondéré)	(t.m/ml)	0,019	0,044	0,034	0,070	0,015	0,036	0,046	0,085		
	Combinaison 1			15,493				24,757				
	N1	(t/ml)		15,493				24,757				
	M1	(t.m/ml)	0,042	0,068	0,077	0,155	0,034	0,080	0,104	0,190		
	σ _{cl}	(MPa)	5,234	4,326	3,753	3,444	7,297	5,545	3,463	3,308	< f _{td}	
	σ _{mi}	(MPa)	2,512	0,839	1,352	0,395	5,082	2,707	1,707	0,930	> f _{tred}	
	Combinaison 2			19,077				27,519				
	N2	(t/ml)		19,077				27,519				
	M2	(t.m/ml)	0,042	0,068	0,077	0,155	0,034	0,080	0,104	0,190		
	σ _{cl}	(MPa)	6,130	4,923	4,343	3,868	7,987	6,006	3,783	3,808	< f _{td}	
σ _{mi}	(MPa)	3,408	1,436	1,942	0,839	5,772	3,167	1,898	1,170	> f _{tred}		
Es mini (flamb.)	(MPa)	15,97	10,41	11,78	8,19	27,87	17,97	15,78	11,68	< Es		

Asquapro Comité Technique

Tableau 1.2 : Buses n°3&4

Béton fibré	Module dyn.	(MPa)	30000
	f_{td}	(MPa)	23,33
	f_{trud}	(MPa)	-0,47
	Coef. d'équivalence		5,83

	Symbole	Unité	Buse 3				Buse 4				Critère
Sol: Module statique	Es	(MPa)	40				40				
Géométrie	Rs	(m)	3,08				1,58				
	h	(m)	1,2				2				
	D	(m)	6,4				3,12				
	V	(m)	5,77				3,12				
	V/D		0,902				1,000				
Tôle	Marque		ARMCO				ARMCO				
	Type		152x51				MP100				
	Ep	(mm)	6,2				3				
	v	(cm)	2,86				1,15				
	S	(cm ² /ml)	77,128				32,82				
	Ea.la	(MN.m ² /ml)	0,50				0,03				
	P _{max}	(mm)	152,40				100,00				
	h _{max}	(mm)	50,80				20,00				
	l _{max}	(cm ² /ml)	239,85				15,67				
Charges à la clef (Non pondéré)	P ₀₀	(t/m ²)	2,40				4,00				
	P ₀₀	(t/m ²)	5,44				3,24				
Charges à mi-hauteur	P _{00,50}	(t/m ²)	1,77				1,99				
	N (pondéré)	(t/ml)	33,94				14,86				
Vérif. Métal	3.N / R _{pc}		0,56				0,57				<1
	Es mini (flamb.)	(MPa)	13,67				13,04				< Es
	Es mini (flexion)	(MPa)	5,94				3,94				< Es
	Type de calcul			Ep' mini Sans tôle	Ep' maxi Sans tôle	Ep' mini Avec tôle	Ep' maxi Avec tôle	Ep' mini Sans tôle	Ep' maxi Sans tôle	Ep' mini Avec tôle	Ep' maxi Avec tôle
Dimensionnement Béton	e _{max}	(cm)	4,00	6,00	4,00	6,00	3,00	5,00	3,00	5,00	
	Rayon onglet	(cm)	4,13				3,63				
	Demi-ouverture : ϕ	(rad)	1,18				0,78				
	d	(cm)	1,05				0,41				
	Surface onglet	(cm ²)	13,99				3,44				
	d'	(cm)	0,48	0,32	0,48	0,32	0,09	0,06	0,09	0,06	
	Inertie béton	(cm ⁴ /ml)	1210,66	2893,17	1210,66	2893,17	305,98	1179,39	305,98	1179,39	
	S _{équivalent}	(cm ² /ml)	400,00	600,00	649,91	1049,91	300,00	500,00	491,45	691,45	
	v ₀₀	(cm)	2,48	3,32	3,29	4,47	1,59	2,56	2,14	3,23	
	v _{00'}	(cm)	4,06	5,22	3,25	4,07	2,41	3,44	1,86	2,77	
	l _{max}	(cm ² /ml)	1210,66	2893,17	3098,23	6137,90	305,98	1179,39	628,22	2097,35	
	(I/v) _{max}	(cm ² /ml)	298,28	554,33	943,09	1373,47	127,11	342,42	293,42	648,83	
	Eb.lb (dyn.)	(MN.m ² /ml)	0,44	1,04	1,12	2,21	0,11	0,42	0,23	0,78	
	MQ (non pondéré)	(t.m/ml)	0,009	0,022	0,024	0,048	0,005	0,020	0,011	0,038	
	Combinaison 1										
	N1	(t/ml)	33,900				13,820				
	M1	(t.m/ml)	0,021	0,050	0,054	0,107	0,012	0,048	0,024	0,081	
	σ_{sup}	(MPa)	9,157	6,543	4,549	3,998	5,542	4,102	3,644	3,254	< f _{td}
	σ_{inf}	(MPa)	7,743	4,724	3,405	2,441	3,672	1,426	1,981	0,743	> -f _{trud}
	Combinaison 2										
	N2	(t/ml)	36,488				16,004				
	M2	(t.m/ml)	0,021	0,050	0,054	0,107	0,012	0,048	0,024	0,081	
	σ_{sup}	(MPa)	9,829	6,991	4,885	4,254	6,270	4,539	4,088	3,570	< f _{td}
σ_{inf}	(MPa)	8,415	5,172	3,721	2,697	4,400	1,863	2,425	1,059	> -f _{trud}	
Es mini (flamb.)	(MPa)	28,37	18,35	17,74	12,60	14,03	7,15	9,79	5,36	< Es	

On constate qu'une épaisseur faible de béton projeté fibré permet de remplir les critères définis.

10.4.5 Conclusion

La réparation des buses métalliques corrodées par projection de béton fibré peut être justifiée de façon simple selon la même théorie de l'anneau comprimée qui a été utilisée pour leur dimensionnement initial. De faibles épaisseurs de béton, de l'ordre de 4 à 7 cm, suffisent à assurer la reprise des efforts. La section béton est entièrement comprimée ou légèrement décomprimée, et la raideur du renforcement est du même ordre que celle de la buse remplacée, ce qui valide la méthode de calcul choisie. Ce type de renforcement est plus économique que les renforcements classiques par fortes épaisseurs de béton projeté armé, dont l'importante rigidité conduit à une majoration des efforts à reprendre.

Il est important de préciser que ces renforcements par béton projeté fibré ne sont applicables qu'à des buses qui ont été correctement dimensionnées et réalisées ; ils ne peuvent en aucun cas être utilisés en cas d'inversion de courbure.

10.5 ANNEXE E: Exemple de renforcement d'une dalle

Exemple proposé par M. Villani (Demathieu&Bard)

10.5.1 Préambule

Cette note a pour but d'illustrer les possibilités offertes par le béton projeté fibré pour le renforcement des dalles de bâtiments. Elle se base sur un exemple concret, à savoir la modification de la destination d'un plancher (de bureau à commerce) nécessitant une élévation de sa capacité résistante.

Cette note propose une méthodologie de vérification basée sur des lois de comportement Eurocode des matériaux existants, et une loi simplifiée de comportement à l'ELU du béton fibré projeté. Elle a pour objectif de montrer la capacité de renforcement apporté par le béton fibré, ainsi que sa capacité à apporter de la ductilité aux éléments porteurs, et la possibilité de transfert de charge apportée par les fibres.

10.5.2 État initial

L'étude concerne une dalle de bâtiment à usage de bureaux de 25 m de longueur, par 4.70 m de largeur, appuyée sur ses 4 côtés. La dalle présente une épaisseur de 20 cm et supporte les charges suivantes :

- Charges de revêtement : 150kg/m²
- Charges d'exploitation : 250kg/m²

Nous supposons que la dalle a été calculée selon les règles BAEL, et que les caractéristiques des matériaux sont les suivantes :

- Béton C30/37, fissuration peu préjudiciable
- Aciers FeE500, enrobage 3 cm.

10.5.3 Estimation du ferrailage en place et de la capacité portante de la dalle

Nous évaluons simplement le ferrailage mis en place dans la dalle en supposant que, selon les dimensions de celle-ci (portée inférieure à 0,4 fois la grande direction), le calcul a été mené en poutre, avec disposition de 25% du ferrailage principal dans le sens secondaire (pas de charges ponctuelles) :

- Charges surfaciques ELU : $p_u = 1,35 \cdot (0,2 \cdot 2500 + 150) + 1,50 \cdot 250 = 1252,5 \text{ kg/m}^2$
- Moment ELU : $M_u = 1252,5 \cdot 4,7^2 / 8 = 3458,5 \text{ kg.m/ml}$
- Section théorique d'acier : $A_{su} \# 3458,5 / (0,93 \cdot 0,16 \cdot 5000 / 1,15) = 5,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

On suppose que le ferrailage mis en œuvre est un ST50, présentant une section principale de 5,03 cm²/m (déficit de 6% par rapport au calcul précédent, mais voir justification dans les paragraphes suivants), et une section secondaire de 1,68cm²/m. Le ferrailage existant est donc supposé « optimisé » dans le sens principal, et correctement dimensionné dans le sens secondaire (section réelle = 31% de la section théorique principale > 25% de la section théorique principale).

10.5.4 Modification du projet – renforcement proposé

La dalle étudiée change de domaine d'emploi, devenant un local commercial. Il en résulte une surcharge d'exploitation modifiée, passant à 500kg/m², et l'ajout de 2 cloisons transversales apportant une charge linéique de 150kg/ml.

Le renforcement proposé est constitué d'un béton projeté fibré, épaisseur 6 cm, C30/37, avec 35kg/m³ de fibres métalliques, armé par 3 barres HA8 dans le sens porteur principal (rien selon le sens perpendiculaire).

La charge surfacique ELU devient donc (par simplification, cloisons omises) :

- Charges surfacique ELU : $p_u = 1,35 \cdot (0,26 \cdot 2500 + 150) + 1,50 \cdot 500 = 1830 \text{ kg/m}^2$

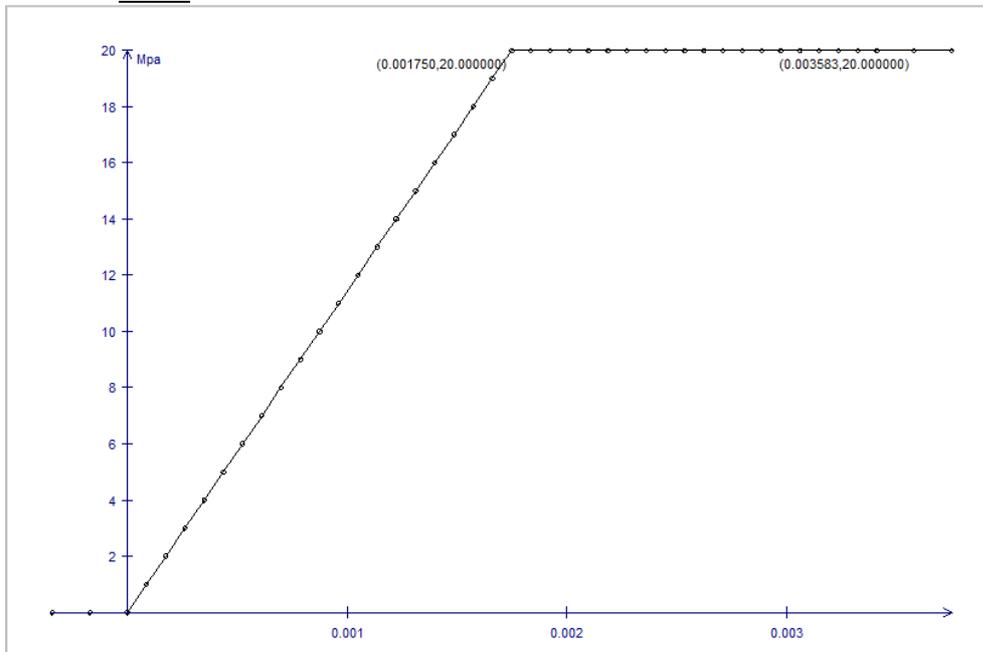
Ceci correspond à un accroissement de la charge ultime d'un facteur 1,46 par rapport à l'état initial.

10.5.5 Capacités résistantes

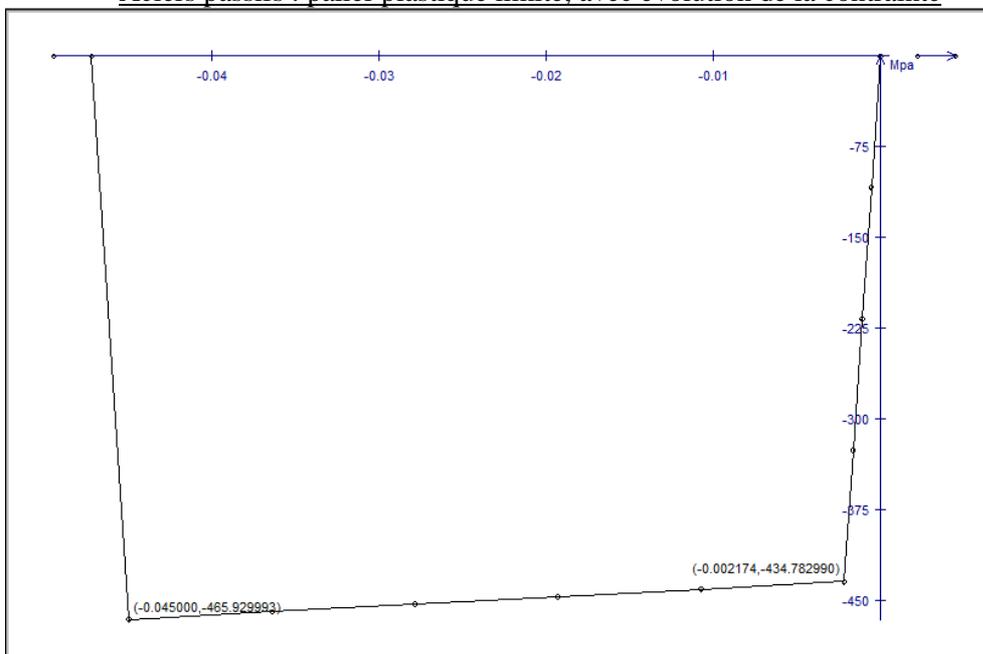
Lois de comportement

On définit ci-dessous les lois de comportement ELU utilisées pour la justification des sections étudiées :

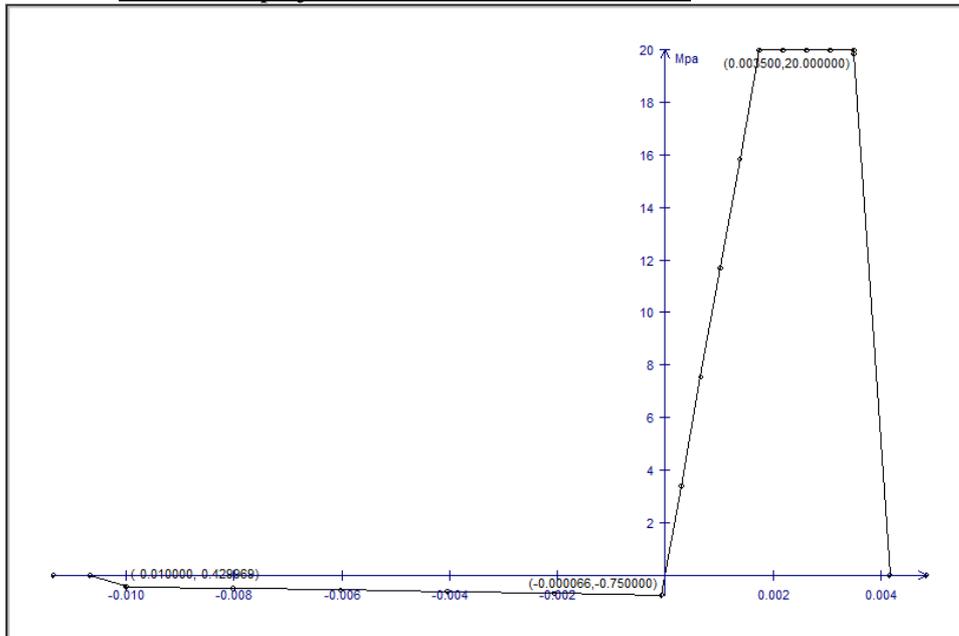
Béton



Aciers passifs : palier plastique limité, avec évolution de la contrainte



Béton fibré projeté (loi adoucissante en traction)

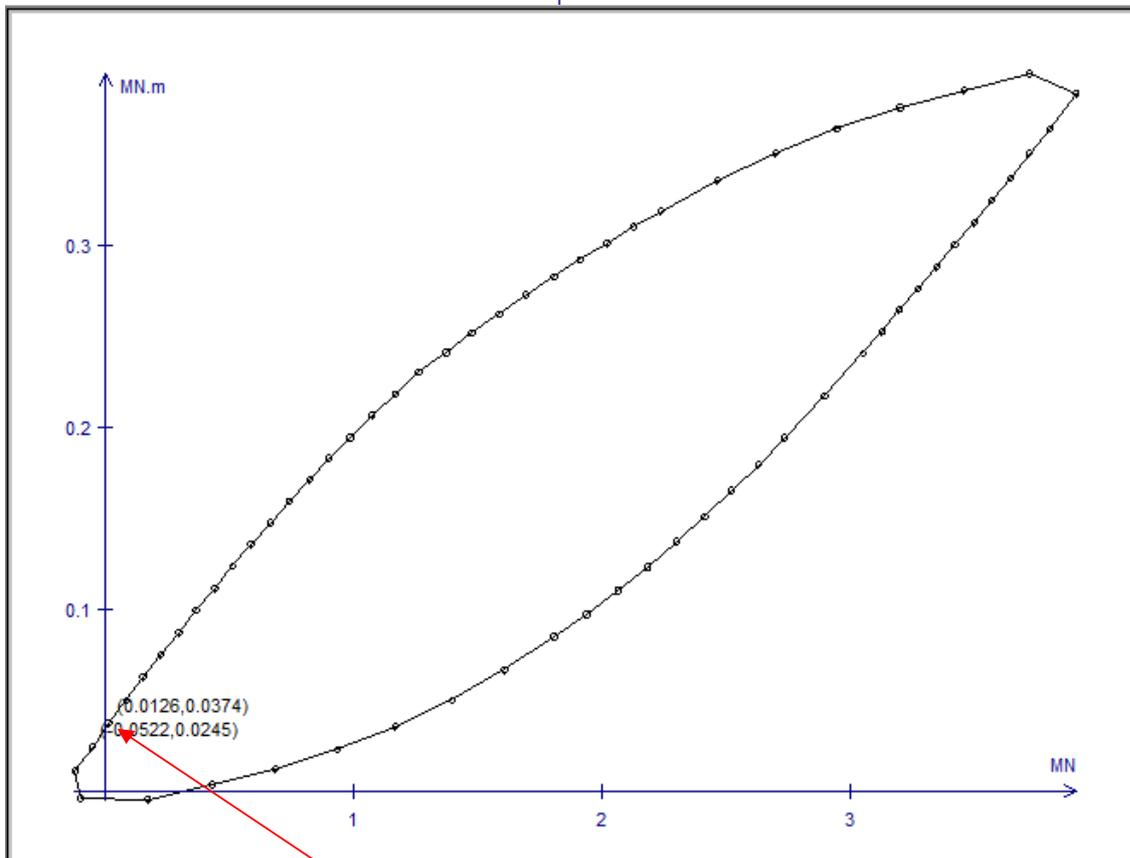
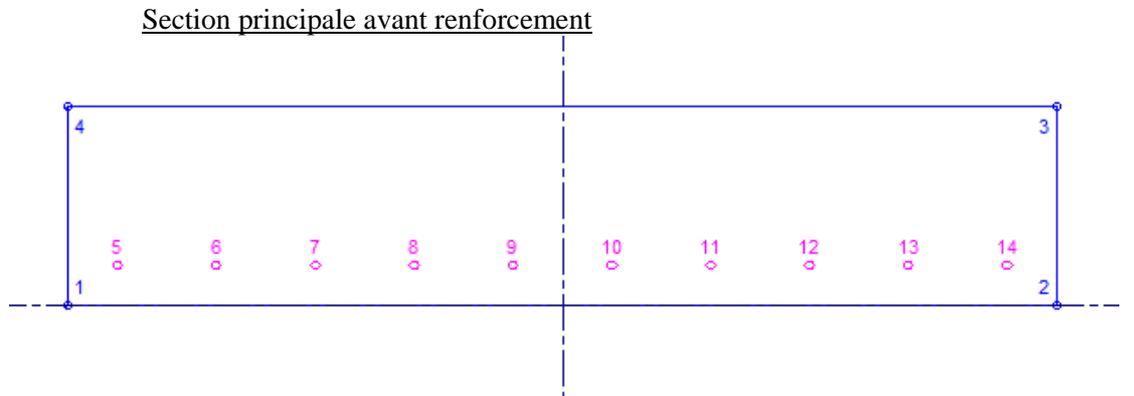


On détaille les paramètres ayant conduit à cette loi de comportement (hormis pour la compression : copie de la loi béton). Il s'agit du modèle linéaire au sens du MC2010 §5.6.4.:

- $f_{cd} = 20\text{MPa}$; $E = 20/0,00175 = 11428,6\text{MPa}$
- $f_l = 3\text{MPa}$
- $f_{R1,k} = 3\text{MPa}$
- $f_{R3,k} = 2,5\text{MPa}$
- $\gamma_f = 1,50$
- point de limite élastique en traction :
 - $f_{Fts,d} = 0,45 * f_{R1,k} / \gamma_f = 0,9 \text{ MPa}$
 - $\epsilon_{Fts,d} = f_{Fts,d} / E = 7.88.10^{-5}$
- point de limite plastique en traction :
 - $f_{Ftu,d} = (0,5 * f_{R3,k} - 0,2 * f_{R1,k}) / \gamma_f = 0.433\text{MPa}$ (Modèle linéaire, MC2010 Eq.5.6-5)
 - $\epsilon_{Ftu,d} = 1\%$ (MC2010, §5.6.4, la partie fibrée étant entièrement tendue)

10.5.6 Moment ultime des sections

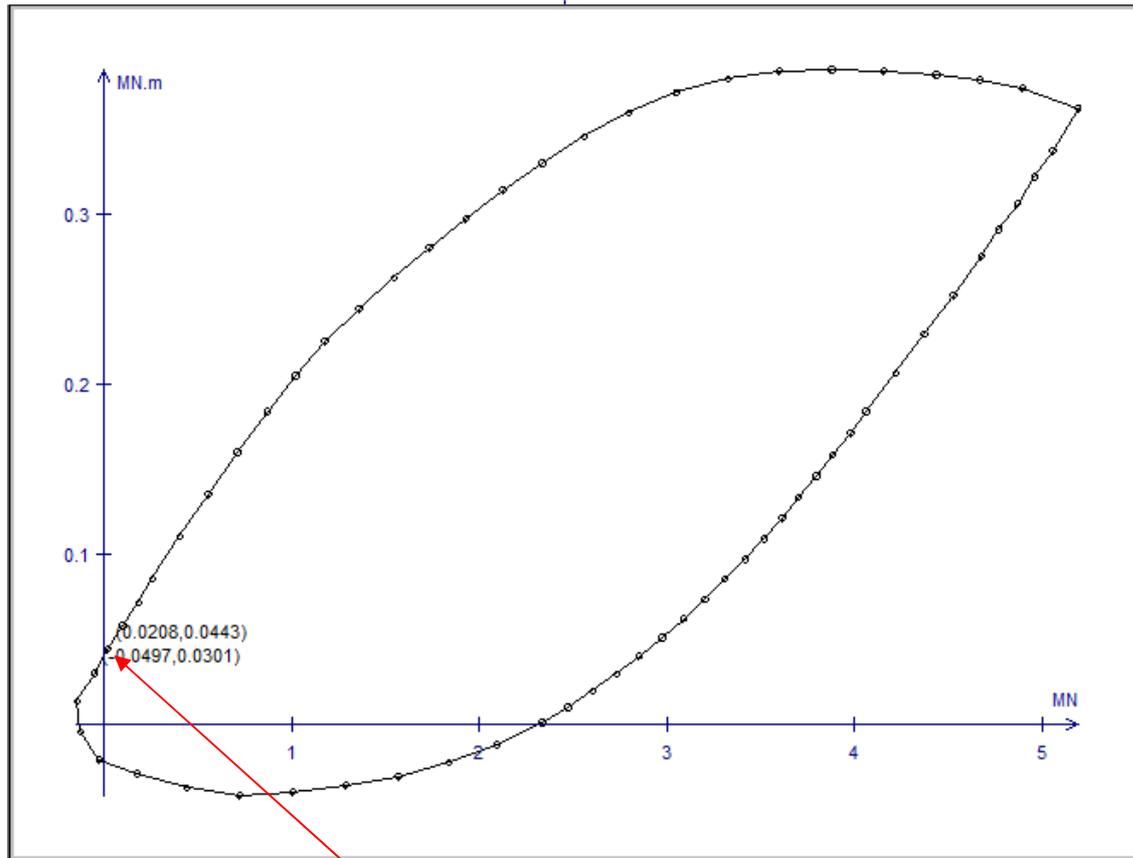
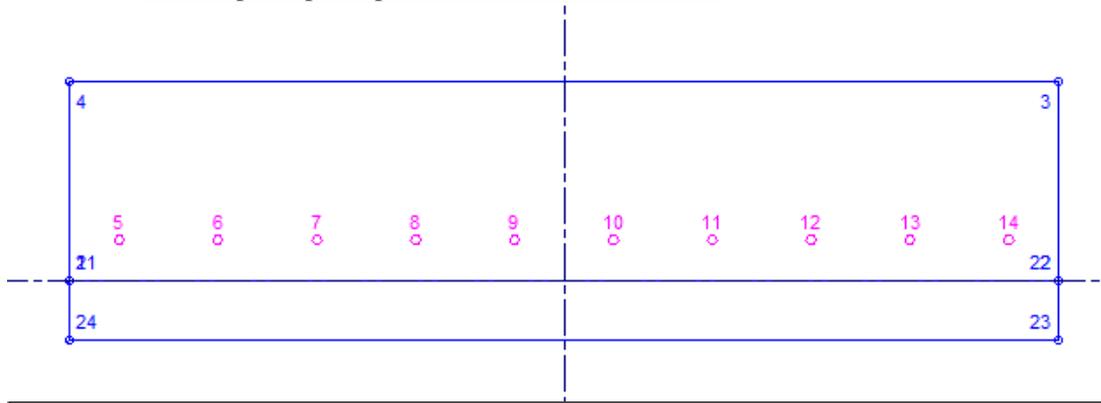
On détaille ci-dessous les capacités résistantes des sections principales et secondaires, avant et après renforcement. Le calcul est basé sur les diagrammes d'interaction des sections obtenus à partir des lois de comportement du paragraphe précédent :



Moment résistant en flexion simple : 0.03489MN.m/m

Nota Bene : le moment résistant réel, calculé selon les Eurocodes, permet de justifier la section avec une marge inférieure à 1%. L'état initial de base correspond donc bien à un état justifié optimisé.

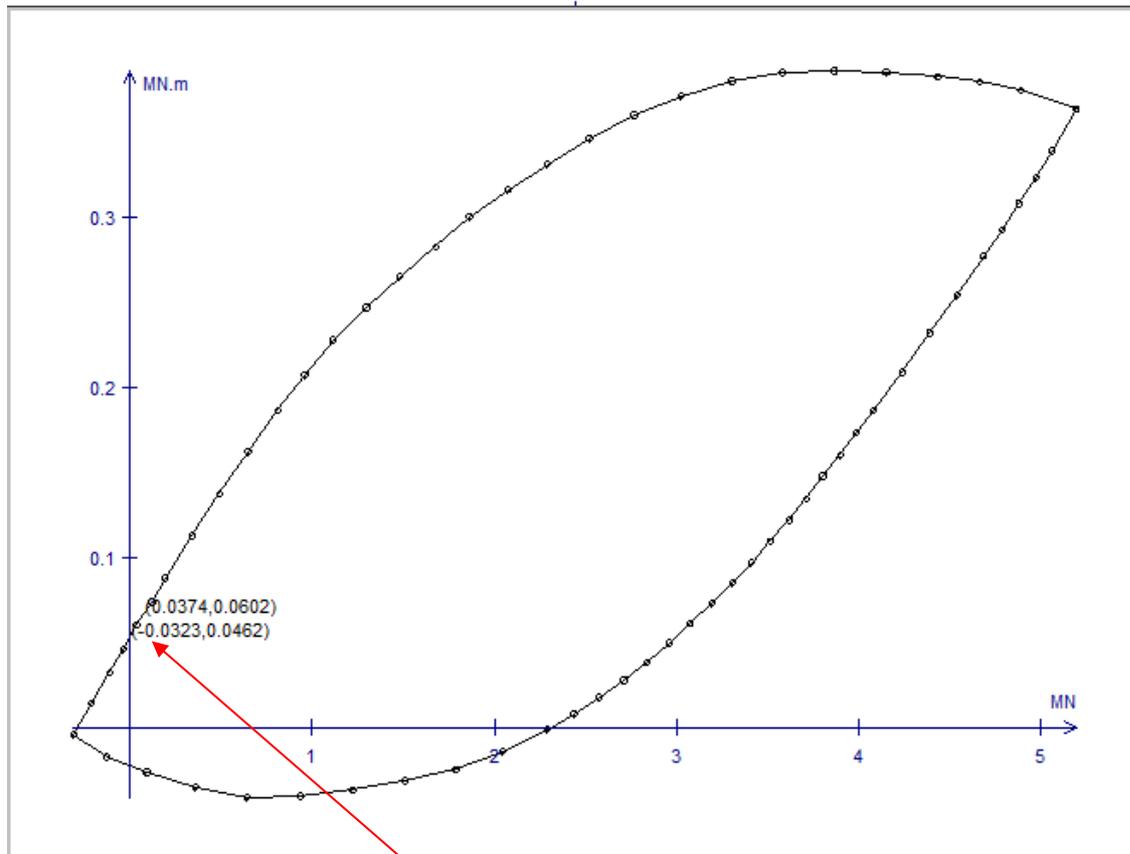
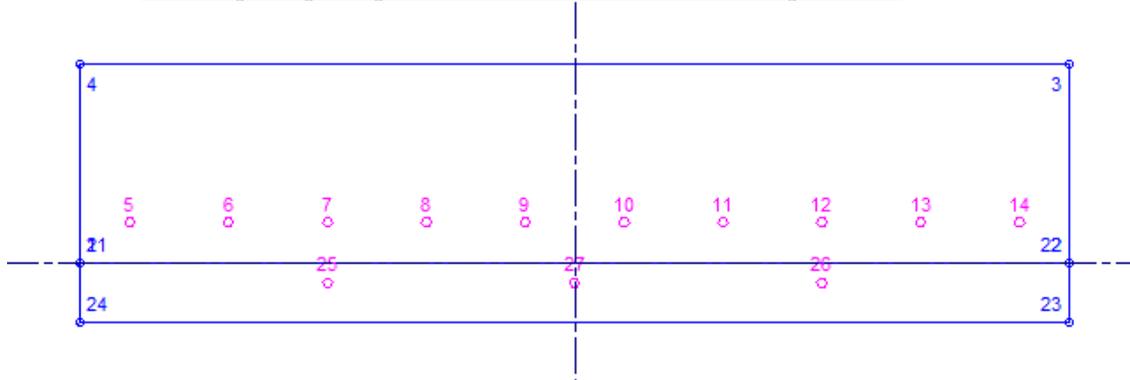
Section principale après renforcement – BPF seul



Moment résistant en flexion simple : 0.04148MN.m/m

Asquapro Comité Technique

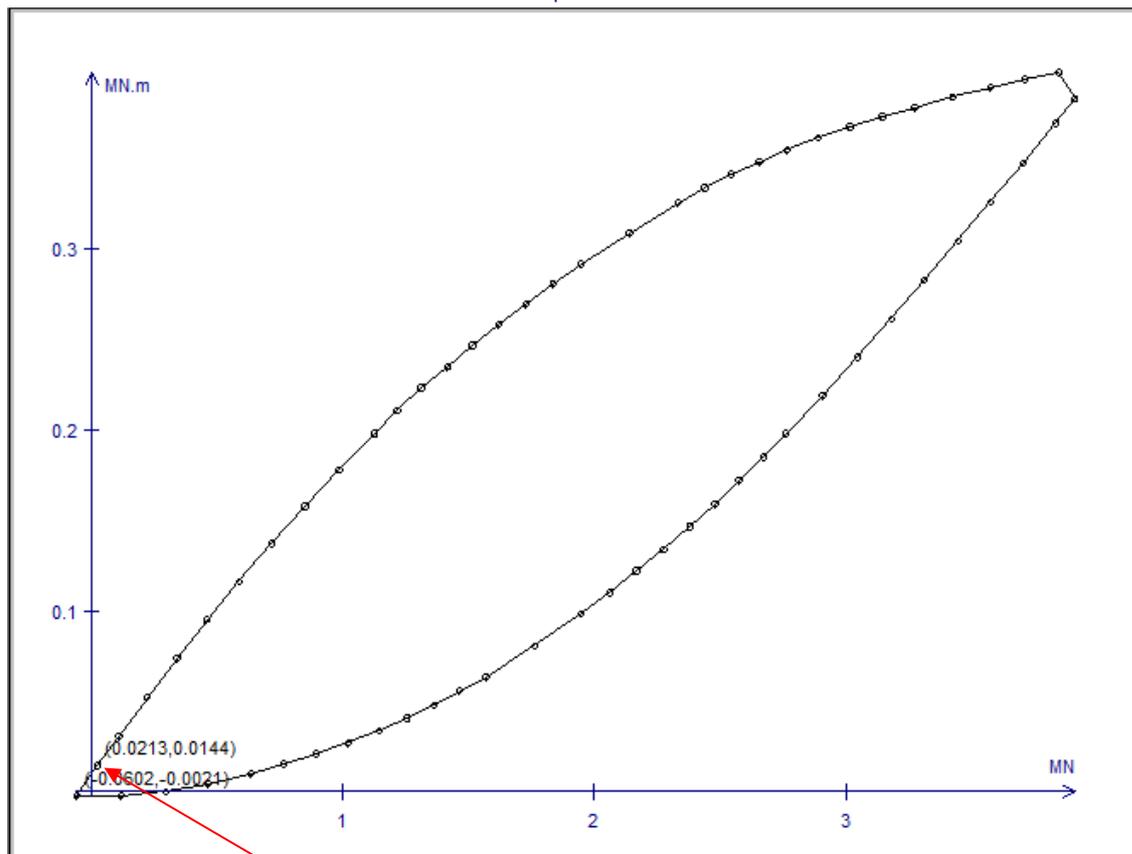
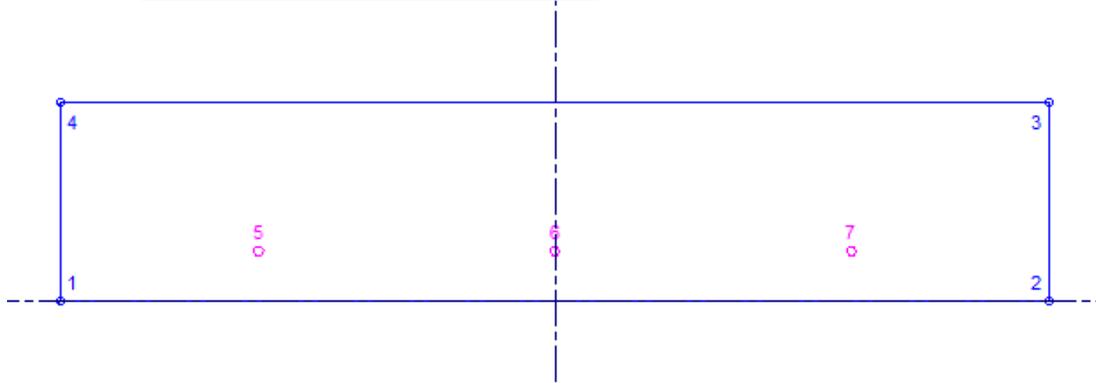
Section principale après renforcement – BPF + 3 HA8 par mètre



Moment résistant en flexion simple : 0,05365MN.m/m

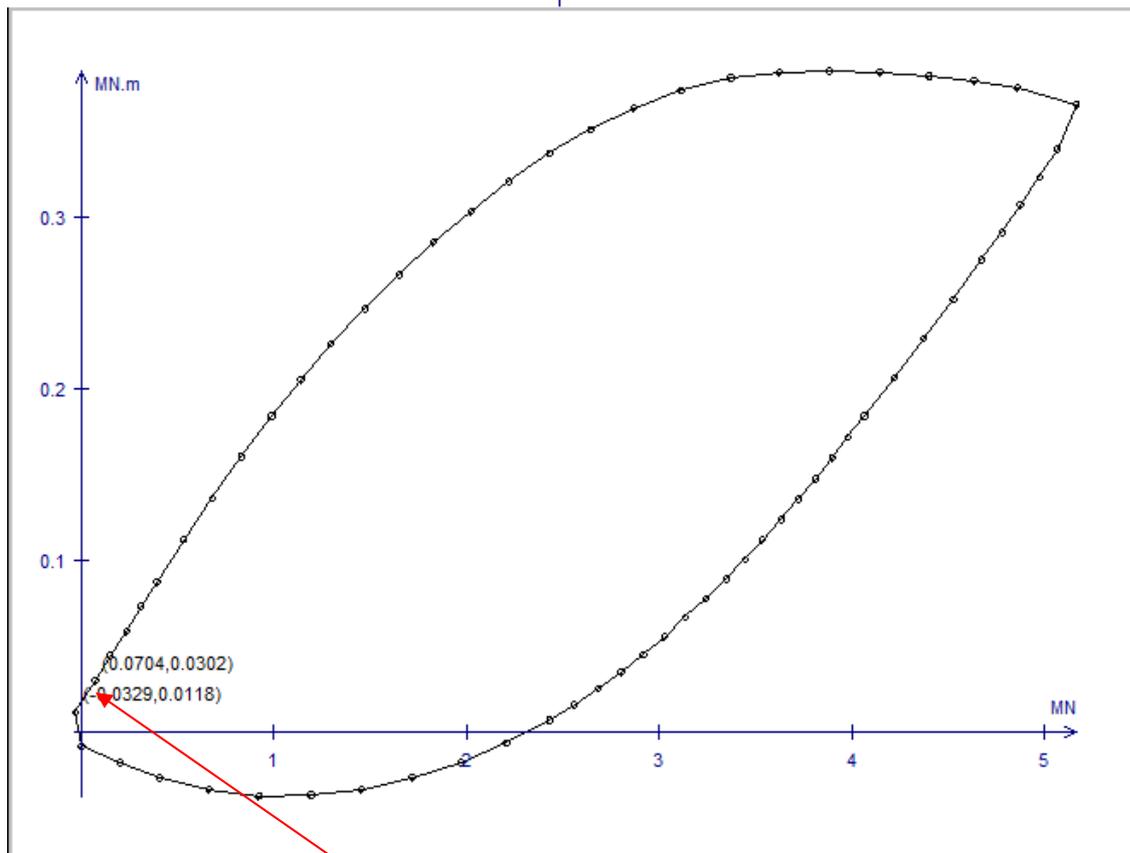
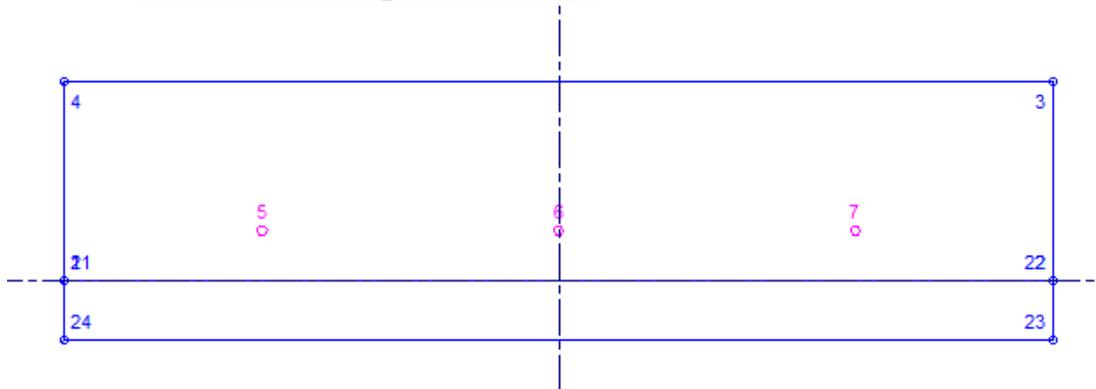
En synthèse pour la section principale, le renforcement permet de multiplier le moment résistant par un facteur 1,54. La seule utilisation du BPF permet une augmentation de 19% du moment résistant de la section, d'où la nécessité d'utiliser 3 barres HA8 au mètre pour justifier l'accroissement de charge ELU d'un facteur 1,46.

Section secondaire avant renforcement



Moment résistant en flexion simple : 0,01009MN.m/m

Section secondaire après renforcement



Moment résistant en flexion simple : 0,01867MN.m/m

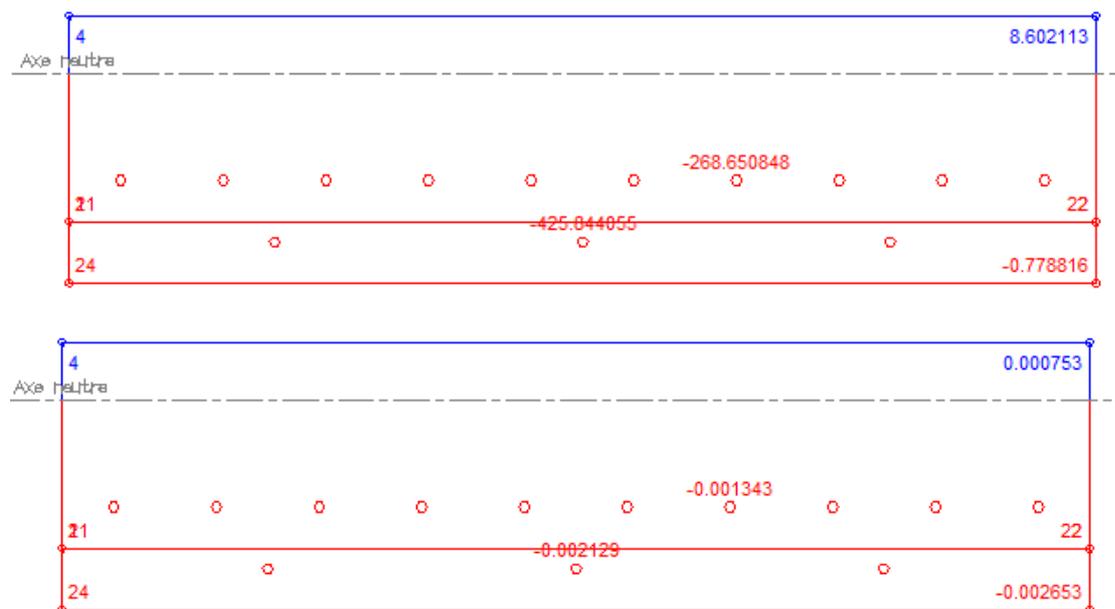
En synthèse pour la section secondaire, le renforcement permet de multiplier le moment résistant par un facteur 1,85. La seule utilisation du BPF permet donc une augmentation suffisante du moment résistant puisque supérieur au taux d'accroissement de la charge surfacique ELU. Le moment résistant obtenu correspond à 37% du moment principal, la section renforcée a donc une plus grande capacité de redistribution transversale que dans l'état initial.

10.5.7 Modélisation de la dalle - Mise en évidence de la redistribution des efforts

Méthodologie

On modélise la dalle sur un logiciel aux éléments finis, avant et après renforcement. Le modèle permet de mettre en évidence le comportement des zones renforcées, et notamment la redistribution des efforts transversalement lorsqu'on atteint le moment plastique de la section principale renforcée. On doit donc déterminer au préalable le moment limite de la section principale lui faisant atteindre son fonctionnement plastique (légèrement différent du moment ultime du fait des lois de comportement adoptées).

Pour un moment égal à $0,042\text{MN.m/ml}$, on obtient les contraintes suivantes :

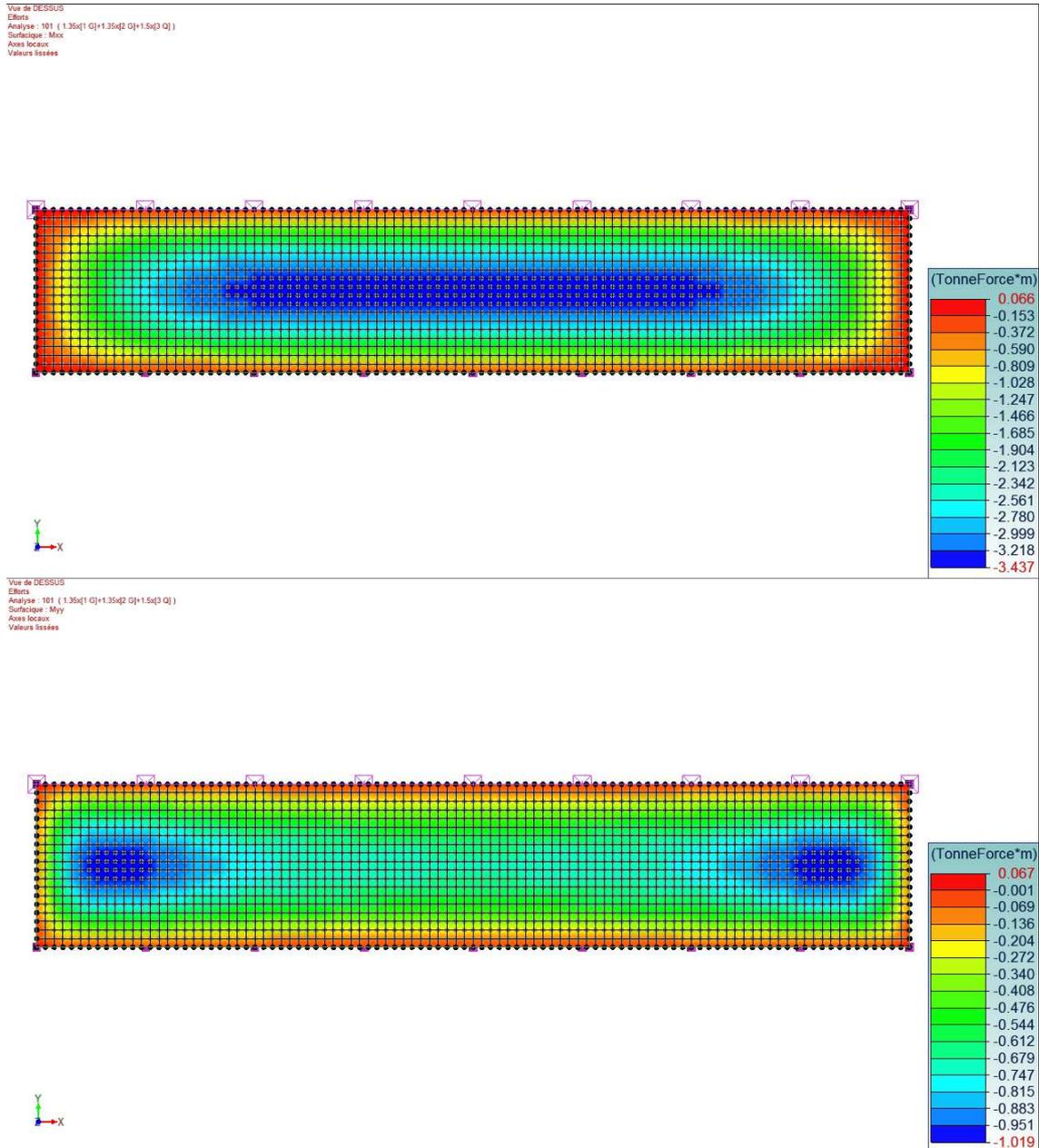


Le BPF a légèrement amorcé la phase adoucissante de son comportement, tandis que l'acier de renfort dépasse tout juste sa limite élastique de calcul. On en déduit donc un gain significatif entre le moment élastique ultime de la section et son moment résistant.

Pour la modélisation de la rotule plastique, on considèrera une valeur de moment seuil de $0,045\text{MN.m/m}$, plus proche de la valeur du moment élastique que du moment résistant.

Modèle de calcul

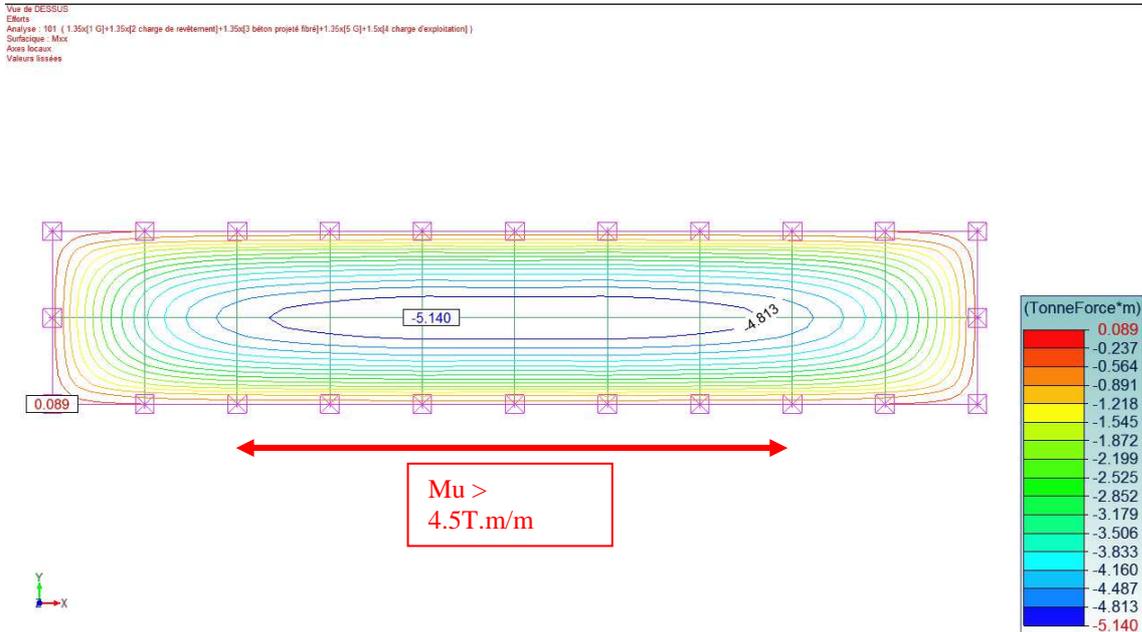
Le modèle de calcul est un modèle élément fini en plaque. On fournit ci-dessous les résultats en flexion dans les deux directions sous le chargement ELU dans l'état initial de la dalle avant renforcement.



On constate que le moment de flexion principal est conforme à la valeur attendue. Le ferrailage transversal théorique est égal à 25% du ferrailage principal. On constate selon ces résultats qu'un tel ferrailage est légèrement déficitaire en extrémités de dalle (ferrailage nécessaire = $1,019/3,437 = 30\%$ du ferrailage principal). Le ferrailage réellement mis en place est tout juste justifié avec les sections retenues.

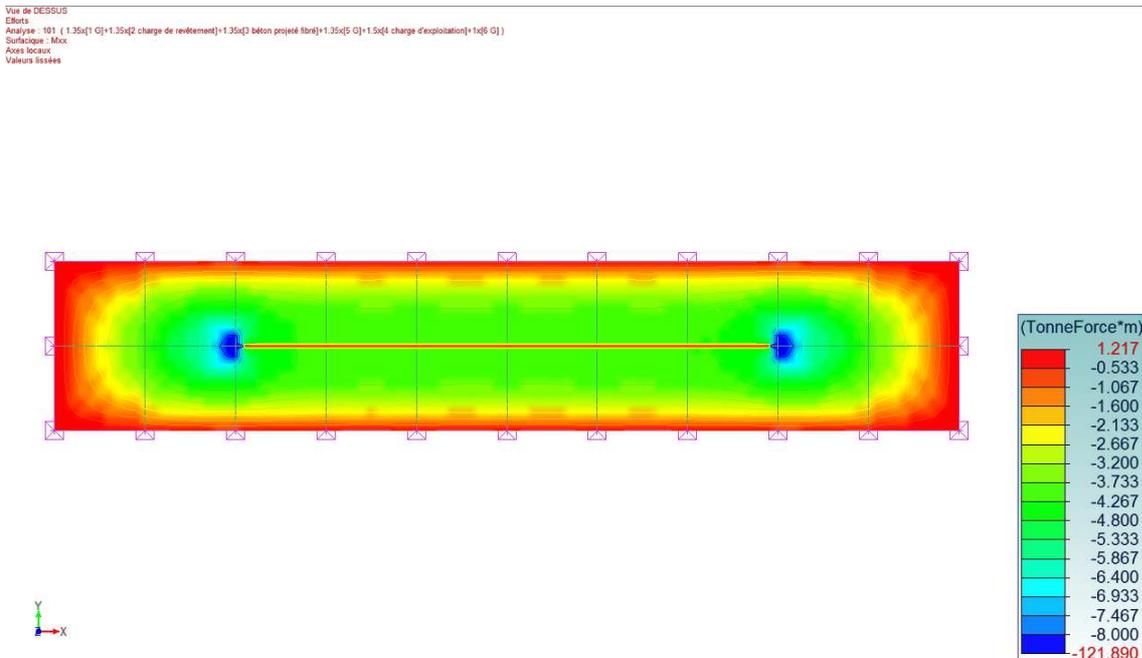
Configuration projetée – redistribution des efforts

On fournit ci-dessous les résultats en flexion dans les deux directions sous le chargement ELU dans l'état projeté après renforcement, avant la prise en compte de rotules plastiques.



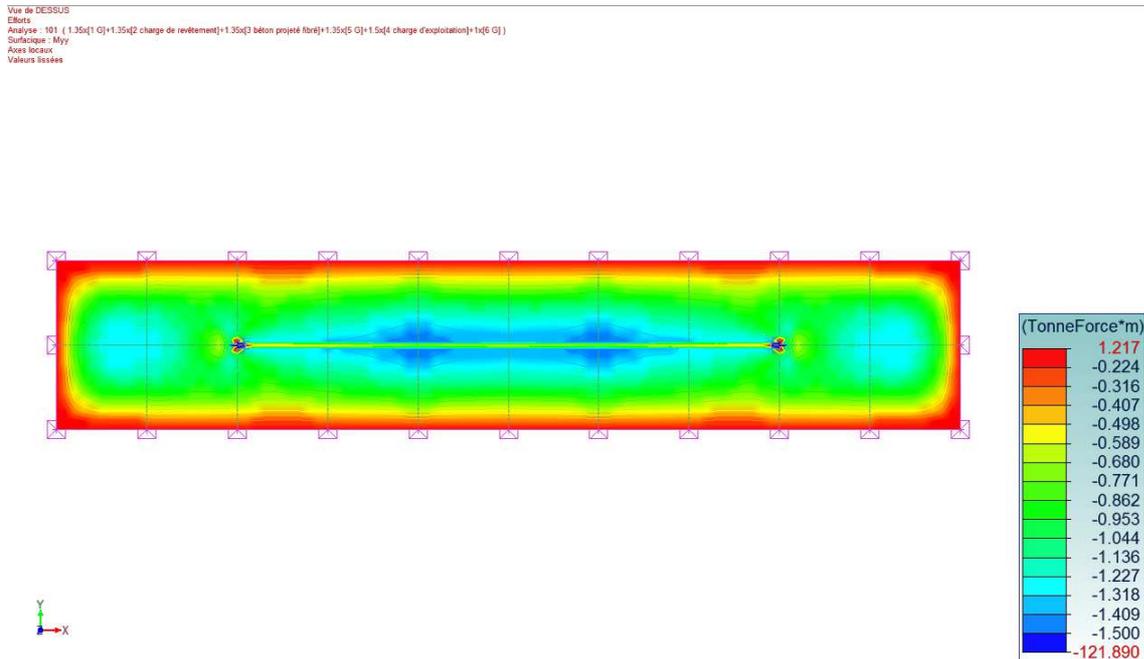
Le moment défini au paragraphe précédent pour la création de la rotule plastique est dépassé sur 60% de la longueur de la dalle. Nous modélisons à nouveau la dalle avec une rotule plastique sur cette partie.

On fournit ci-dessous les moments de flexion principaux en prenant en compte la rotule plastique de 4,5T.m/m



On constate que les moments de flexion principale sont, conformément au résultat attendu, inférieurs ou égaux à 4,5t.m/m (régions vertes sur le diagramme). On note 2 zones localisées de dépassement aux extrémités des rotules, ces valeurs étant liées à des effets de bords de modélisation (en réalité, la dalle ne passe pas d'une zone rotule plastique à une zone élastique en un point singulier, mais sur une longueur finie lissant les moments de flexion).

On fournit ensuite les résultats de moment de flexion transversal avec le même modèle :



On constate que les moments transversaux obtenus sont inférieurs ou égaux à 1.5 t.m/m (hormis effets de bords localisés dus au modèle).

Interprétation des résultats

Le calcul démontre que l'accroissement de charge dans un rapport de 1,46 crée une rotule plastique sur une grande partie de la dalle selon le sens de flexion principal.

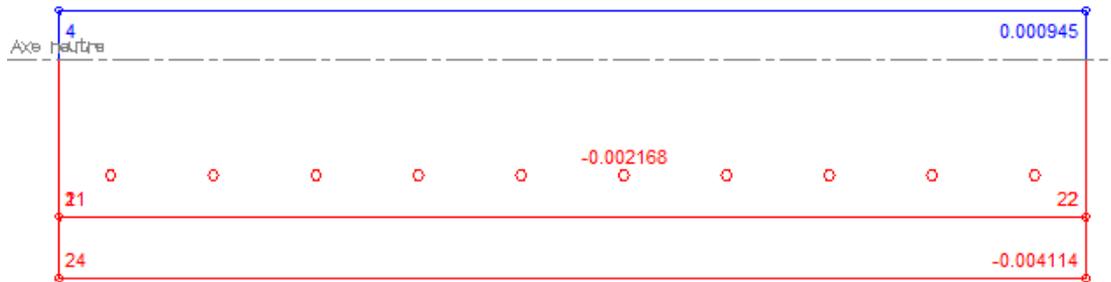
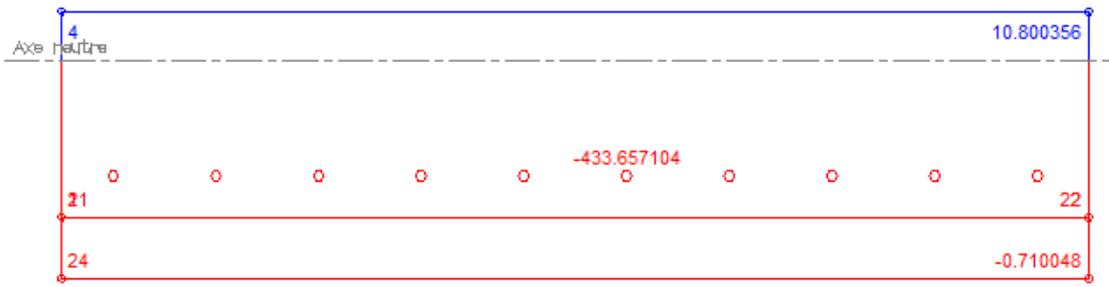
Le moment de flexion transversal subit un accroissement proche du rapport de 1,46. Le renforcement proposé sans armatures supplémentaire selon ce sens est nettement justifié puisque le facteur d'accroissement du moment résistant était égal à 1,85.

La solution de renforcement par un béton fibré projeté de 6cm d'épaisseur, armé seulement selon le sens porteur représente donc une solution de renforcement pertinente car elle permet un accroissement significatif de la capacité de charge de la dalle, avec une aptitude de répartition améliorée.

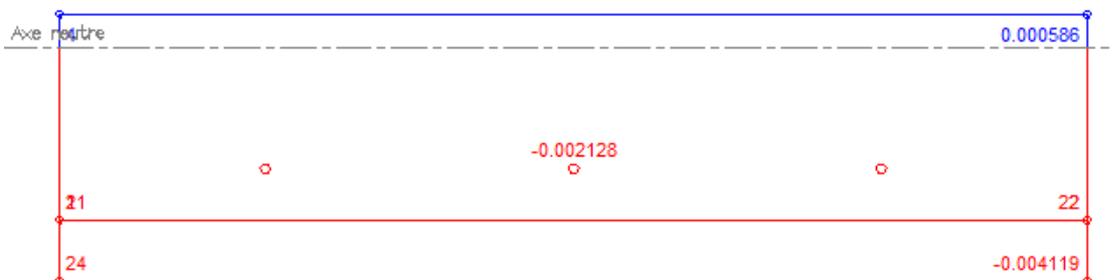
Asquapro Comité Technique

Contraintes - allongement dans les matériaux pour le moment ultime :

Section principale sans barres de renforts



Section secondaire



11 ANNEXES AU CHAPITRE 9

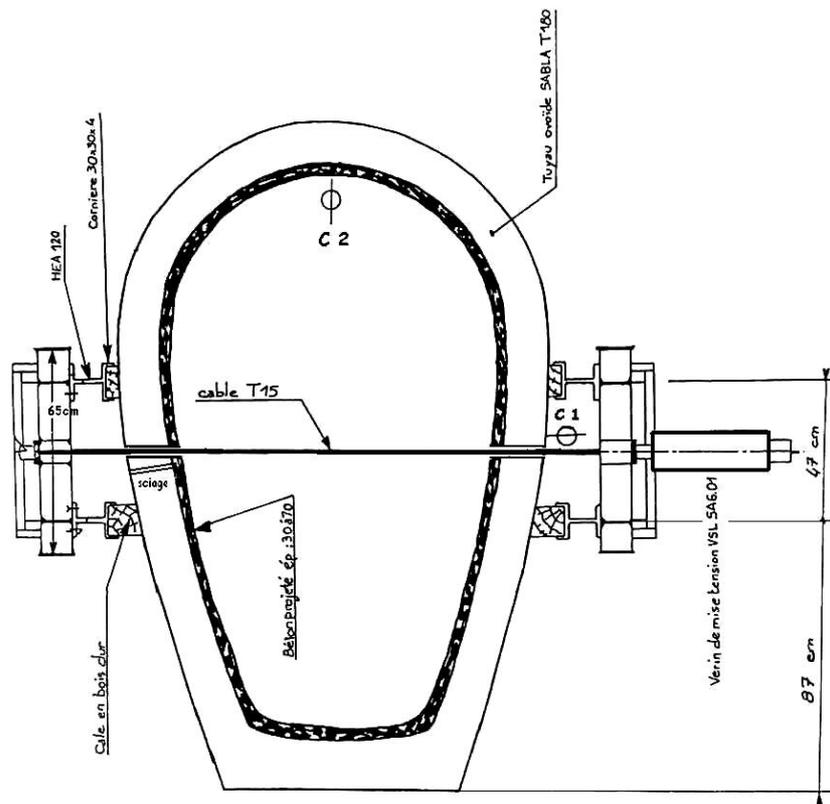
11.1 ANNEXE F : Essais sur ovoïdes préfabriqués T180

Texte proposé par C. Resse (Claude Resse Consultant)

11.1.1 Essais sur la plateforme de CRETEIL (1984 -85)

Entre 1981 et 1984 plusieurs chantiers expérimentaux ont été réalisés dans des galeries existantes en projetant des bétons renforcés par des fibres métalliques ou synthétiques. Ces chantiers ont permis de constater que les avantages présentés par l'utilisation des différentes fibres testées pour réaliser des chemisages projetés étaient évidents. Toutefois ces avantages ne concernaient que la facilité de mise en œuvre et ne renseignaient pas sur l'efficacité et la pérennité des renforcements réalisés sur ces chantiers. Il a alors été décidé de réaliser des essais sur des modèles physiques pour tenter de mesurer les renforcements apportés par les chemisages projetés fibrés ou non.

Les premiers essais réalisés à Créteil pour la DDE du Val de Marne, en 1984 et 1985, sur des ovoïdes endommagés par sciage, chemisés, puis écrasés, ont été imaginés dans ce but. Les résultats enregistrés ont fait découvrir le grand intérêt des fibres pour les renforcements structurels des galeries par chemisages projetés.



Dispositif d'écrasement de l'essai de "Créteil"

Lors des essais de Créteil, 14 ovoïdes T 180 ont été écrasés :

- 2 ovoïdes témoins neufs,
- 2 ovoïdes témoins endommagés par un sciage traversant un piedroit,
- 4 ovoïdes chemisés intérieurement sur 3 cm d'épaisseur,
- 6 ovoïdes chemisés intérieurement sur 7 cm d'épaisseur.



Sciage d'un piédroit pour "l'essai Créteil"

Les 4 chemisages des ovoïdes (réalisés sur 3 cm d'épaisseur) étaient constitués de :

- Béton 0-8 mm dosé à 400 kg de CEM III C mis en œuvre à la truelle,
- Béton 0-8 mm dosé à 350 kg de CEM III C projeté par voie sèche,
- Même béton 0-8 projeté avec ajout de fibres polypropylène suisses,
- Même béton 0-8 projeté avec ajout de fibres polypropylène françaises.

Les 6 chemisages des ovoïdes (réalisés sur 7 cm d'épaisseur) étaient constitués de :

- Béton mis en œuvre à la truelle comportant un treillis soudé (100 x 100 fil de 3),
- Béton projeté de 7 cm comportant le même treillis soudé,
- Béton renforcé par des fibres d'acier tréfilé de 30 mm avec crochets,
- Béton renforcé par des fibres de polypropylène suisses (résille),
- Béton renforcé par des fibres de polypropylène françaises (torons de 7 cm).

Procédure de chargement

La procédure a été mise au point pour ces premiers essais totalement inédits, d'abord pendant les chargements des 4 ovoïdes-témoins. Ensuite la même procédure de chargement a été appliquée pour les 10 ovoïdes chemisés. Elle sera par la suite utilisée jusqu'en 1993 au cours des campagnes successives, soit plus de 120 fois.

Pour permettre de comparer le comportement des chemisages avant et après fissuration, un déchargement a été fait lorsque la charge de 5832 daN a été atteinte; avec mesures des convergences résiduelles à chaque palier de déchargement.

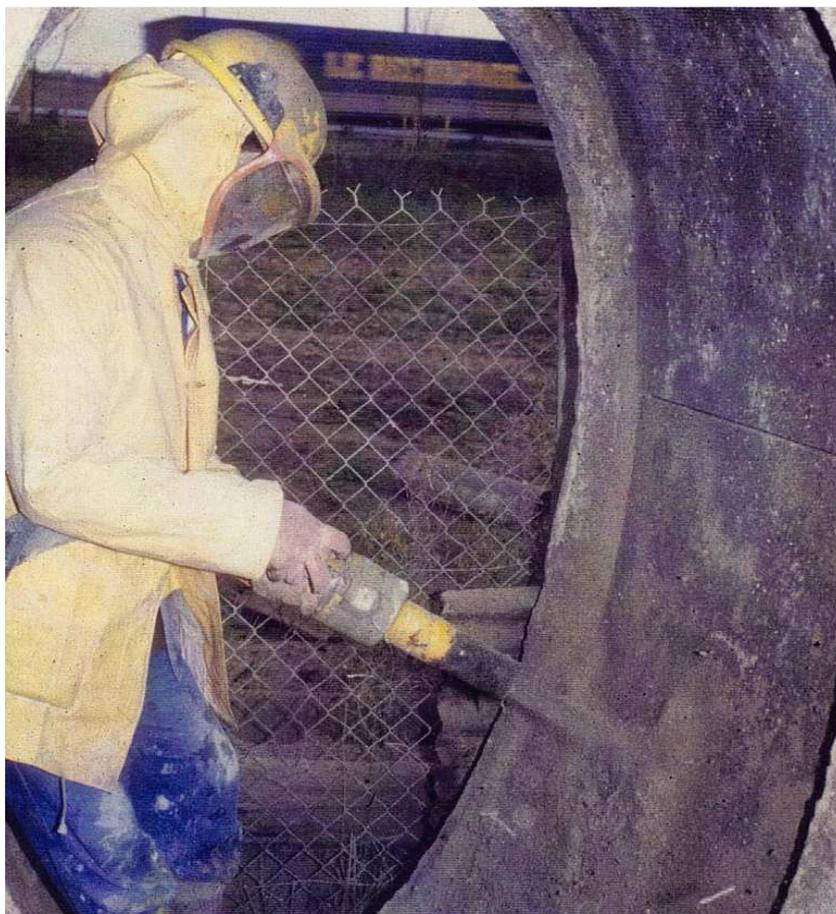
Première phase (avant fissuration)

- Mise en charge (rapprochement des piédroits) par paliers successifs, incréments de 1166 daN, (20 bars au manomètre du vérin), jusqu'à 5832 daN (100 bars au vérin),
- Déchargement par paliers de 1166 daN,
- Remontée en charge jusqu'à 5832 daN avec mesure des déplacements.

Asquapro Comité Technique

Deuxième phase jusqu'à rupture (incrément diminué, mesures dès chargement puis après stabilisation ou 10 minutes, déchargement jusqu'à 5832 daN à chaque palier)

- Chargements successifs incrémentés de 583 daN et mesures des déplacements dès l'application d'un chargement, puis après stabilisation sous charge maintenue constante, ou après dix minutes si la stabilisation n'a pas été obtenue pendant ce temps.
- Déchargement après chaque palier, limité à 5832 daN et mesure de la convergence résiduelle.
- Poursuite des cycles de chargements-déchargements jusqu'à la ruine de l'ovoïde.



**Projection dans l'ovoïde avec vue des guides d'épaisseur et du sciage du piedroit
Chemisage de 7 cm avec fibres polypro en torons de 7 cm de longueur
(voir bas de la photo, à droite)**

Les résultats des essais réalisés par le BET Abrotec ont fait l'objet d'un rapport daté du 15 juin 1985. Il a été adressé à la Direction de l'assainissement du Val de Marne, qui en est propriétaire, mais qui doit pouvoir le communiquer à ceux qui le désirent. Les mesures de convergence entre piedroits et de divergences entre clé et radier ont permis de tracer les courbes charges/déplacements des 10 ovoïdes chemisés et des témoins sciés et non sciés.

L'examen de ces courbes permet de constater, pour les essais réalisés, que les renforcements apportés par les chemisages armés ou fibrés ont été d'une grande efficacité puisque les charges avant fissuration ou à la ruine ont toutes été supérieures à celle d'un ovoïde neuf non scié.

Tous ces résultats ont été obtenus en projetant le béton par voie sèche, c'est donc avec cette méthode que les chantiers expérimentaux qui vont être décrits ont été réalisés, jusqu'à ce qu'une nouvelle campagne soit organisée par la DSEA 94 en 1989 pour voir si la projection par voie mouillée était aussi performante.

11.1.2 Essais sur la plateforme de CHAMPIGNY (1989)

Cette campagne s'est déroulée à Champigny sur Marne sur un terrain utilisé par les équipes de la Direction de l'assainissement du Val de Marne. Elle avait pour objectifs de comparer les faisabilités, les coûts et les performances des différents chemisages fibrés, projetés, soit par voie sèche, soit par voie mouillée. Comme pour les essais de Créteil, 2 ovoïdes non sciés et 2 sciés ont été écrasés avec la procédure définie en 1985. Ces essais sur témoins ont permis de constater que les ovoïdes de 1989 étaient différents de ceux de 1984 bien que géométriquement identiques. La charge de rupture d'un ovoïde scié est en effet passée de 85 kN à Créteil à 122 kN pour la moyenne des 2 témoins de Champigny. L'ovoïde servant de support aux chemisages étant nettement plus résistant, il a été décidé, pour éviter des durées d'essais très longs, de réduire le temps du maintien de la charge à chaque palier de 10 à 5 minutes. Le choix de fibres inoxydable ayant été décidé, les fibres métalliques étaient celles de Pont à Mousson en fonte amorphe.

Deux ovoïdes ont été chemisés par projection voie sèche :

- N° 1 : Béton 0/8 mm dosé à 350 kg de ciment et 25 kg de fibres fonte inox de 30 mm.
- N° 2 : Béton 0/8 mm dosé à 350 kg de ciment et 1 kg de fibres polypropylène de 19 mm de longueur (fibermesh résille).

Les quatre autres ont été chemisés par projection voie mouillée, soit au pot portatif, soit avec une machine à vis courte.

- N° 3 : Béton 0/4 mm non fillérisé et sans superplastifiant, dosé à 400 kg de ciment et contenant 25 kg de fibres de fonte amorphe de 20 mm, projeté au pot portatif,
- N° 4 : Béton 0/4 mm non fillérisé et sans superplastifiant, dosé à 400 kg de ciment et contenant 30 kg de fibres de fonte amorphe de 20 mm, projeté au pot portatif,
- N° 5 : Béton 0/4 mm non fillérisé et sans superplastifiant, dosé à 400 kg de ciment et contenant 1 kg de fibres polypropylène de 19 mm, projeté au pot portatif,
- N° 6 : Béton 0/4 mm non fillérisé et sans superplastifiant, dosé à 400 kg de ciment et contenant 25 kg de fibres de fonte amorphe de 20 mm, projeté par machine à vis.

Toutes les projections ont été réalisées par les porte-lances qui avaient participé aux essais de 1984 par projection voie sèche, après un stage de formation de deux semaines, la deuxième ayant été consacrée uniquement à la voie mouillée pour étudier sa faisabilité avec plusieurs formulations et différentes machines.

Les détails des essais et leur analyse ont fait l'objet en 1989 d'un rapport d'Abrotec, BET qui les a organisés et suivis, qui a été remis à la DSEA du Val de Marne. La partie de la conclusion de ce rapport, qui a eu le plus d'influence sur le choix de la méthode de projection après 1989, est la suivante : pour ce chantier, quelle que soit la fibre employée, les performances structurelles des chemisages projetés, par voie sèche ou par voie mouillée, ne présentent pas de différence significative. Cette affirmation, applicable au moins aux petites galeries, compte tenu de la géométrie des éléments testés n'était pas attendue, d'autant plus que le mélange, avait été volontairement formulé sans superplastifiant et sans addition de filler ou d'éléments ultrafins pour mieux représenter les mortiers "ordinaires" employés alors sur les chantiers.

De ce fait, à partir de 1989 la voie mouillée a remplacé la voie sèche pour la majorité des chemisages projetés dans les petites galeries. Toutefois, ces mortiers ordinaires étant difficilement pompables au-delà de 30 mètres, il a fallu attendre la mise sur le marché des "bétons de sable" adjuvantés et fillérisés pour que la voie mouillée supplante la voie sèche dans les petites galeries.

Les bétons de sable ont été normalisés en 1995 (Norme NF P 18-500). Ils permettent de projeter en galerie, à plus de 150 mètres de la machine à projeter placée en surface.

Le défaut des "essais de Champigny" étant de n'avoir qu'un ovoïde par méthode ou fibre testées, la DSEA du Val de Marne a envisagé d'organiser une campagne d'essais plus importante, au cours de laquelle les comparaisons voie sèche/voie mouillée avec différents produits, seraient poursuivies mais cette fois sur 2 ovoïdes par test.

Asquapro Comité Technique

Les enseignements recueillis grâce aux essais de Champigny ont été expérimentés dans un ouvrage en service (quai Auguste Blanqui à Alfortville) où 20 tronçons ont été projetés en voie sèche ou mouillée et testés in situ par vérinage interne.

Cette fois la voie mouillée a donné de meilleurs résultats que la voie sèche, que ce soit avec les fibres de polypropylène ou celles de fonte amorphe. Les essais de Champigny ont donc bien été confirmés. La nouvelle campagne d'essais sur ovoïdes préfabriqués a ensuite été réalisée en 1991 et 1992 sur la plateforme de LIMEIL.

11.1.3 Essais sur la plateforme de LIMEIL (1991)

Description des essais

Pour ces essais, 36 ovoïdes T 180 avaient été prévus et la base de Champigny étant trop petite, les essais ont été réalisés sur un terrain aménagé par l'entreprise Quillery à son dépôt de Limeil. Cette campagne a permis non seulement de continuer les essais comparatifs entre la voie sèche et la voie mouillée mais aussi de tester les nouveaux bétons de sable formulés par deux fournisseurs : un mortier sans retrait prêt à l'emploi d'un autre fabricant et même un béton de sable contenant de la poudre de caoutchouc sensé bien résister à l'abrasion. Une grande partie de ces chemisages projetés a été réalisée entre le 9 et le 21 août 1991.

À cause des délais de fabrication des fibres en acier inoxydable, 2 ovoïdes ont été réservés pour réaliser, par voie mouillée, 2 chemisages avec un béton renforcé avec ce type de fibre. De ce fait leur projection n'a été faite que le 3 octobre.



Vue de la plateforme de LIMEIL avec une partie de T180 sciés avant la projection

Essai de chargement interne

Cet essai est en fait l'inverse de l'essai d'écrasement latéral par poussée sur les extradors des 2 piédroits. Il consiste à appliquer, de l'intérieur, 2 forces opposées provoquant une divergence des piédroits, à l'aide d'un vérin placé horizontalement.

Pour que cet essai de vérinage interne ne fragilise pas le corps d'épreuve devant être soumis aux chargements externes poussés jusqu'à la ruine décrits dans les procédures Créteil puis Champigny, le chargement a été limité à 20 ou 40 kN selon le type de chemisage, pour rester dans le domaine élastique de façon à être "non fragilisant". Pour la première fois les corps d'épreuves ont été soumis successivement à l'essai interne non destructif et à l'écrasement latéral par l'extérieur, jusqu'à la ruine.

Des corrélations intéressantes ont été trouvées entre ces deux essais :

- La première relative au domaine élastique pouvait être attendue : à un module de réaction élevé, mesuré par vérinage interne, correspond une charge de première fissuration élevée lors de l'essai d'écrasement.
- La seconde, qui n'était pas évidente, montre que l'essai de chargement interne, non destructif donc réalisable dans un ouvrage enterré, donne une indication sur sa résistance ultime.

Cette propriété a permis d'employer l'essai de chargement interne pour comparer, au cours de chantiers expérimentaux, les renforcements apportés par différentes méthodes de réhabilitation.

La campagne de Limeil a d'abord permis de confirmer les enseignements de celles de 1985 et 1989, en particulier : **la voie mouillée donne des bétons dont les résistances sont du même ordre que celles de la voie sèche**. Ces résultats, en 1992, étaient cependant plus dispersés en voie mouillée qu'en voie sèche, sans doute parce que des mélanges de formulations différentes ont été employés. Il restait donc des progrès à faire pour la formulation des produits à projeter (type béton de sable), ce qui a été fait depuis.

Cela explique pourquoi la projection par voie mouillée a remplacé celle par voie sèche dans pratiquement toutes les réhabilitations des petites galeries en maçonnerie.

A noter : dans ce type de réparation, l'adhérence entre le béton projeté et le support existant n'est pas un paramètre critique.

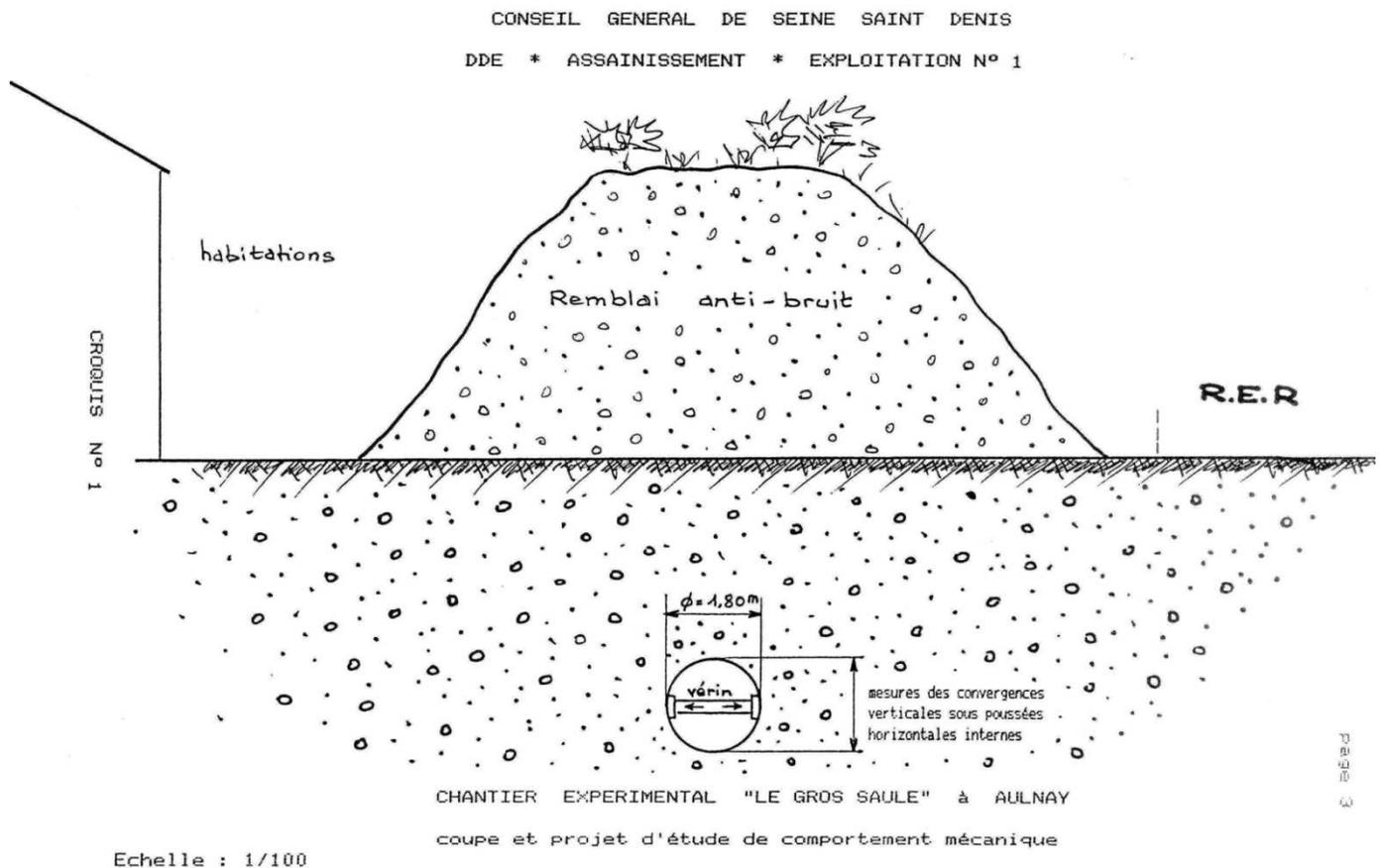
11.2 ANNEXE G : Fibrodrome du Val de Marne

Texte proposé par C. Resse (Claude Resse Consultant)

Le chantier expérimental qui a été nommé « fibrodrome » par la DEA de la Seine Saint Denis (93) se situe à Aulnay-sous-Bois dans la zone du « gros saule ». Il a été réalisé en 1986 dans un collecteur d'eau pluviale dont la réhabilitation avait été décidée par le Conseil Général 93. Un tronçon de 15 anneaux de 2,33 ml soit une longueur d'environ 35 mètres a été inclus, à titre **expérimental**, dans la longueur à renforcer. Ce chantier a été créé par monsieur Didier Lesage de la DEA de Seine Saint Denis, sur proposition de Claude Resse du BET Abrotec. Il était destiné à tester la faisabilité et les performances de 5 types de renforcement réalisés 3 fois.

Le renforcement avait été décidé car l'ouvrage initial (en tuyaux Bonna) construit pour résister à une couverture de terrain de 4 mètres, a été surchargé par un merlon de 6 mètres de hauteur pour servir de dispositif anti-bruit en bordure de la ligne du RER.

Croquis de Claude Resse extrait du projet d'Abrotec en 1985



Cette augmentation de la charge a entraîné la rupture en clé des tuyaux sur toute la longueur surchargée et le renforcement par une coque en béton projeté armé de treillis soudé a été décidé sur toute la zone affectée.

Le dimensionnement de cette coque a été fait à partir des résultats des essais dits « de Créteil » réalisés sur dix éprouvettes T 180 par la DSEA du Val de Marne.

La zone expérimentale de 35 ml, avait pour objectif de vérifier dans un ouvrage en service le comportement dans le temps du béton projeté armé de TS et de le comparer à trois nouveaux types de coques pour lesquelles le treillis soudé avait été remplacé par trois types de fibres. Les trois fibres utilisées dans la partie « fibrodrome » étaient :

- des microfibrilles de polypropylène (Harbourite de Fibermesh)
- des macrofibrilles en fonte amorphe (Fibraflex de Pont-à-Mousson)
- des macrofibrilles à crochets en acier tréfilé (Dramix de Bekaert)

Pour la réhabilitation de toute la partie endommagée du collecteur pluvial, la coque prescrite de 5 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé en fils d'acier de 3 mm de diamètre et à mailles carrées de 100 mm x 100 mm, a été projetée par voie sèche.

Trois anneaux de cette coque de référence ont été inclus dans la zone du fibrodrome.

Trois autres anneaux armés de TS mais avec un béton mis en œuvre manuellement ont également été inclus dans la zone du fibrodrome pour être comparés à ceux projetés.

Pour tous les anneaux, armés de TS ou fibrés, le béton mis en œuvre, qu'il soit projeté ou mis en œuvre manuellement, avait une épaisseur minimale de 5 cm.

Composition du béton :

400 kg de ciment CLK 45 (maintenant CEM III C 42.5) pour 1700 kg de granulats (sable + gravillon) de granularité 0/8 mm.

Ce béton a été mis en place manuellement pour les anneaux n° 2, 7 et 12. Pour les 12 autres anneaux, il a été projeté par voie sèche, toujours par le même opérateur. Aucun accélérateur de prise pour béton projeté n'a été utilisé.

Dosages en fibres par m³ de mélange :

Polypropylène : 900 grammes de fibres Harbourite 320 de Fibermesh

Acier tréfilé : 50 kg de fibres Dramix Z 30/40 de Bekaert

Fonte amorphe : 20 kg de fibres fibraflex de 45 mm de Pont à Mousson

La suite des 5 coques différentes a été répétée 3 fois, dans l'ordre suivant :

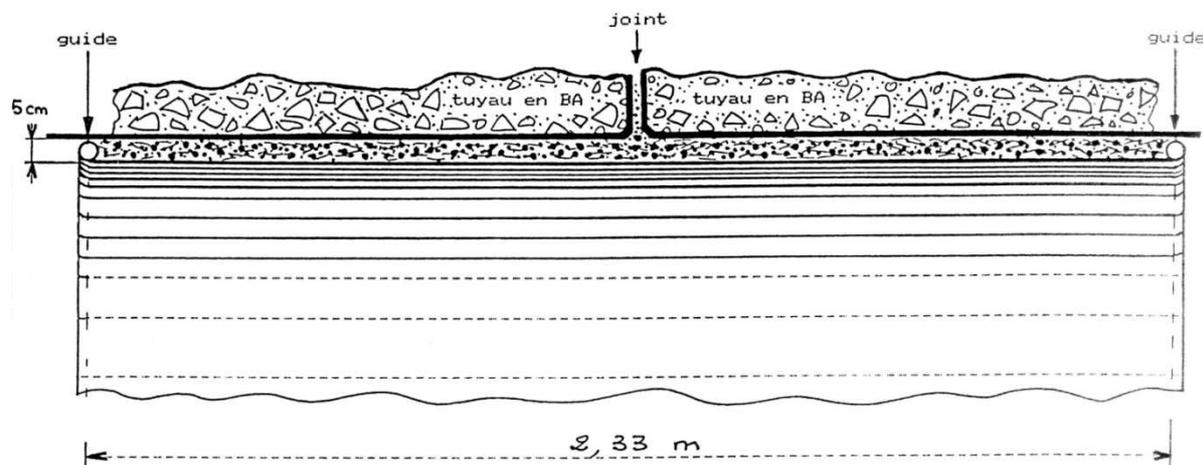
- 1 : Béton projeté armé de treillis soudé,
- 2 : Béton armé de treillis soudé mis en œuvre manuellement,
- 3 : Béton projeté renforcé par des fibres en polypropylène,
- 4 : Béton projeté renforcé par des fibres plates en fonte amorphe,
- 5 : Béton projeté renforcé par des fibres en acier tréfilé.

Au total 15 anneaux de 2,33 mètre de longueur ont été réalisés, soit environ 35 ml.

Longueur des anneaux :

Il a été décidé de réaliser les anneaux en y incluant en leur milieu le joint existant entre les extrémités de deux tuyaux Bonna consécutifs. La longueur de chaque anneau est donc égale à celle d'un tuyau soit 2,33 ml.

CONSEIL GENERAL DE SEINE-SAINT-DENIS
DDE * ASSAINISSEMENT * EXPLOITATION N° 1
Réhabilitation des égouts



Echelle : 1/10

CHANTIER EXPERIMENTAL "LE GROS SAULE" à AULNAY
Demi-coupe d'un anneau chemisé

Epaisseur des anneaux

L'épaisseur prescrite était de 5 cm mais, du fait des défauts en plan et en profil de l'intrados de l'ouvrage à renforcer, l'épaisseur moyenne réalisée a été plus élevée. Pour les fibres en acier, corrodables, l'épaisseur de 5 cm environ a été obtenue par projection d'une couche fibrée de 4 cm recouverte après sa prise d'une couche de finition, non fibrée, d'un centimètre d'épaisseur minimale.

Réalisation des travaux en 1986 :

Les travaux ont nécessité 18 journées (du 22 octobre au 19 novembre 1986). Pour régler l'épaisseur du béton, des guides en PVC ont été mis en place. Une estimation des coûts d'exécution a été faite à partir des temps passés pour chaque type de renforcement. Les coûts des matériaux et de la main d'œuvre établis sur la base des prix de 1986 présentent peu d'intérêt, en revanche les temps unitaires de main d'œuvre restent des indicateurs utiles.

Un tableau des temps unitaires a été établi à partir des rapports journaliers faits par l'entreprise. Ce tableau est joint aux pages suivantes.

Dans le chapitre 8 du document de la DEA du conseil général de la Seine Saint Denis intitulé « Résumé et conclusions » il était indiqué, en 1986 :

Les faisabilités constatées lors d'essais précédents ont été confirmées. Les visites faites depuis la fin du chantier ont montré l'efficacité des chemisages minces en béton, aucune fissure n'étant apparue dans la zone traitée. Il est trop tôt pour juger la tenue dans le temps. Il est prévu pour cela qu'elle soit examinée à l'occasion de visites périodiques. Au cours de ces visites, les fissures, les dégradations des parements et la corrosion éventuelle seront examinées. Pour le comportement mécanique dans le temps, les futurs relevés topographiques seront comparés à ceux déjà réalisés. Pour pouvoir à court terme, comparer les performances des différents chemisages, des essais de comportement sous des poussées internes provoquées par véringage, sont envisageables.

Asquapro Comité Technique

Depuis 1986, les visites périodiques ont bien été réalisées ainsi que les essais de vérinage interne qui n'existaient pas encore lors de l'exécution des travaux du fibrodrome mais étaient suggérés dans le projet sur le croquis de la page 88.

La prochaine visite de l'ouvrage est prévue en 2014.

ANNEXES:

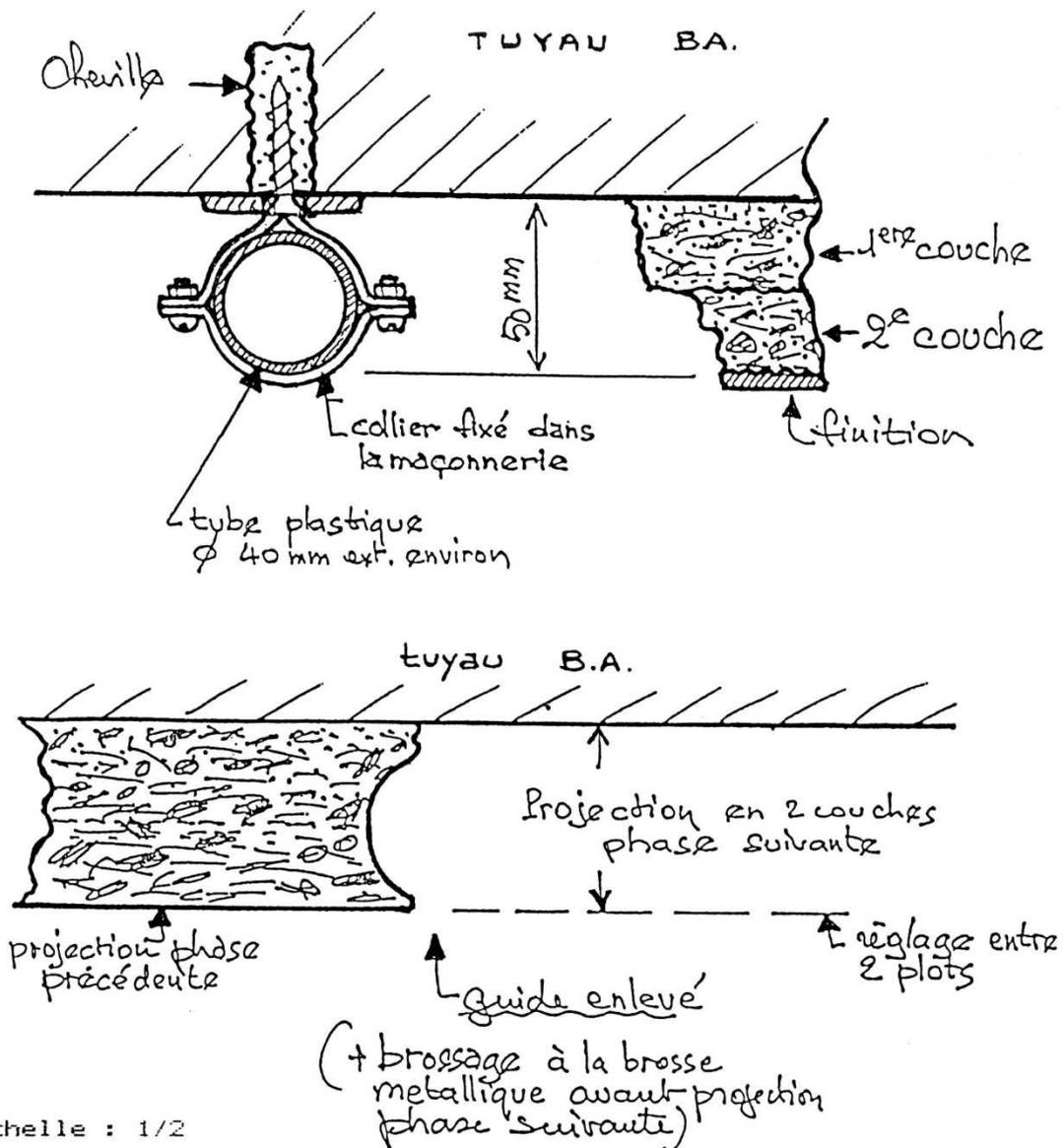
1 : Guides d'épaisseur en PVC : Croquis n° 3 remis à l'entreprise pour la pose des guides

DDE de la SEINE-SAINT-DENIS

Réhabilitation des égouts

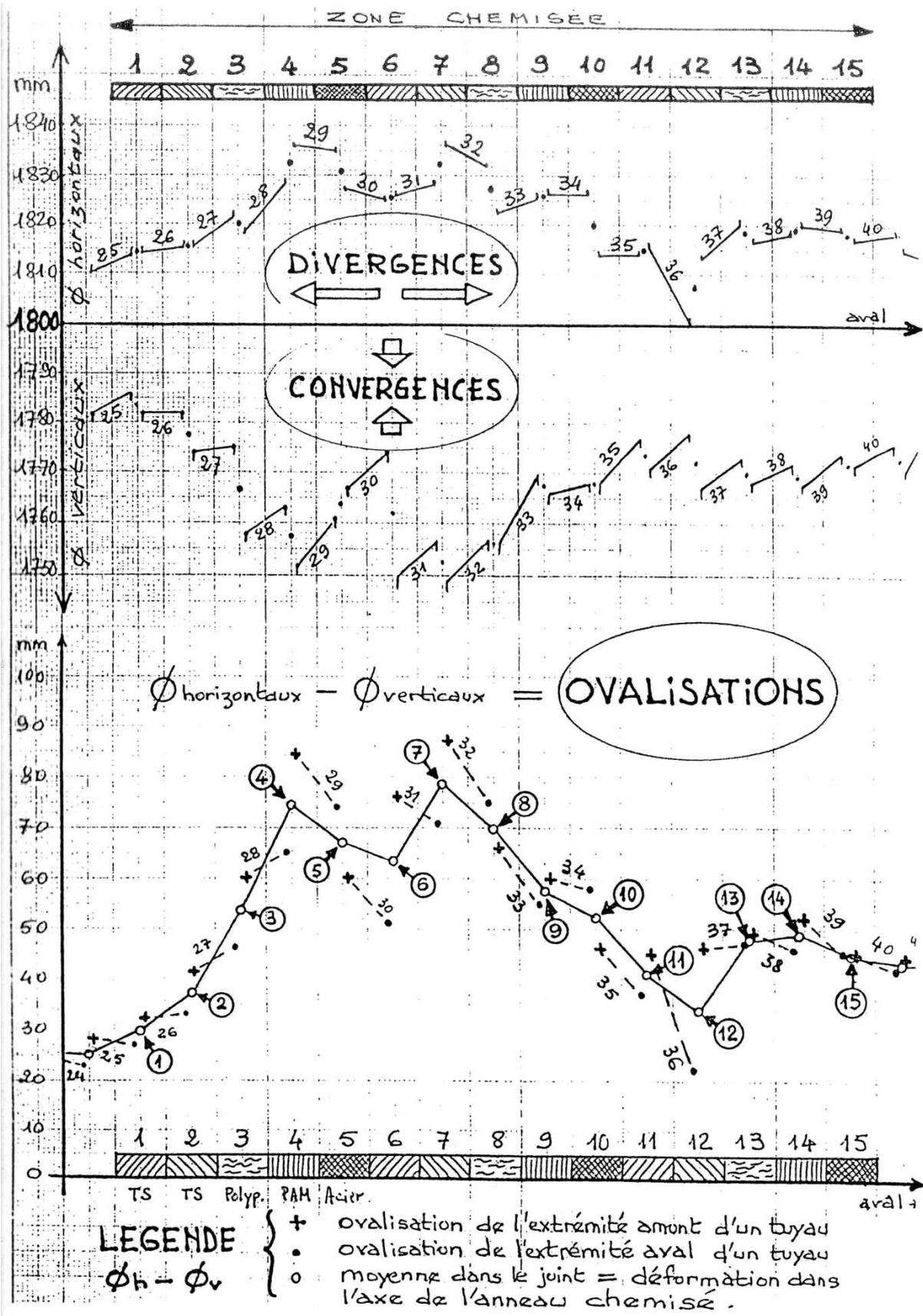
CHANTIER EXPERIMENTAL "LE GROS SAULE" à AULNAY

Règlage de l'épaisseur de projection



Echelle : 1/2

3: Ovalisations relevées dans la zone expérimentale



11.3 ANNEXE H : Chantier expérimental du cours du Médoc à Bordeaux

Texte proposé par C. Resse (Claude Resse Consultant)

Origines de l'expérimentation

Les essais dits de « Créteil », faits par le conseil général du Val de Marne en 1986, réalisés sur des modèles physiques constitués par des ovoïdes préfabriqués T180 non-enterrés, ont permis de comparer différents renforcements d'égouts par projection de bétons fibrés ou armés de TS. Ces essais de Créteil, qui n'avaient pour but que de tester les faisabilités des méthodes et leurs coûts, ont mis en évidence la nécessité de poursuivre les expérimentations en prenant en compte le terrain encaissant. Pour cela, il fallait d'abord trouver des ouvrages enterrés présentant des pathologies continues nécessitant des renforcements.

En 1986, un ouvrage a été trouvé en Seine Saint Denis à Aulnay sous Bois, dans un collecteur pluvial de 1,80 m de diamètre dans lequel trois fois cinq chemisages différents ont été mis en œuvre. Ce chantier appelé « Fibrodrome » fait l'objet du chapitre précédent.

La même année, un collecteur de 3,00 m de large à l'extrados et (initialement) de 2,40 de haut, situé sous le cours du Médoc à Bordeaux, souffrait de la même pathologie de fissure continue en voûte provoquée par un écrasement vertical.

Les deux ouvrages sont très différents mais leur réhabilitation a été faite avec la même projection de béton (par voie sèche) fibrée ou armée de TS. Ce ne sera que dans l'ouvrage du CD 38 à Alfortville que la voie mouillée sera expérimentée en 1990 sur des tronçons de 10 ml.

L'ouvrage, sa pathologie et le projet de réhabilitation

Tout ce qui va être cité ci-dessous est tiré d'un article écrit par P. Musquère et P. Chantre, Ingénieurs de la « Lyonnaise des eaux » à Bordeaux, C. Resse, Directeur du BET Abrotec au Pecq et Dominique Prin, Professeur à l'IUT Génie Civil de Lyon 1, initiateur et rédacteur du rapport d'essais. Cet article a été publié dans la revue TSM.-L'EAU dans son numéro de mai 1989 (n° 5 de la 84^{ème} année de la revue). Pour plus de détails, il est conseillé de se rapprocher de l'IUT de Lyon pour le rapport d'essais de Dominique Prin et de la Lyonnaise des eaux à Bordeaux.

Le collecteur unitaire du cours du Médoc est un des plus importants de la Communauté Urbaine de Bordeaux. À l'intrados sa largeur est de 2,40 m, sa hauteur sous clé d'environ 2,00 m et sa longueur de 300 mètres. À partir de 1975, une fissure de plusieurs millimètres d'ouverture est apparue en clé sur toute sa longueur, symptôme d'un écrasement vertical. Des témoins ont été mis en place en 1981 et des carottages de reconnaissance du béton et des terrains encaissants réalisés en 1982 et 1983.

En 1986 les désordres s'étaient aggravés, la fissure en clé s'était ouverte jusqu'à 20 mm par endroits et la réhabilitation de l'ouvrage sur toute sa longueur a été décidée.

Méthode de réhabilitation prévue pour les 300 ml

La technique retenue était un « chemisage interne » en béton armé de 20 cm d'épaisseur mis en place sur un coffrage glissant. Il était fortement armé (110 kg d'acier/m³) et avait été dimensionné comme un ouvrage neuf construit à l'intérieur de l'ancien servant alors de coffrage d'extrados.

Compte tenu des enseignements recueillis grâce aux « essais de Créteil » il a été décidé de demander à la Lyonnaise des eaux, MOE du chantier, l'autorisation de réserver 20 mètres de collecteur pour y faire des essais, dans un ouvrage enterré, pour comparer les comportements sous charges de différents chemisages projetés.

Proposition de recherche pour la zone expérimentale

Pour les essais, il était prévu d'utiliser des chargements internes par vérinages horizontaux pour comparer leurs résultats à ceux de lourdes charges routières statiques et essayer d'en tirer une méthode d'auscultation globale par l'intérieur des collecteurs. Il était prévu également de caler des modèles mathématiques de calcul, intégrant l'ensemble « chemisage – ouvrage ancien – terrain encaissant – charges d'exploitation » qui pourraient à l'avenir être utilisés pour d'autres galeries enterrées. L'accord ayant été donné par le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre, le projet de chantier expérimental a été établi.

Projet du chantier expérimental

Les participants

Tableaux extrait de la revue TSM de mai 1989 :

PARTICIPANTS	ACTION
LYONNAISE DES EAUX - BORDEAUX	Maîtrise d'œuvre Coordination
ABROTEC - Bureau d'Etudes	Conception générale des essais .
I.U.T. 1 - LYON 1	Instrumentation - Mesure - Interprétation - Modélisation mathématique
CHANTIERS D'AQUITAINE (Entreprise)	Mise en œuvre béton projeté
PONT-A-MOUSSON	Fabrication et suivi des fibres fontes

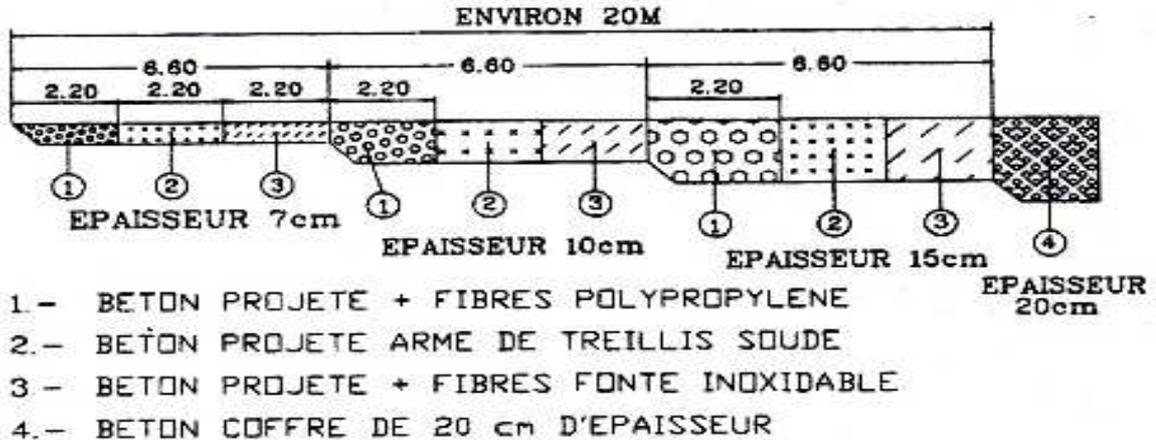
Types de chemisages projetés choisis

Type du renfort	Origine	Caractéristiques
Fibres polypropylène	<ul style="list-style-type: none">• - Harbourite 320 - Fibermesh• Longueur 19 mm• Dosage 920 g/m²	<ul style="list-style-type: none">• Armature de faible résistance mécanique, bas module d'élasticité• Facile à utiliser même en coque mince• Directement talochable, ne nécessite pas de couche de protection anticorrosion• Peu onéreux
Fibres en fonte amorphe	<ul style="list-style-type: none">• Pont-à-Mousson• Longueur 30 mm• Largeur 2 mm• Epaisseur 0,03 mm• Dosage 20 kg/m²	<ul style="list-style-type: none">• Armature de très grande résistance mécanique, haut module d'élasticité• Facile à utiliser, même en coque mince, ne nécessite pas de couche de protection anticorrosion• Plus onéreuse que les fibres polypropylènes
Treillis soudé	<ul style="list-style-type: none">• Type P 903• Fil de 3,5 mm• Maille 150 x 150• Poids de 1 kg/m²• Quantité utilisée : 60 kg/m²	<ul style="list-style-type: none">• Cette armature a des performances mécaniques élevées et constituera la solution de référence dans ces essais

Pour la zone d'expérimentation de 20 mètres de longueur, il avait été décidé de tester 2 types de fibres non corrodables : des fibres synthétiques en polypropylène et des fibres métalliques en fonte amorphe, afin de les comparer aux trois chemisages de référence armés de treillis soudé traditionnel. Les 3 chemisages ont été répétés 3 fois, il y a donc eu 9 anneaux de 2,20 m dans la longueur de 20 mètres qui nous avait été accordée.

Pour se raccorder sur le chemisage en BA mis en place par coulage, il a été choisi de commencer, à l'amont, par 3 anneaux projetés sur 7 cm d'épaisseur, de passer ensuite à 3 anneaux de 10 cm d'épaisseur pour terminer par des anneaux de 15 cm se raccordant sur la partie coulée en béton armé de 20 cm.

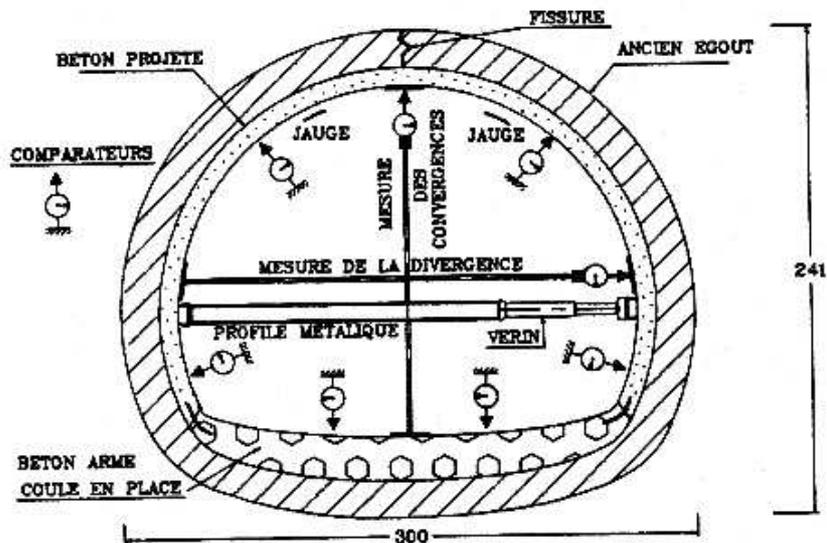
Coupe longitudinale extraite de la revue TSM de mai 1989



Chargement par vérinage horizontal interne, principe de l'essai

L'idée de ce type de chargement est venue des essais « Créteil » pour lesquels les ovoïdes étaient soumis à des poussées horizontales latérales extérieures provoquant une convergence des piédroits conduisant à la rupture. Avec le vérinage horizontal interne on crée une divergence des piédroits et une convergence clé-radier correspondant aux symptômes relevés dans l'égout Médoc, c'est donc l'inverse de l'essai Créteil et on a pensé alors que ce vérinage pourrait simuler un chargement extérieur vertical.

Coupe extraite de la revue TSM de mai 1989
Schéma de principe du vérinage interne



Il faut signaler que l'étude du comportement d'une galerie enterrée soumise à une surcharge verticale en simulant cette surcharge par un vérinage interne n'avait, à notre connaissance, jamais été entreprise en France ni sans doute ailleurs.

Chargement par vérinage horizontal interne, matériel utilisé

- Un vérin hydraulique à haute pression (700 bars) agissant sur 2 poutres (confectionnées par l'IUT de Lyon) répartissant la poussée sur la longueur d'un tronçon de 2,20 m.
- Des comparateurs au centième pour mesurer les déplacements radiaux du tronçon mis en charge par rapport aux tronçons voisins non chargés et pour mesurer la divergence horizontale et la convergence verticale.
- Un anneau dynamométrique monté en série dans le système de chargement pour mesurer les valeurs des efforts appliqués.
- Des jauges, disposées à différentes profondeurs dans l'épaisseur des chemisages projetés, en clé et en reins de chaque anneau, pour mesurer les déformations à l'intrados et dans l'épaisseur du renforcement.

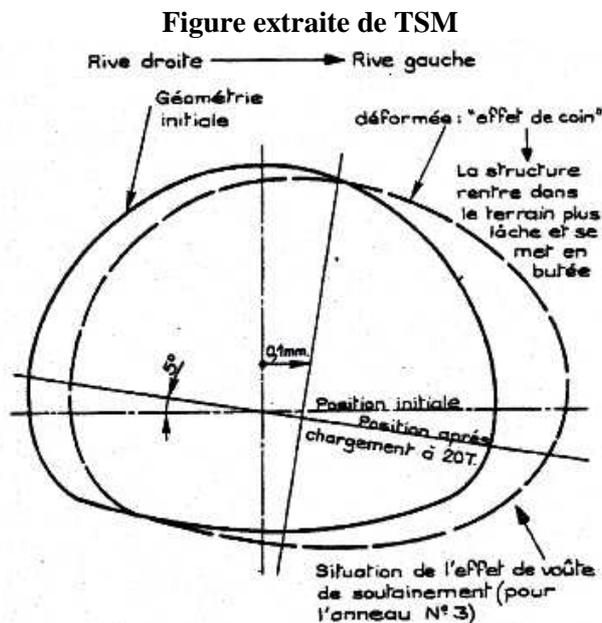


Photo de l'ensemble du matériel pendant le vérinage d'un anneau

Chargement par véinage horizontal interne, principaux résultats

Les déformées

Le collecteur étant situé sous la chaussée mais en bordure du trottoir. La butée du terrain situé sous le trottoir est de ce fait nettement plus faible que sous le cours du Médoc.



Adhérence au béton ancien (Extrait du texte TSM)

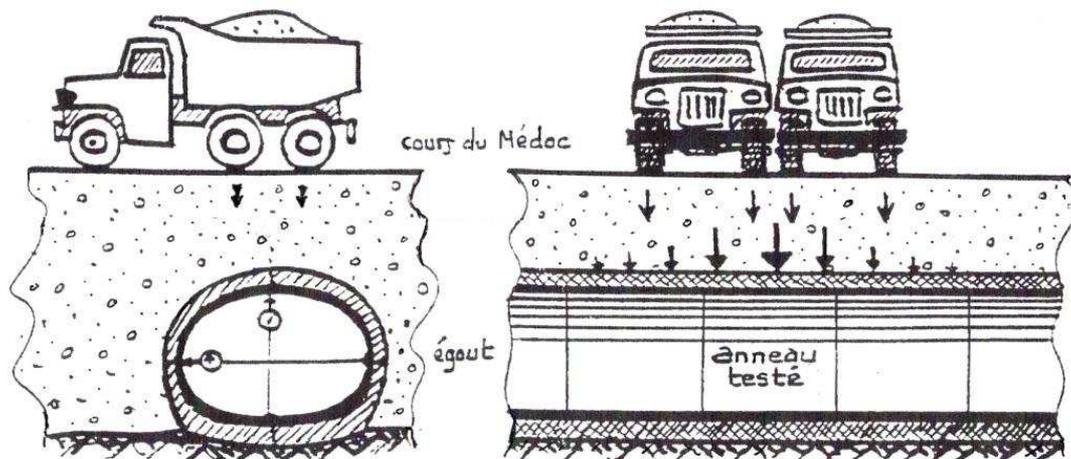
« On note une moins bonne adhérence au support ancien pour :

- Le treillis soudé (la gêne créée par le ferrailage à la projection en est la cause probable)
- Les fibres polypropylène (à cause de l'effet de feutrage)

Les fibres en fonte amorphe présentent globalement une meilleure adhérence. »

Essais sous charge routière, Principe de l'essai

L'objectif principal de ces essais était de caler un modèle mathématique d'extrapolation entre le « chargement interne » (par véinage) et le « chargement externe » statique fait en surface.



Les chargements sur la chaussée par 2 camions lourds accolés se situant à moins d'un mètre cinquante au-dessus de l'extrados de l'ouvrage étaient bien plus agressifs que celui du trafic normal sur le cours du Médoc.

Essais sous charge routière, Résultats

Les chargements ont permis de constater que les chemisages étaient très efficaces et que la limite de fissuration était loin d'être atteinte sous les sollicitations routières. En faisant l'hypothèse de la linéarité des paramètres au-delà du domaine des mesures, le rapport d'essai conclut que :

- Les zones renforcées avec un chemisage de 7 cm se fissureraient sous les effets d'un essieu de 60 tonnes ;
- La ruine n'apparaîtrait que vers 120 tonnes.

Extraits des conclusions de l'article TSM : Efficacité des chemisages en béton projeté fibré

Les essais réalisés à Bordeaux *in situ* dans l'émissaire situé sous le cours du Médoc ont confirmé leur grande efficacité, déjà constatée lors des essais précédents faits en 1986 par le CG du Val de Marne et par le Centre de Recherche de Pont-à-Mousson sur des ovoïdes T 180.

Pendant ces essais, les déformations mesurées sous des charges routières exceptionnelles et sous des poussées par vérinage encore plus agressives sont restées, en moyenne, à moins de 25 % du seuil de fissuration. La marge de sécurité des chemisages projetés fibrés est donc importante, même pour les plus minces.

Cette notion de minceur du chemisage est très importante pour l'exploitant d'un réseau d'assainissement qui souhaite garder à peu près le même débit d'un collecteur, avant et après sa réhabilitation.

Le chemisage en béton projeté adhère parfaitement à l'ouvrage ancien auquel il s'associe pour constituer un ensemble structurel déformable et très performant (*Il faut rappeler que la projection était faite par voie sèche*).

Les interactions et la synergie entre le terrain encaissant, la structure ancienne et le chemisage de réhabilitation, ont une importance capitale.

Ces interactions sont difficilement simulables dans des essais sur éprouvettes ou par des méthodes analytiques classiques, ce qui montre l'intérêt des essais *in situ* dans des ouvrages enterrés existants.

11.4 ANNEXE I : Chantier expérimental du CD 38 à Alfortville quai Blanqui

Texte proposé par C. Resse (Claude Resse Consultant)

Plan d'expérimentation

Ce chantier expérimental avait pour but de vérifier, en ouvrage, la faisabilité des techniques de projection qui avaient été testées sur la plateforme de Champigny en 1989. Il a été réalisé dans un ouvrage ovoïde situé sous le CD 38 à Alfortville en bordure du quai Auguste Blanqui. Il était destiné à comparer les projections par voie sèche et par voie mouillée, l'emploi des fibres en fonte amorphe et des microfibrilles en polypropylène ainsi que du treillis soudé.

La hauteur sous clé de l'ouvrage est de 1,80 mètre. Il comporte 20 tronçons de 10 mètres de longueur. La zone d'essais a été allongée de façon à tester d'autres méthodes de réhabilitation par la mise en place de coques préfabriquées en composite ciment/verre (GRC) ou en matière plastique (PEHD).

Études de faisabilité

À cette époque les « bétons de sable » n'étaient pas, ou très peu utilisés, ce sont donc des mortiers projetés qui ont été employés, comme à Champigny.

L'utilisation des microfibrilles en polypropylène n'a posé aucun problème. Pour les fibres en fonte amorphe, projetées non plus en voie sèche mais en voie mouillée avec du mortier non fillérisé, il a été nécessaire d'utiliser une pompe à pistons au lieu d'une pompe à vis comme à Champigny. La machine à vis s'était en effet révélée incapable de pomper le mélange fibré à plus de 25 mètres. Comme la distance était de 50 mètres entre 2 regards, la distance de pompage de 25 mètres qui n'avait posé aucun problème sur la plateforme d'essai de Champigny devenait insuffisante. L'amélioration de la pompabilité ne pouvant être obtenue en utilisant un super-plastifiant, cette solution ayant été écartée à Champigny, le choix de la machine à pistons s'est imposé et a donné entière satisfaction. Nous savons maintenant qu'avec un « béton de sable » ce problème n'aurait pas existé.

Essais de chargements internes

Les essais ont été réalisés à l'aide d'un vérin exerçant des poussées égales et symétriques sur les deux piédroits par l'intermédiaire de 2 plaques de répartition (essai MAC de la Sagep). Le déplacement des piédroits vers l'extérieur (divergence) a été mesuré et il en a été déduit la rigidité du complexe ouvrage-terrain à chaque essai.

Dans le cas des complexes ouvrage-terrain mesurés dans l'ouvrage du CD 38, la voie mouillée a donné des résultats légèrement supérieurs à ceux de la voie sèche, quelle que soit la fibre utilisée.

Le tableau de la page suivante résume le détail des 27 tronçons.

11.5 ANNEXE J : Collecteur de la Croix de Bourgogne à Nancy

Texte proposé par F. Bernard (Saint-Gobain SEVA) et C. Resse (Claude Resse Consultant)

Avant sa rénovation, le collecteur de la place de la Croix de Bourgogne à Nancy (Collecteur unitaire T1500) était très dégradé et déformé. Il est situé dans une zone de terrain instable, constamment gorgée d'eau, et offrant de mauvaises butées aux piédroits, ce qui avait entraîné des aplatissements de voûte.

La réhabilitation de cet ouvrage, réalisée en 1987, a été faite avec un béton renforcé de fibres de fonte amorphes « FIBRAFLEX » projeté par "voie sèche".

Une telle technique entraîne des pertes de matériau plus importantes que la méthode de projection dite « voie mouillée ». Mais, à l'époque des travaux, une grande partie de ces pertes avait été récupérée et utilisée pour confectionner le béton du radier mis en œuvre par coulage. La composition du béton de radier avait été formulée en tenant compte de la part apportée par ces pertes. La couche projetée (réalisée en deux passes) a ensuite été recouverte d'un enduit de finition non fibré, mis en œuvre manuellement.

Depuis 1987, cet ouvrage a pu être inspecté à plusieurs reprises (1998, 2007 et 2013).

Lors de la première visite d'inspection, réalisée en 1998, l'imperméabilité du chemisage ainsi que son intégrité n'ont fait absolument aucun doute : Aucun désordre relevé, si ce n'est une ou deux courtes fissures transversales, sans ouverture mesurable, traduisant, très certainement, de légers tassements différentiels.

Il a également été procédé à des prélèvements par carottages, une auscultation sonore systématique au marteau, et des auscultations sclérométriques localisées.

Les huit prélèvements réalisés (carottes de 5 cm de diamètre prolongées jusqu'au terrain encaissant) ont été réalisés à différents endroits de la section visitée et ont permis de procéder à divers essais en laboratoire (compression, carbonatation, caractérisations physicochimiques, observations de la microstructure par Microscope Electronique à Balayage (M.E.B.) couplées à des analyses chimiques). Les résultats obtenus lors de ces divers essais de laboratoire ont tous été jugés satisfaisants et n'ont permis d'identifier aucune dégradation dans le temps des caractéristiques du béton projeté fibré.

L'auscultation acoustique au marteau n'a révélé aucune zone où la percussion produisait un son indiquant un décollement de l'enduit de finition ou une rupture adhésive entre les deux couches de béton projeté fibré.

Les quelques essais sclérométriques réalisés ont permis de confirmer que le béton avait une bonne résistance et que l'enduit est adhérent.

Certaines fibres ont enfin pu être récupérées. Aucune ne présentait de traces de corrosion. Les fibres récupérées sont en outre demeurées flexibles et parfaitement élastiques, garantissant ainsi la pérennité de leurs caractéristiques mécaniques et de leur apport en matière de renforcement mécanique du béton projeté. Celui-ci a ainsi pu résister à la fatigue due aux flexions répétées qui ont pu se produire lors des nombreuses mises en charge de l'ouvrage depuis la réhabilitation.

Les inspections suivantes (2007 et 2013) ne furent, elles, que visuelles mais ont tout de même permis de **confirmer la bonne durabilité de la réhabilitation réalisée 26 ans auparavant** : L'imperméabilité du chemisage et l'intégrité de la couche de renfort demeurent excellentes, le renfort structurel opérant. Enfin, il n'a été constaté ni évolution manifestement préjudiciable des fissures observées dès 1998, ni apparition de quelque trace de corrosion que ce soit (y compris à la jonction piédroit-radier, zone pourtant la plus critique car soumise aux plus fortes contraintes). Le chef des égoutiers du Grand Nancy, responsable du contrôle de ces réseaux, présent sur place lors de cette visite d'inspection, a d'ailleurs déclaré qu'au vu du bon état actuel de ce collecteur, nul ne pouvait deviner que sa réhabilitation datait déjà de plus d'1/4 de siècle et qu'il ne nécessiterait, probablement, sur la partie ainsi réhabilitée, pas de nouvelle intervention avant de nombreuses années...



Vue d'ensemble (à gauche) et zoom sur la jonction piédroit/radier (à droite)
(photos prises en 2013)

Le retour d'expérience sur ce chantier atteste ainsi de la pertinence de l'emploi de bétons projetés renforcée par des fibres en fonte amorphe pour la réparation et le renforcement des réseaux d'assainissement visitables : en effet, dans les cas de structures souterraines étroites, cette technique permet :

- d'améliorer les conditions de travail des hommes (notamment en voie mouillée, technique désormais la plus couramment utilisée sur ce type de réhabilitation) ;
- de limiter les délais d'exécution de façon tout à fait remarquable avec un gain sur le coût global du chantier non négligeable ;
- de fiabiliser le patrimoine grâce à la durabilité des résultats obtenus, notamment en termes de résistance à la corrosion et à la fissuration.

Bien sûr, la fibre n'explique pas seule ces résultats : la mise au point de la formulation (fonction des conditions environnantes et du cahier des charges) et le savoir-faire du projeteur (qui doit être qualifié par l'ASQUAPRO...) font le succès de cette technique.