

n° 84

BULLETIN

OUVRAGES D'ART



octobre 2024

Sommaire

■ La méthodologie

Conception et dimensionnement des dalles de transition d'ouvrages d'art	5
<i>Clément Amourette, Jean-Philippe Bisogno, Gaël Bondonet, Jean-Paul Deveaud, Gregory Généreux, David Marchesse, Benoît Poulin</i>	
Criticité de la corrosion des câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment	28
<i>Jonas Aparicio, Yannick Jeanjean, Laurent Labourie, Pierre Peyrac, Laurent Gaillet, Jean-Jacques Brioist, Bruno Godart, Didier Germain, Olivier Perez, Gwendal Cumunel, Gilles Foret, Tien Hoang</i>	
Un patrimoine, de nombreux gestionnaires, un même enjeu : l'entretien et la surveillance des ponts	56
<i>Sélyane Hammoum</i>	
Evènement à venir – Journées Câbles 2025	84
<i>Comité d'organisation</i>	

■ Les dernières publications OA du Cerema

Surveillance et entretien des ouvrages d'art routiers	86
Solutions en béton à impact environnemental réduit dans les ouvrages d'art	87
Concevoir des passerelles pour les piétons et les cyclistes	88

Remerciements : La mise au point et la validation des articles publiés dans le présent numéro du bulletin OA ont été faites par Christelle Cros du département des Pyrénées Orientales, Renaud Leconte de Setec Diades, Patrice Toussaint du Service public de Wallonie, Franziska Schmidt de l'Université Gustave Eiffel, Pierre Corfdir, Renaud Léglise et Antoine Théodore du Cerema ITM.

Version : du 1^{er} octobre 2024

Directeur de la publication : Pascal BERTEAUD

Directeur délégué : David ZAMBON

Comité éditorial :

- Roland ABOU (Cerema ITM)
- Lucas ADELAIDE (Université Gustave Eiffel)
- Gaël BONDONET (Cerema ITM)
- Cécile BOUVET AGNELLI (Cerema ITM)
- Jean-Christophe CARLES (Cerema Med)
- Christelle CROS (Département des Pyrénées Orientales)
- Renaud LECONTE (Setec Diades)
- Franziska SCHMIDT (Université Gustave Eiffel)
- Patrice TOUSSAINT (Service public de Wallonie)

Rédaction en chef : Antoine THEODORE (Cerema ITM)

Conception et dimensionnement des dalles de transition d'ouvrages d'art

Selon les préconisations des normes NF EN 1991-2 et NF EN 1992-2

AMOURETTE Clément¹, BISOGNO Jean-Philippe², BONDONET Gael³, DEVEAUD Jean-Paul⁴, GENEUREUX Grégory⁵, MARCHESSE David⁶, POULIN Benoit⁷

¹ CEREMA Méditerranée, Avenue Albert Einstein 13593 Aix-en-Provence, clement.amourette@cerema.fr

² CEREMA Méditerranée, Avenue Albert Einstein 13593 Aix-en-Provence, jean-philippe.bisogno@cerema.fr

³ CEREMA ITM, Bat C2 - Parc de Haute Maison - 14 Allée Lavoisier - 77420 Champs-sur-Marne, Gael.Bondonet@cerema.fr

⁴ CEREMA Centre Est, Cité des mobilités - 25 avenue François Mitterrand 69500 Bron, Jean-paul.Deveaud@cerema.fr

⁵ CEREMA Méditerranée, Avenue Albert Einstein 13593 Aix-en-Provence, gregory.genereux@cerema.fr

⁶ CEREMA Normandie Centre, 10 chemin de la poudrière 76120 Le Grand-Quevilly, David.Marchesse@cerema.fr

⁷ CEREMA Ouest, 9 rue René Viviani 44200 Nantes, Benoit.Poulin@cerema.fr

Résumé

Les dalles de transition sont des dalles en béton armé placées à l'arrière des culées et permettant d'éviter la formation, sous l'effet des charges de trafic, de « marches » aux abouts du tablier, dues au tassement différentiel entre le terrain (remblai technique susceptible de tasser) et la structure de la culée (bien plus rigide). Leur utilisation pour les ponts routiers neufs est quasiment systématique.

En pratique, ces dalles sont des éléments relativement standardisés : leur longueur varie peu (entre 3 et 5 m), leur largeur épouse la largeur roulable de la chaussée et la hauteur de couverture de terre présente sur la dalle est sensiblement la même d'un projet à l'autre (de l'ordre de 40 cm). En 1984, le SETRA publiait un guide détaillant leur conception en fonction des données du projet (géométrie, biais, trafic attendu) et proposait une standardisation complète de ces éléments : épaisseur de 30 cm, ferrailage-type donné dans le guide et dispositions constructives de ferrailage. La mise en œuvre des Eurocodes et plus généralement le recours accru à des outils numériques de calcul a modifié les pratiques : les dalles de transition sont maintenant spécifiquement dimensionnées pour chaque projet, en fonction de l'agressivité du milieu environnant et des charges considérées sur l'ouvrage.

Cet article ne consiste pas en une mise à jour complète du guide de 1984 mais décrit le fonctionnement mécanique, les hypothèses de dimensionnement et les dispositions constructives de ferrailage conformes aux prescriptions des Eurocodes.

En fin d'article, des dimensionnements types sont fournis en fonction des hypothèses les plus couramment rencontrées.

I. Généralités

I.1. Conditions d'appui de la dalle de transition sur le remblai et influence sur l'analyse de la culée

Le rôle de la dalle de transition (également notée DDT dans la suite de l'article) est de « ponter » la zone de remblai adjacente à la culée d'un ouvrage d'art, zone difficile à compacter et pouvant présenter des tassements plus ou moins importants.

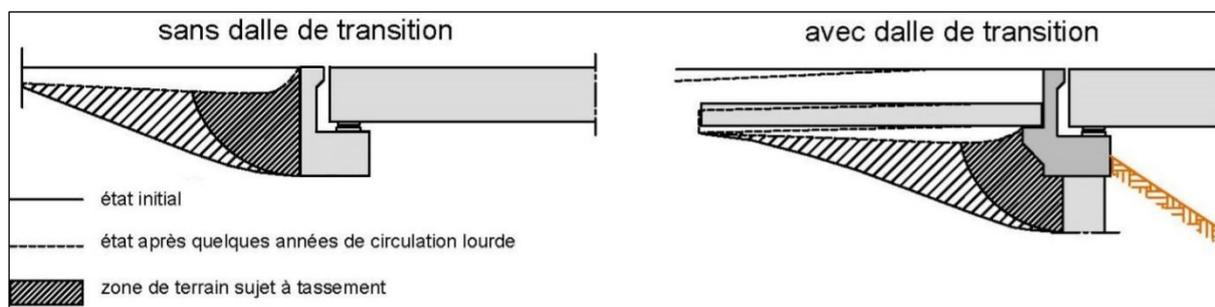


Figure 1 : Tassements dans le remblai avec et sans dalle de transition

La dalle est coulée en place, noyée dans le remblai technique à l'arrière du mur garde-grève. Ses conditions d'appui évoluent avec le tassement du remblai et du sol de fondation derrière la culée : dans un premier temps (après le coulage de la dalle, sans tassement du remblai) la dalle est uniformément appuyée sur le sol mais après tassement, l'appui de la dalle côté remblai ne se fait plus qu'en extrémité (la dalle reste appuyée également, côté ouvrage, sur le corbeau de la culée). Cette évolution des conditions d'appui nécessite de réaliser le calcul des efforts dans la structure de la culée selon deux configurations distinctes, une dalle uniformément appuyée ou bi-appuyée :

- Avant le tassement du remblai, la dalle uniformément appuyée ne « filtre » pas les efforts de poussée agissant sur la culée (poussée des terres et poussée due à la présence de charges d'exploitation). La hauteur de la poussée (notée h ci-dessous sur la Figure 2) est donc la hauteur totale de la culée (de la fibre supérieure du garde-grève à l'intrados du chevêtre) et cette configuration maximise les efforts horizontaux à reprendre par la culée et ses fondations. On prend l'exemple de la poussée des terres :

- Effort horizontal (par mètre linéaire transversal) appliqué à la culée :

$$F_{x,SDDT} = \frac{K_a \gamma_t h^2}{2},$$

avec K_a le coefficient de poussée des terres et γ_t le poids volumique des terres.

- Moment fléchissant associé (calculé en tête de pieu par mètre linéaire transversal) :

$$M_{y,SDDT} = \frac{K_a \gamma_t h^3}{6}.$$

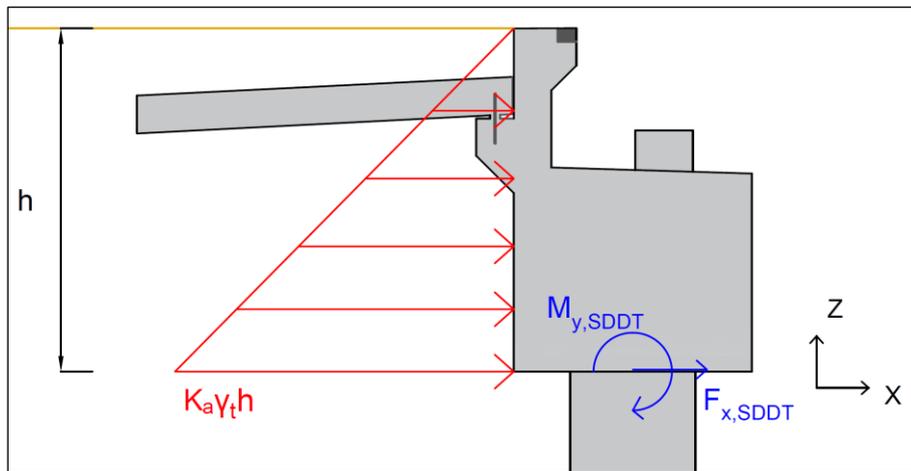


Figure 2 : Poussée des terres sur une culée enterrée dans la configuration de dalle de transition uniformément appuyée (avant tassement du remblai)

- Après tassement du remblai, la dalle se retrouve appuyée sur le corbeau de la culée ainsi qu'à son extrémité sur le remblai technique. Dans cette configuration, la dalle « filtre » les efforts de poussée en pontant le remblai sous-jacent (voir Figure 1 droite), ce qui induit une discontinuité dans la poussée sur culée (une première poussée sur la hauteur de la couverture de terre au-dessus de la dalle de transition et une seconde poussée sous la dalle de transition). Cela diminue globalement l'effort horizontal vers la culée et les fondations. Par comparaison avec le cas précédent, on reprend l'exemple de la poussée des terres :

- Effort horizontal (par mètre linéaire transversal) appliqué à la culée :

$$F_{x,ADDT} = \frac{K_a \gamma_t}{2} [ep_{TDDT}^2 + (h - ep_{TDDT} - h_{DDT})^2] \leq F_{x,SDDT}$$

avec ep_{TDDT} l'épaisseur de couverture de terres sur DDT et h_{DDT} l'épaisseur de la DDT.

- Moment fléchissant associé (calculé en tête de pieu par mètre linéaire transversal) :

$$M_{y,ADDT} = \frac{K_a \gamma_t}{2} [(h - 2ep_{TDDT}/3)ep_{TDDT}^2 + (h - ep_{TDDT} - h_{DDT})^3/3] \leq M_{y,SDDT}$$

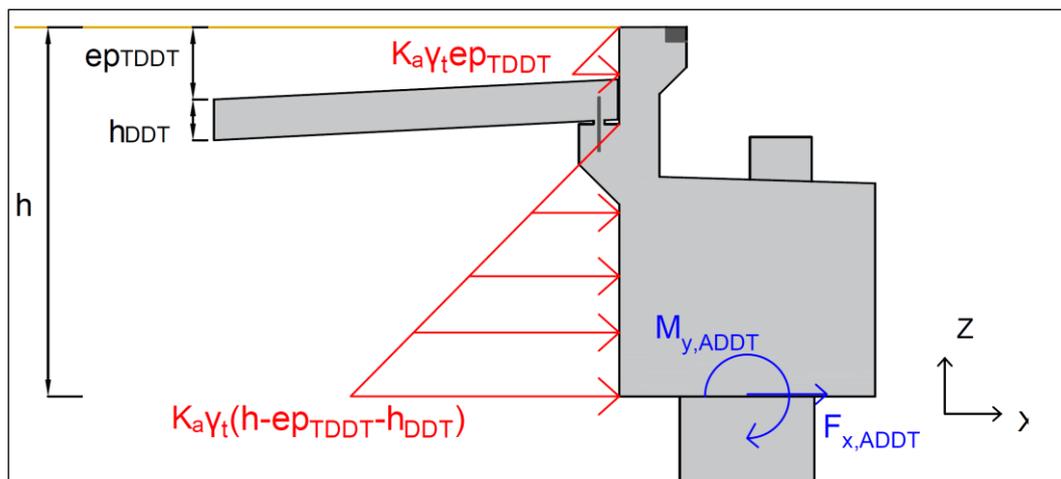


Figure 3 : Poussée des terres sur une culée enterrée dans la configuration de dalle de transition bi-appuyée (après tassement du remblai)

Ces deux configurations permettent notamment de déterminer les torseurs enveloppes sollicitant les fondations :

- Dans le cas de la dalle de transition uniformément appuyée (Figure 2), avec les sollicitations maximales de flexion dans les fondations (en présence de charges d'exploitation sur le remblai derrière le mur garde-grève, maximisant les effets de la poussée des terres et des charges de trafic), agissant concomitamment aux charges verticales minimales ;
- Dans le cas de la dalle de transition bi- appuyée (Figure 3), induisant les sollicitations verticales maximales, pour la justification de la portance des fondations, du fait de la descente de charges verticales de la dalle de transition sur le corbeau).

Par ailleurs, pour le calcul des efforts internes dans la dalle de transition, on ne considère par la suite que la configuration de la dalle bi-appuyée (après tassement du remblai), qui est la plus défavorable pour le dimensionnement de la dalle elle-même.

I.2. Frottement de la dalle sur le remblai

La dalle de transition est noyée dans le remblai et ce dernier exerce un frottement sur la dalle lorsque la culée est soumise à des efforts horizontaux.

Pour le calcul de la répartition des efforts horizontaux entre les différentes lignes d'appui de l'ouvrage, on considère que la structure de la culée est bloquée par les frottements du remblai sur la dalle de transition. On considère donc le corps de la culée (et de ses fondations) comme « infiniment rigide » (seule la souplesse des appareils d'appui des culées est prise en compte) par opposition aux piles où l'on considère que la souplesse de la ligne d'appui est la somme des souplesses des appareils d'appui, du corps de la pile et de ses fondations.

Pour le calcul des efforts internes dans la culée, on néglige l'effet stabilisateur des frottements du remblai sur la dalle de transition.

I.3. Classes d'exposition

L'enrobage des armatures dépend des classes d'exposition retenues et de la classe de résistance du béton. La valeur de l'enrobage a une conséquence directe sur le calcul des valeurs minimales des sections d'armatures à mettre en œuvre, par le bras de levier des armatures. En outre la classe d'exposition influe directement sur le ferrailage via les critères de maîtrise de la fissuration et d'ouvertures de fissures.

Les classes d'exposition dépendent de la fréquence de salage de la voie (donnée à fournir par l'exploitant), du niveau de gel (déterminé par la FD P18-326 [1]) et de la proximité de l'ouvrage avec la mer.

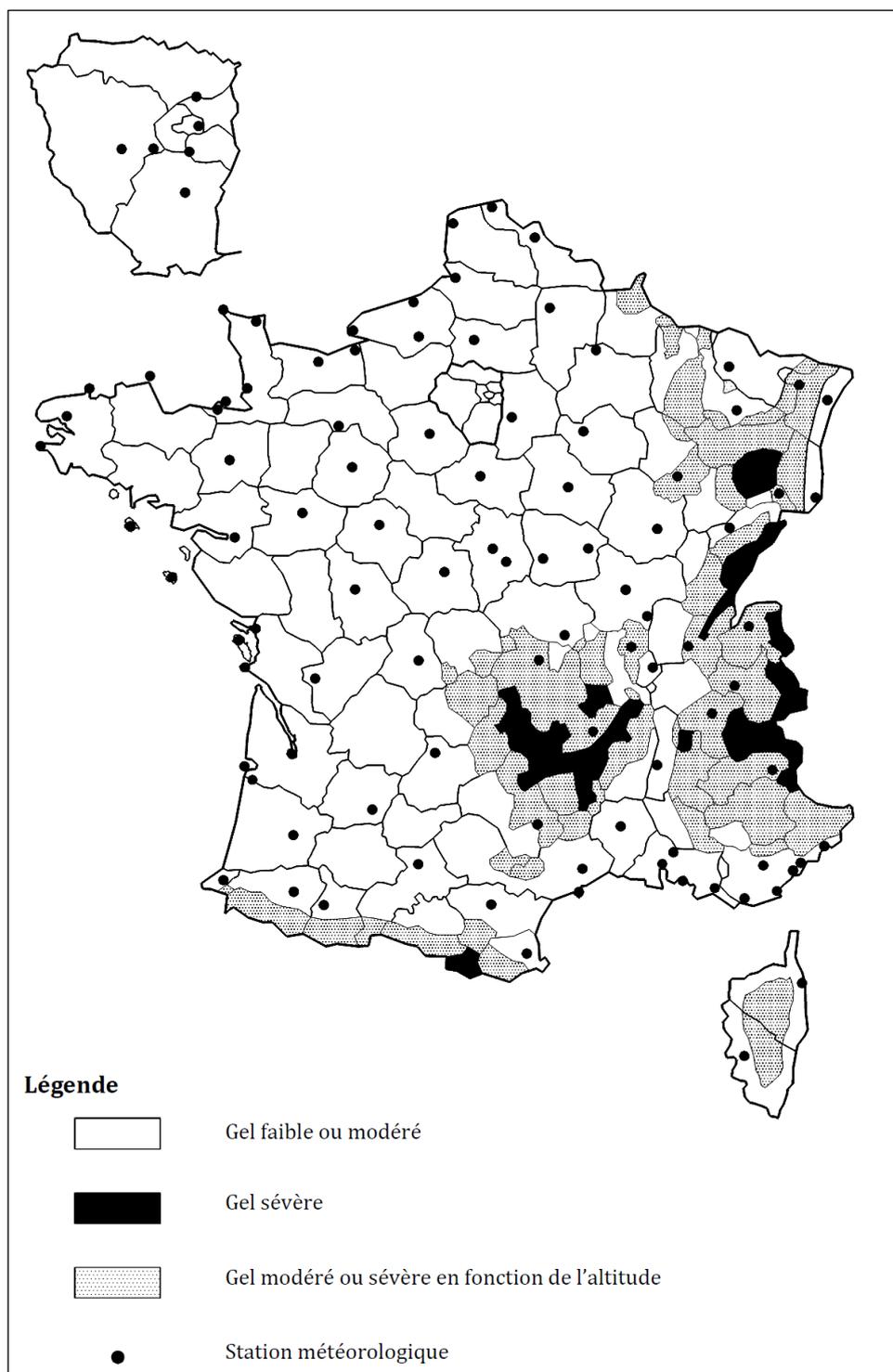


Figure 4 : Zones de gel (issu du FD P18-326)

Les classes d'exposition à retenir en fonction de ces données sont synthétisées dans le guide « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle » [2] du LCPC. Elles dépendent néanmoins également de la fréquence de salage de la voie considérée. Le choix de la catégorie à retenir découle des données fournies par l'exploitant et de l'application des « Recommandations pour la durabilité des bétons soumis au gel » de l'UGE et du Cerema publiées en 2021 [8]. Le salage est considéré « très fréquent » lorsque la voie est salée plus de 30 jours par an, « peu fréquent » lorsque la voie est salée moins de 10 jours par an, et « fréquent » entre les deux.

Les classes d'exposition relatives aux dalles de transition qui en découlent sont reproduites ci-dessous :

	Salage peu fréquent	Salage fréquent	Salage très fréquent
Ouvrage situé en mer ou à moins de 100 m de la côte	XC2 – XS1 – XF1	XC2 – XS1 – XD2 – XF2	
Ouvrage situé à moins de 1 km de la côte	XC2 – XF1	XC2 – XD2 – XF2	
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel faible ou modéré	XC2 – XF1	XC2 – XD2 – XF2	XC2 – XD2 – XF2
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel sévère	XC2 – XF3	XC2 – XD2 – XF3	XC2 – XD2 – XF4

Tableau 1 : Classes d'exposition pour les dalles de transition

On note qu'il n'existe pas en France de voie salée très fréquemment (plus de 30j de salage par an) située à moins d'un kilomètre de la côte (voir l'annexe B2 de [8]). La classe d'exposition XF n'intervient pas directement pour la détermination de l'enrobage minimal : elle est convertie en classe XC ou XD (NF EN 1992-1-1 4.4.1.2 (12) et NF EN 1992-1-1/NA tableau 4.1 NOTE 6).

Salage	Classe d'exposition			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Peu fréquent	XC4	Sans objet	XC4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air	Sans objet
Fréquent	Sans objet	XD1	Sans objet	XD2
Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3

Tableau 2 : Correspondances des classes XF en classes XC et XD pour la détermination de l'enrobage

Ainsi, les classes d'exposition à retenir pour la détermination de l'enrobage sont (dans le cas d'une classe XF3 en salage peu fréquent, on retient le cas le plus défavorable, soit XD1) :

	Salage peu fréquent	Salage fréquent	Salage très fréquent
Ouvrage situé en mer ou à moins de 100 m de la côte	XC4 – XS1	XC2 – XS1 – XD2	
Ouvrage situé à moins de 1 km de la côte	XC4	XC2 – XD2	
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel faible ou modéré	XC4	XC2 – XD2	XC2 – XD2
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel sévère	XC2 – XD1	XC2 – XD2	XC2 – XD3

Tableau 3 : Classes d'exposition à retenir pour les dalles de transition, uniquement pour la détermination de l'enrobage

Le Tableau 3 et le Tableau 4 donnent la classe d'exposition la plus défavorable pour le calcul de l'enrobage, ainsi que l'enrobage nominal, calculé en supposant une tolérance d'exécution de 5 mm et avec l'hypothèse d'enrobage non compact.

On considère tout d'abord le cas d'un béton de classe de résistance C30/37 pour les cas de salage peu fréquent (XC) et C35/45 dans le cas de salage fréquent et très fréquent (conduisant à une classe XD2 ou XD3) pour lequel le fascicule 65 Tab 8.B exige une classe de résistance C35/45 minimale.

	Salage peu fréquent	Salage fréquent	Salage très fréquent
Ouvrage situé en mer ou à moins de 100 m de la côte	XS1 (béton C30/37) - Classe S6 $C_{min,dur} = 45 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 50 \text{ mm}$	XD2 (béton C35/45) - Classe S6 $C_{min,dur} = 50 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 55 \text{ mm}$	
Ouvrage situé à moins de 1 km de la côte	XC4 (béton C30/37) - Classe S6 $C_{min,dur} = 40 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 45 \text{ mm}$	XD2 (béton C35/45) - Classe S6 $C_{min,dur} = 50 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 55 \text{ mm}$	
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel faible ou modéré	XC4 (béton C30/37) - Classe S6 $C_{min,dur} = 40 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 45 \text{ mm}$	XD2 (béton C35/45) - Classe S6 $C_{min,dur} = 50 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 55 \text{ mm}$	XD2 (béton C35/45) - Classe S6 $C_{min,dur} = 50 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 55 \text{ mm}$
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel sévère	XD1 (béton C30/37) - Classe S6 $C_{min,dur} = 45 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 50 \text{ mm}$	XD2 (béton C35/45) - Classe S6 $C_{min,dur} = 50 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 55 \text{ mm}$	XD3 (béton C35/45) ; Classe S6 $C_{min,dur} = 55 \text{ mm}$; $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$ $C_{nom} = 60 \text{ mm}$

Tableau 4 : Calcul de l'enrobage des dalles de transition pour un béton C30/37 ou C35/45 pour le salage fréquent ou très fréquent

On note que les enrobages obtenus sont largement supérieurs à l'enrobage de 30 mm qui était retenu antérieurement aux Eurocodes. On peut retenir par simplification deux configurations :

- Les classes d'exposition XC, correspondant au salage peu fréquent, pour lesquels on peut retenir une classe de résistance de béton C30/37 et un enrobage de 50mm,
- Les classes d'exposition XD, pour lesquelles on peut retenir un béton de classe de résistance C35/45 et un enrobage de 60mm.

II. Calcul du ferrailage de la dalle de transition

II.1. Principes de modélisation

La dalle est considérée comme une poutre isostatique, simplement appuyée sur le corbeau du mur garde-grève d'un côté et sur le remblai courant (bien compacté) de l'autre côté. L'appui côté remblai n'est pas ponctuel mais concerne une certaine longueur de la dalle, difficile à estimer : la portée de la dalle pour la modélisation est ainsi prise à 80% de la longueur de la dalle afin de se rapprocher du comportement réel.

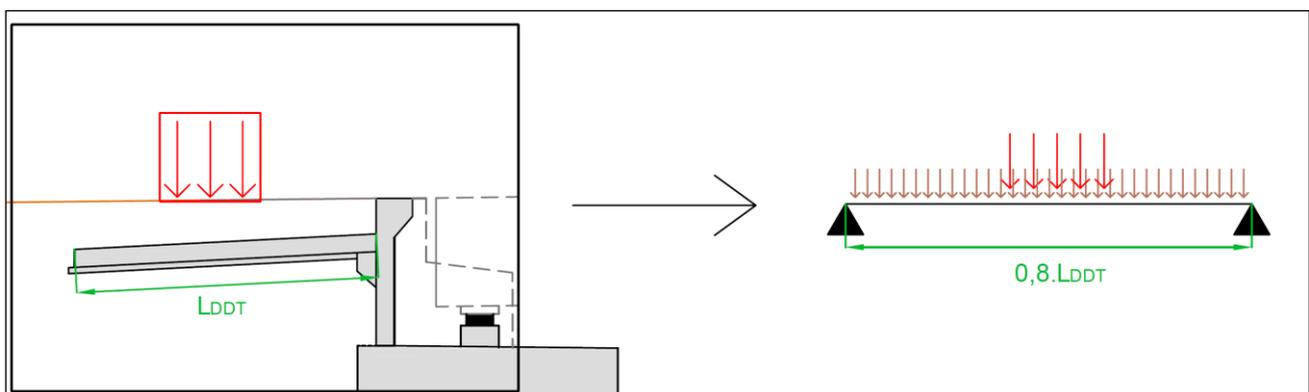


Figure 5 : Modélisation de la flexion longitudinale de la dalle de transition à l'aide d'un modèle de type poutre sur deux appuis simples

Dans la pratique, le modèle utilisé doit rendre compte à la fois de la diffusion des charges, de l'influence de la couverture de terre et de la répartition transversale des efforts longitudinaux (via le modèle de Guyon par exemple).

Deux options sont envisageables en fonction du biais : Si celui-ci est « modéré » (supérieur à 70 gr), on pourra au choix utiliser un modèle de type poutre accompagné d'une analyse de la répartition transversale des charges (y compris le moment transversal) ou un modèle avec éléments finis surfaciques muni d'un calcul des aciers principaux (type Wood-Armer ou autre). Dans le cas des biais très prononcés (< 70 gr), seul un calcul surfacique permettra de dimensionner la dalle.

II.2. Hypothèses de chargements

La dalle de transition est dimensionnée avec les mêmes charges de trafic que celles utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage. Les hypothèses retenues pour l'application des charges d'exploitation sur les dalles de transition sont les suivantes :

- Les charges du modèle LM1 (TS et UDL) sont prises en compte (NF EN 1991-2 4.3.2), ainsi que les charges particulières d'engins de chantier si leur passage est prévu sur l'ouvrage. La classe de trafic utilisée est la même que celle retenue pour le dimensionnement de l'ouvrage.
- Les convois exceptionnels ou les charges militaires sont pris en compte,
- Les charges de freinage ne sont pas considérées (NF EN 1991-2 4.9.2(1)),
- Les valeurs des charges d'exploitation sont réduites de 30% pour tenir compte de la réduction des amplifications dynamiques par rapport aux charges sur l'ouvrage (NF EN 1991-2 /NA-4.9.1(1) NOTE 1),
- Les charges de tandem TS peuvent être représentées par une charge répartie équivalente, sur une surface rectangulaire de 3 m de largeur et de 2,20 m de longueur pour un tandem (NF EN 1991-2 /NA-4.9.1(1) NOTE 1),
- Il est loisible de considérer la diffusion des charges verticales, à travers les couches de chaussée, la couverture de remblai technique et la dalle de transition (jusqu'à sa fibre moyenne) (NF EN 1991-2 4.3.6 et 4.9.1).

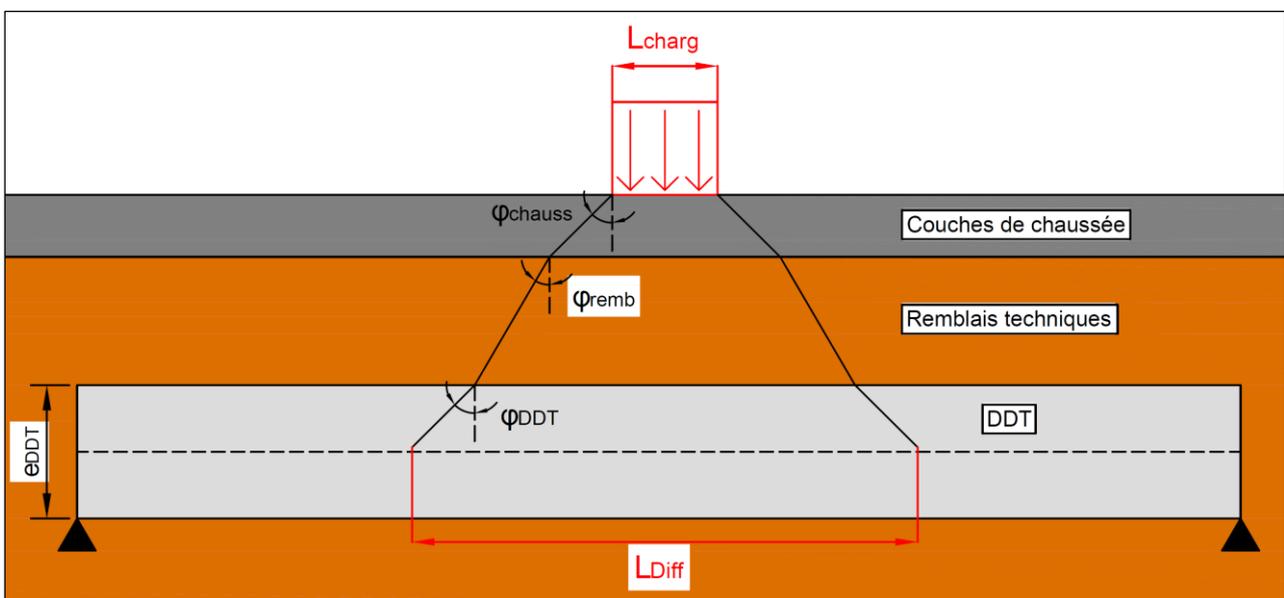


Figure 6 : Diffusion des charges verticales à travers les couches de chaussée et le remblai

Généralement, si le remblai est bien compacté on peut retenir $\varphi_{remb} = 30^\circ$. Pour la chaussée et la dalle de transition on retient $\varphi_{chauss} = \varphi_{DDT} = 45^\circ$.

III. Dispositions constructives de ferrailage

III.1. Ancrages des armatures et épaisseur de la dalle de transition

Avant la mise en œuvre des Eurocodes, les pratiques consistaient à prévoir des dalles de transition de 30 cm d'épaisseur. Il était alors possible d'ancrer correctement les armatures longitudinales de la fibre inférieure par crochet en raison du faible enrobage mis en œuvre (20 à 30 mm). La mise en application des Eurocodes a conduit à augmenter significativement les enrobages des armatures des dalles de transition (à 50 mm au minimum conformément aux résultats présentés dans le paragraphe précédent) et il n'est alors plus possible d'ancrer un HA 20 par coude (qui nécessite un diamètre de mandrin de 140 mm) ou un HA 25 (même en crochet normal à 180°) en conservant une épaisseur de dalle de 30 cm.

Dans les cas où les sections d'armatures calculées nécessitent de mettre en œuvre des HA25 il devient généralement nécessaire, conformément aux recommandations du tome I du guide de conception des appuis de pont [4], de prévoir une dalle de transition de 35 cm d'épaisseur. Dans certains cas détaillés en partie V, il est toutefois possible de conserver une épaisseur de dalle de transition de 30 cm tout en assurant un ancrage des armatures conforme aux prescriptions de la NF EN 1992-1-1. Les hypothèses (géométries, classes de trafic, classes d'exposition, portées) de ces cas, ainsi que les ferrailages types sont donnés en partie V. En tout état de cause, afin de limiter l'encombrement des ancrages d'armatures, il est recommandé de limiter autant que possible les diamètres d'armatures à 20 mm, et d'ancrer les HA 20 par crochet normal à 180° et non par coude.

III.2. Ferrailage minimal

De par ses dimensions, la dalle de transition peut être considérée comme une dalle pleine au sens de la NF EN 1992-1-1 section 9.3.

III.3. Capacité de redistribution transversale de la dalle

Pour la détermination du ferrailage d'effort tranchant, la dalle de transition est considérée comme une dalle bénéficiant d'un effet de redistribution transversale (conformément à l'article 6.2.1(4)-I du fascicule de documentation FD P18-717[5], compte-tenu notamment de son rapport hauteur/portée d'au moins 1/20 et de sa largeur importante. La valeur minimale de l'effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armatures $V_{Rd,c}$ est donc déterminée, à l'ELU fondamental, à partir de $v_{min} = 0,23\sqrt{f_{ck}}$.

III.4. Poutre de chaînage en extrémité côté remblai

Le tassement du remblai technique modifie les conditions d'appui de la dalle de transition, qui ne repose plus sur le remblai qu'à son extrémité. Afin de s'assurer de la bonne répartition transversale de la réaction d'appui côté remblai, un renfort d'armatures est prévu en extrémité de dalle, avec la configuration suivante :

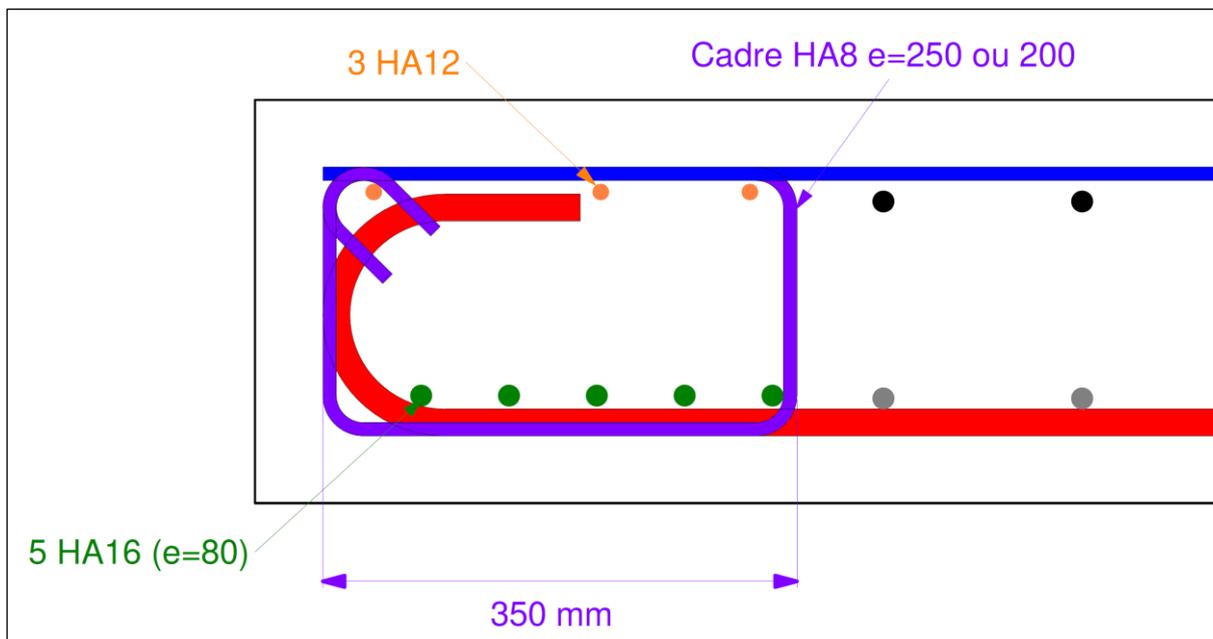


Figure 7 : Principes de ferrailage de la DDT – Détail de la disposition constructive de l’about de la dalle côté remblai (vue en coupe longitudinale)

Un ferrailage transversal est composé de trois HA 12 en nappe supérieure et cinq HA 16 en nappe inférieure. Ces aciers sont encadrés par des cadres HA 8 disposés tous les 25 cm transversalement (ou tous les 20cm en fonction de l’espacement retenu pour les armatures longitudinales). Dans les pratiques antérieures, la nappe inférieure des armatures transversales était composée de 3HA20, mais pour les raisons d’encombrement des ancrages précédemment cités, on retient désormais des armatures de 16 mm de diamètre.



Figure 8 : Ferrailage et bétonnage de la dalle de transition du viaduc du Lot à Mende (crédits DIR Med) : on peut voir la poutre de chaînage en extrémité de dalle sur la photo de gauche, ferrillée selon les pratiques antérieures

IV. Synthèse du ferrailage des dalles de transition

On représente ci-dessous le schéma de synthèse du ferrailage de la dalle de transition. Ce schéma est destiné à représenter de façon synthétique les dispositions constructives et les différents lits d'armatures à mettre en œuvre (il ne représente pas la totalité des armatures présentes dans la dalle). Les notations $A_{s, long/trans, inf/sup}$, sont explicitées dans le Tableau 5.

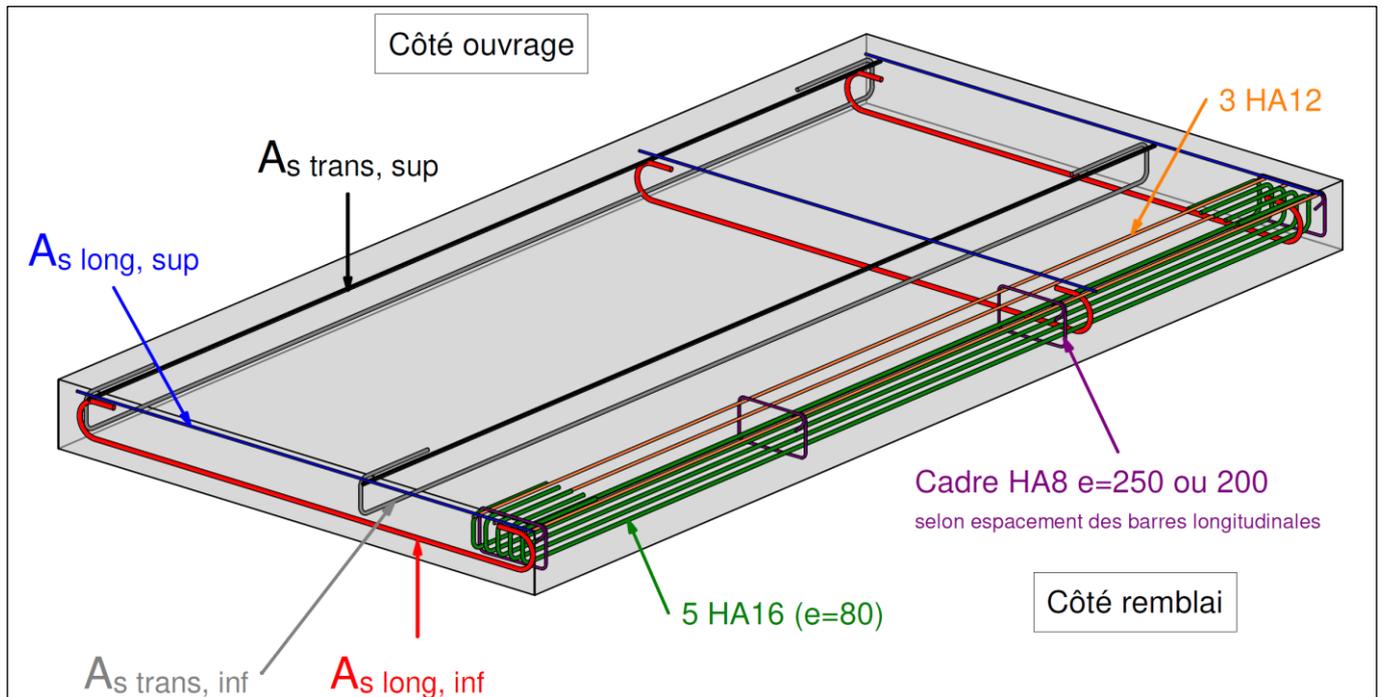


Figure 9 : Principes de ferrailage de la dalle de transition – vue isométrique

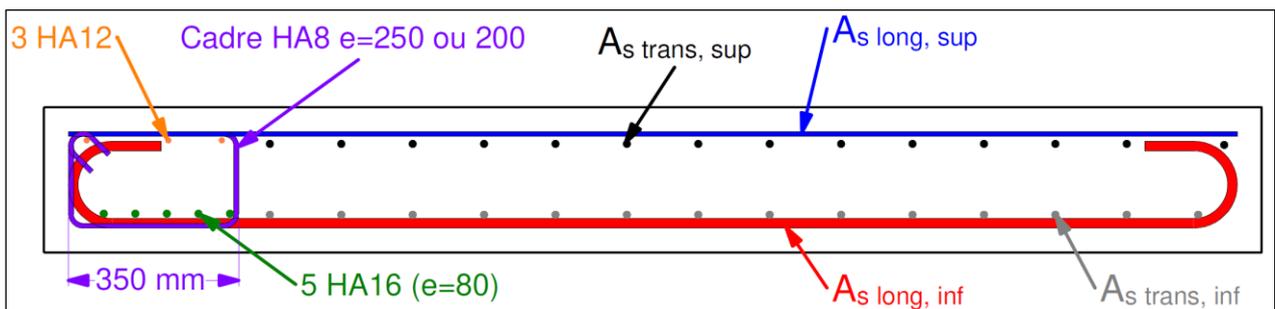


Figure 10 : Principes de ferrailage de la dalle de transition – coupe longitudinale

$A_{s,long,inf}$		Armatures de flexion Nappe inférieure Sens longitudinal	<p>$A_{s,long,inf}$ maximum de :</p> <p>$A_{s,min}$ de non fragilité : $0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d$</p> <p>$A_{s,min,fiss}$ maîtrise de fissuration selon 7.3.2 de la NF EN 1992-1-1</p> <p>$A_{s,calcul,ELU}$ ELU selon 6.1 de la NF EN 1992-1-1</p> <p>$A_{s,calcul,ELS}$ ELS limitation de contrainte à 300 MPa en combinaison caractéristique selon 6.8.1 de la NF EN 1992-1-1 (dispense de vérification en fatigue)</p> <p>$A_{s,calcul,fiss}$ ELS maîtrise de fissuration selon 7.3.4 de la NF EN 1992-1-1</p>
$A_{s,long,sup}$		Armatures de flexion Nappe supérieure Sens longitudinal	<p>$A_{s,long,sup}$ supérieur à :</p> <p>$A_{s,min,peau}$ ferrailage minimal de peau selon 9.1 (103) de la NF EN 1992-2</p>
$A_{s,trans,inf}$		Armatures de flexion Nappe inférieure Sens transversal	<p>$A_{s,trans,inf}$ maximum de :</p> <p>$A_{s,min}$ de non fragilité : $0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d$</p> <p>$A_{s,min,fiss}$ maîtrise de fissuration selon 7.3.2 de la NF EN 1992-1-1</p> <p>$A_{s,calcul,ELU}$ ELU selon 6.1 de la NF EN 1992-1-1</p> <p>$A_{s,calcul,ELS}$ ELS limitation de contrainte à 300 MPa en combinaison caractéristique selon 6.8.1 de la NF EN 1992-1-1 (dispense de vérification en fatigue)</p> <p>$A_{s,calcul,fiss}$ ELS maîtrise de fissuration selon 7.3.4 de la NF EN 1992-1-1</p> <p>$A_{s,trans,inf} \geq 0,2 A_{s,long,inf}$ selon 9.3.1.1 de l'EN 1992-1-1</p>
$A_{s,trans,sup}$		Armatures de flexion Nappe supérieure Sens transversal	<p>$A_{s,trans,sup}$ supérieur à :</p> <p>$A_{s,min,peau}$ ferrailage minimal de peau selon 9.1 (103) de la NF EN 1992-2</p> <p>$A_{s,trans,sup} \geq 0,2 A_{s,long,sup}$ selon 9.3.1.1 de la NF EN 1992-1-1</p> <p>$A_{s,trans,sup} \geq 0,5 A_{s,trans,inf}$</p>

Tableau 5 : Synthèse de ferrailage des dalles de transition

NB : Les aciers longitudinaux sont en premier lit. Les armatures de la nappe inférieure sont ancrées aux abouts par crochet à 180° avec retour de 5Φ . La nappe supérieure est constituée de simples filants.

Les faces latérales (non appuyées) de la dalle sont fermées par les armatures transversales de la nappe inférieure par crochet normal avec retour sur la nappe transversale supérieure.

Les aciers transversaux en nappe supérieure sont de simples filants. Ces dispositions constructives s'appliquent également à la poutre de chaînage côté remblai.

V. Exemples de ferraillements types

V.1. Hypothèses de dimensionnement des ferraillements types

Les Tableau 7 et Tableau 9 ci-après donnent le ferraillement à mettre en œuvre dans une dalle de transition de largeur de 6 m à 9 m, conformément aux dispositions décrites dans les paragraphes précédents et suivant les hypothèses ci-dessous :

- Le biais de l'ouvrage est de 100 gr (voir le paragraphe V.4 ci-dessous pour la règle d'adaptation proposée pour les biais modérés),
- L'angle de diffusion à travers l'enrobé et la dalle est pris égal à 45° ,
- L'angle de diffusion à travers le remblai est pris égal à 30° ,
- De manière sécuritaire, pour le calcul en flexion longitudinale, seule la diffusion à travers la chaussée est prise en compte,
- Pour le calcul des coefficients de répartition transversale et les moments transversaux, la diffusion est prise en compte à travers la chaussée, le remblai et la demi-épaisseur de la dalle.
- La hauteur de couverture de remblai technique varie de **0,1 m à 0,4 m**.
- Les charges de trafic couvertes par les ferraillements sont :
 - LM1 classes 1 et 2,
 - LM2,
 - Mc120,
 - Tombereaux de chantier 23 et 34 m³,
 - Convois exceptionnels types pour les ouvrages à construire de 48t, 72t, 94t et 120t définis par le guide Cerema « Transports Exceptionnels – Guide sur les franchissements des ouvrages d'art » de 2022 [6].
- Les dalles de transition ont une épaisseur de **30 cm**.

Conformément à la partie précédente et notamment au Tableau 4, deux cas de figure sont considérés :

- Le cas des classes d'exposition **XC** (cas du salage peu fréquent), pour lequel on retiendra :
 - Une classe de résistance de béton C30/37,
 - Un enrobage de 50 mm,
- Le cas des classes d'exposition **XD (XD2 ou XD3)**, pour lequel on retiendra :
 - Une classe de résistance de béton C35/45,
 - Un enrobage de 60 mm,

Ces ferraillements types ont été déterminés à l'aide de la chaîne de calcul CHAMOA-P, en considérant les hypothèses listées ci-dessus et en ne retenant au maximum que trois diamètres d'armatures différents (hors poutre de chaînage en about côté remblai). Le diamètre maximal utilisé est de 20 mm afin de pouvoir ancrer les armatures par crochet normal à 180°.

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire du fait qu'on peut considérer que la dalle bénéficie d'une redistribution transversale.

Pour des raisons d'optimisation de l'épaisseur de dalle de transition, la maîtrise de fissuration est justifiée avec la méthode de calcul direct de l'ouverture des fissures (EN 1992-1-1 7.3.4), et non avec le calcul simplifié couramment pratiqué (limitation de la contrainte dans les armatures à $1000 \times w_{k,max}$).

V.2. Cas des classes d'exposition XC

V.2.A. Hypothèses et domaine d'emploi

On rappelle le domaine d'emploi en vert dans le tableau ci-dessous (se reporter au Tableau 4 pour le détail).

	Salage peu fréquent	Salage fréquent	Salage très fréquent
Ouvrage situé en mer ou à moins de 100 m de la côte			X
Ouvrage situé à moins de 1 km de la côte			X
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel faible ou modéré			
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel sévère			

Tableau 6 : Domaine d'emploi des ferrillages-type des classes d'exposition XC

Les ferrillages sont donnés pour trois longueurs de DDT (3, 4 et 5m). Pour ces trois longueurs :

- L'épaisseur de la dalle de transition est de **30 cm**.
- La classe de résistance du béton est **C30/37**.
- L'enrobage des armatures est de **50 mm**.

V.2.B. Ferrillages-type pour les classes d'exposition XC

Classe XC C30/37 – enrobage 50 mm – épaisseur 30 cm		Longueur de dalle		
		3 m	4 m	5 m
Armatures longitudinales	Supérieures	HA 10 e = 250	HA 10 e = 200	HA 10 e = 200
	Inférieures	HA 20 e = 250	HA 16 e = 100	HA 20 e = 100
Armatures transversales	Supérieures	HA 10 e = 200	HA 10 e = 200	HA 10 e = 200
	Inférieures	HA 10 e = 200	HA 12 e = 200	HA 10 e = 100

Tableau 7 : Ferrillages-type pour la classe d'exposition XC

V.3. Cas des classes d'exposition XD (XD2 ou XD3)

V.3.A. Hypothèses et domaine d'emploi

On rappelle le domaine d'emploi en vert dans le tableau ci-dessous (se reporter au Tableau 4 pour le détail).

	Salage peu fréquent	Salage fréquent	Salage très fréquent
Ouvrage situé en mer ou à moins de 100 m de la côte			X
Ouvrage situé à moins de 1 km de la côte			X
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel faible ou modéré			
Ouvrage à l'intérieur des terres en zone de gel sévère			

Tableau 8 : Domaine d'emploi des ferrillages-type des classes d'exposition XD

Les ferrillages sont donnés pour trois longueurs de DDT (3, 4 et 5 m). Pour ces trois longueurs :

- L'épaisseur de la dalle de transition est de **30 cm**.
- La classe de résistance du béton est **C35/45**.
- L'enrobage des armatures est de **60 mm**.

V.3.B. Ferrillages-type pour les classes d'exposition XD (XD2 ou XD3)

Classe XD (XD2 ou XD3) C35/45 – enrobage 60 mm – épaisseur 30 cm	Longueur de dalle			
		3 m	4 m	5 m
Armatures longitudinales	Supérieures	HA 12 e = 200	HA 10 e = 125	HA 12 e = 200
	Inférieures	HA 20 e = 200	HA 20 e = 125	HA 20 e = 100
Armatures transversales	Supérieures	HA 10 e = 150	HA 10 e = 150	HA 10 e = 125
	Inférieures	HA 10 e = 150	HA 12 e = 150	HA 12 e = 125

Tableau 9 : Ferrillages types pour la classe d'exposition XD

NB : On notera que bien que le ferrillage longitudinal inférieur retenu en classe XD2 pour une longueur de DDT de 5 m soit identique au ferrillage longitudinal retenu en classe XC (HA 20 e = 100), la section d'armature calculée en classe XD2 est supérieure à celle calculée en classe XC (32 cm²/ml en XD2 > 27cm²/ml en XC). Le choix de retenir un ferrillage simple à mettre en œuvre avec un espacement rond et un diamètre limité à HA20 conduit à retenir in fine le même ferrillage pour les deux configurations (HA 20 e = 100 soit 31,5 cm²/ml).

Le critère de limitation d'ouverture des fissures à l'ELS fréquent en classe XD est dimensionnant par rapport au critère ELS caractéristique, d'où la présentation de deux tableaux de ferrillage types différents. En particulier, pour des longueurs de dalle de transition de 5 m, on se trouve en limite d'utilisation des dalles de 30 cm d'épaisseur.

Pour des raisons d'optimisation (financière et environnementale) des dalles, les justifications de limitation d'ouverture de fissure ont donc été réalisées avec la méthode de calcul direct de l'ouverture de fissure (EN 1992-1-1 7.3.4) et non avec la méthode simplifiée consistant à limiter la contrainte dans les armatures à $1000 \times w_{k,max}$. Au vu des faibles espacements d'armatures retenus (100 mm en nappe longitudinale inférieure pour 5m de longueur de dalle), la méthode de calcul direct d'ouverture de fissure fournit des résultats plus favorables que la méthode simplifiée, ce qui permet de justifier la maîtrise de la fissuration sans avoir besoin d'épaissir les dalles de transition à 35 cm pour des longueurs de dalle de 5 m.

V.4. Influence du biais

L'introduction d'un biais modifie l'orientation des efforts principaux et donc la répartition des efforts entre les aciers transversaux et longitudinaux. Les ferraillements types donnés précédemment n'ont été déterminés que dans le cas d'ouvrages droits (100gr) et ne peuvent pas être appliqués en dehors de cette configuration. Il est cependant possible d'adapter ces résultats pour des biais modérés (jusqu'à 80gr) selon les préconisations simplifiées et sécuritaires suivantes :

- Les lits d'armatures longitudinales et transversales sont disposés parallèlement aux bords de la dalle,
- Les sections d'armatures longitudinales sont inchangées,
- La section d'armatures transversales en nappe inférieure est doublée pour un biais de 90gr et triplée pour un biais de 80gr par rapport à la section calculée en nappe transversale inférieure pour le même ouvrage droit. Sur la base de ce constat, on peut définir par interpolation linéaire un coefficient majorateur de la section d'armatures de la nappe transversale inférieure de type $\eta = 11 - \varphi/10$ avec φ le biais géométrique en grades et $80gr \leq \varphi \leq 100gr$
- La section d'armatures transversales en nappe supérieure est égale à 50% de la section de la nappe transversale inférieure ainsi calculée, avec une section minimale de $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ en classe d'exposition XC et $5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ en classe d'exposition XD (armatures minimales de peau selon la NF EN 1992-2-AN 9.1 (103)).

Exemple d'une dalle de transition de 4 m en classe d'exposition XC pour un biais de 84 gr :

On repart du ferraillement proposé en quatrième colonne du Tableau 7 (ferraillement type pour un biais de 100gr). On conserve le même ferraillement longitudinal.

La nappe inférieure d'armatures transversales est de HA12 e = 200 soit $5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ pour un ouvrage droit. On multiplie cette section par le coefficient $\eta = 2,6$ (obtenu par interpolation linéaire) pour obtenir $A_{s,trans,inf} = 14,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On propose de retenir HA 14 e = 100 ($15,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

La section d'armatures à mettre en œuvre en nappe transversale supérieure est de $A_{s,trans,sup} = 0,5 \times 14,7 = 7,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($> 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$, armatures de peau en classe d'exposition XC). On retient HA 10 e = 100 ($7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

On propose in fine le ferraillement suivant (d'autres diamètres et espacements auraient pu être retenus).

Classe XC Béton C30/37		Longueur de dalle 4 m, biais de 84gr
Armatures longitudinales	Supérieures	HA 10 e = 200
	Inférieures	HA 16 e = 100
Armatures transversales	Supérieures	HA 10 e = 100
	Inférieures	HA 14 e = 100

Tableau 10 : Ferrailage de la dalle de transition de 4 m de longueur en classe d'exposition XC avec un biais de 84gr

Cette méthode d'adaptation des ferrillages types au biais est une approche simplifiée et sécuritaire fondée sur des essais numériques réalisés sur le logiciel CHAMOA-P et n'est valable que pour les biais modérés (jusqu'à 80 gr).

V.5. Analyse des résultats et optimisations envisageables

Les ferrillages types déterminés dans cette étude se fondent sur l'application des règlements contemporains, notamment l'EN 1992-1-1 et le fascicule 65. Les sections d'acier à mettre en œuvre sont sans surprise nettement supérieures aux recommandations du guide SETRA de 1984 [7] : à titre d'exemple, en nappe longitudinale inférieure d'une dalle de transition de 5 m le guide de 1984 recommandait HA 20 e = 160 (avec des Fe 400) tandis que les calculs modernes amènent à retenir du HA 20 e = 100. Ces quantités sont d'ailleurs optimisées comme expliqué en V.0.0 : on se trouve en limite d'utilisation de dalle de 30 cm d'épaisseur pour la majorité des cas courants. L'augmentation des sections d'armatures est principalement liée aux critères de durabilité des normes modernes qui amènent à augmenter les enrobages par rapport à ceux préconisés par le BAEL. Comme expliqué auparavant, les recommandations formulées dans cette étude découlent du choix de limiter autant que possible l'épaisseur de la dalle de transition à 30 cm (ce qui n'est plus possible lorsque l'environnement de l'ouvrage est agressif).

Ces résultats montrent que la géométrie des dalles de transition est très difficilement optimisable, et que mettre en œuvre une dalle de transition de 30 cm constitue déjà un optimum pour les longueurs de 5m. Bien qu'une optimisation géométrique ne soit pas envisageable, le choix des matériaux (et plus spécifiquement du béton) peut permettre de réduire notamment l'empreinte environnementale de l'ouvrage en utilisant les bétons communément appelés « bas carbone ». Pour être pertinente cette démarche doit s'inscrire dans une approche plus globale que la seule formulation du béton des dalles de transition. On pourra se reporter à ce sujet à la note d'information du Cerema n°8 sur les « Solutions en béton à impact environnemental réduit dans les OA » [9].

L'étude des ferrillages-type présentée dans cet article se fonde sur l'approche prescriptive des bétons, qui lie notamment les classes structurales à considérer (et donc les enrobages à mettre en œuvre) aux classes de résistance minimales du béton. Du point de vue calculatoire, le dimensionnement des sections d'armatures est relativement peu sensible à la résistance caractéristique du béton en compression tant qu'il reste dans des plages courantes (25 à 40 MPa). Le concepteur qui souhaiterait s'affranchir de la méthode *prescriptive* des bétons pour utiliser l'approche performantielle peut donc utiliser les ferrillages-type donnés dans cette étude à condition de respecter les recommandations du FDP 18-480 [10] ainsi que les hypothèses décrites dans la partie V et notamment de l'enrobage.

VI. Corbeau d'appui de la dalle de transition

La dalle de transition repose sur l'extrémité de la culée par l'intermédiaire d'un corbeau. Il s'agit d'un appui continu en console courte en arrière du mur garde-grève (ou du piédroit dans le cas d'un ouvrage portique ou cadre). L'appui de la dalle de transition sur le corbeau est réalisé par une section réduite de béton avec goujons.

VI.1. Coffrage

Le coffrage type des corbeaux de dalle de transition est donné dans le premier tome du guide des appuis de pont [4]. Il s'agit d'un corbeau de forme trapézoïdale de 30cm de côté et de pente de raccordement à la culée 1/1.

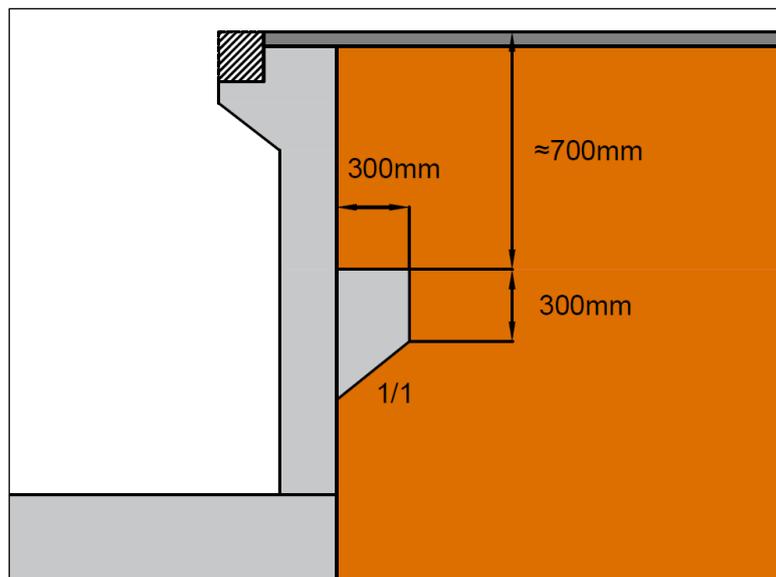


Figure 11 : Coffrage type des corbeaux de dalle de transition (issu du tome 1 du guide de conception des appuis de pont [4])

Pour les ouvrages courants pour lesquels la culée est de faible hauteur, la dalle de transition peut également reposer sur un prolongement du chevêtre en arrière du mur garde-grève. Il n'y a alors pas de fonctionnement en console courte dans ce cas, et les préconisations de ferrailage décrites dans cette partie ne s'appliquent pas.

VI.2. Phasage de réalisation

Le corbeau de la dalle de transition est généralement bétonné après le mur garde-grève et il existe une reprise de bétonnage verticale sur la hauteur du corbeau. En phase provisoire, les armatures sont généralement pliées contre le mur garde-grève, puis dépliées en position finale avant le bétonnage du corbeau.

VI.3. Ferrailage

VI.3.A. Analyse bielles-tirants

Dans le cas de corbeaux classiques, la descente de charge issue de la dalle de transition est transmise au mur garde-grève par un mécanisme de bielles et tirants décrit dans l'annexe informative J.3 de la NF EN 1992-1-1.

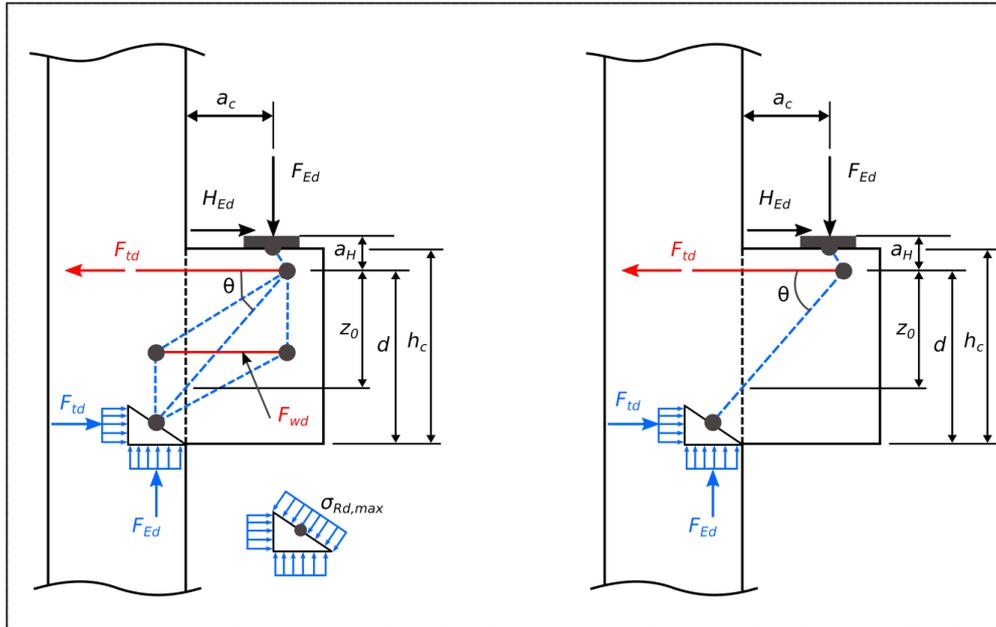


Figure 12 : Schéma bielles-tirants des consoles courtes selon l'annexe J.3 de la NF EN 1992-1-1

Ce modèle permet notamment de calculer la section d'armatures à placer dans le tirant principal (à déduire de l'effort de tirant principal F_{td} , en rouge sur le schéma) en fonction des descentes de charges de la dalle de transition (représentées par le torseur sollicitant H_{Ed} et F_{Ed}) et à justifier les nœuds du schéma bielles-tirants (en bleu sur le schéma) en fonction des divers paramètres géométriques représentés sur le schéma. Ce schéma calculatoire est applicable si l'on vérifie :

$$a_c < z_0 \text{ et } 1 \leq \tan \theta \leq 2,5 \quad (45^\circ \leq \theta \leq 68,2^\circ)$$

Avec :

- a_c la distance de la charge au parement (0,15 m dans le cas des corbeaux),
- z_0 bras de levier, distance du pied de la bielle à l'axe des aciers supérieurs tendus,
- θ l'angle de la bielle.

La descente de charge de la dalle de transition est la descente de charge maximale calculée sur la largeur de la dalle (en considérant la répartition transversale des efforts longitudinaux), et non une descente de charge moyennée sur la largeur totale de la dalle.

Dans le cas d'une dalle de transition reposant sur un prolongement du chevêtre, le ferrailage horizontal est à déterminer plutôt selon une analyse du type rupture de coin, et non un schéma bielles-tirants.

VI.3.B. Ferrailage minimal

On calcule la section d'acier minimale de non-fragilité du tirant principal selon les prescriptions du 9.2.1.1 de la NF EN 1992-1-1, bien que le corbeau ne soit pas exactement une poutre au sens de la NF EN 1992-1-1 :

$$A_{s,min} = 0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d_{eff}$$

On calcule la hauteur utile de la section en fonction du bras de levier z_0 en retenant $d_{eff} = z_0/0,9 = 0,41m$ pour $\theta = 68,2^\circ$ (avec $h_c = 0,6m$)

On obtient, pour des hypothèses courantes (un béton de classe de résistance C35/45 et des armatures HA500) une section $A_{s,min} = 6,9cm^2/ml$. Cette section minimale est supérieure aux sections d'armatures maximales calculées avec l'analyse bielles-tirants présentée plus haut pour les hypothèses de dimensionnement des ferrillages types considérées dans cette étude (de l'ordre de $3 cm^2/ml$).

VI.3.C. Ferrailage type des corbeaux d'appuis des dalles de transition

On propose donc un ferrailage type du corbeau d'appui de la dalle de transition sur le même principe (et pour les mêmes hypothèses) que pour la dalle de transition.

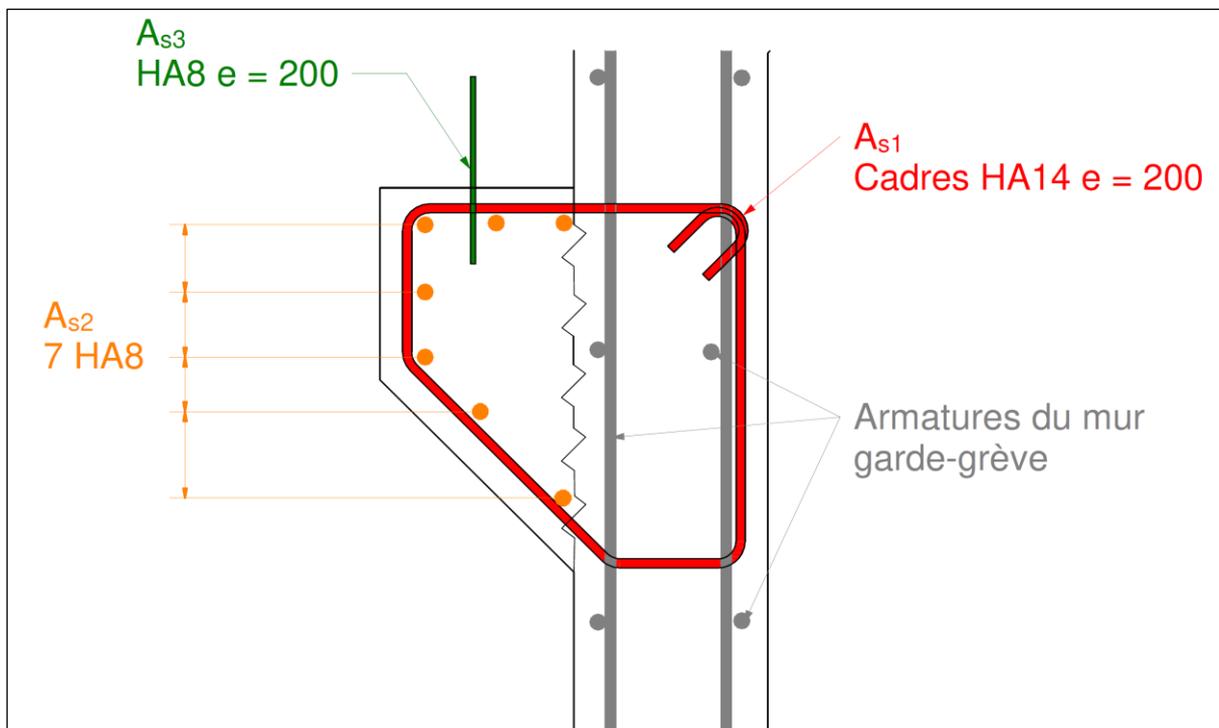


Figure 13 : Ferrailage-type d'un corbeau de dalle de transition (élévation transversale du mur garde-grève)

A_{s1}		Armatures principales tendues	A_{s1} égal au $A_{s,min}$ de non fragilité $0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d_{eff} = 6,9cm^2/ml$ de la NF EN 1992-1-1 Avec $d_{eff} = z_0/0,9 = 0,41m$ pour $\theta = 68,2^\circ$ Soit des cadres HA 14 e = 200 Ce ferrailage couvre les sections calculées selon la méthode bielles-tirants de l'annexe J3 de la NF EN 1992-1-1 pour les descentes de charges des dalles de transition calculées selon les hypothèses présentées précédemment.
A_{s2}		Armatures transversales	A_{s2} égal à 7 filants HA8 , disposition constructive issue du guide des dalles de transition du SETRA [7]
A_{s3}		Goujons	A_{s3} égal à HA8 e= 200 , disposition constructive issue du guide des dalles de transition du SETRA [7].

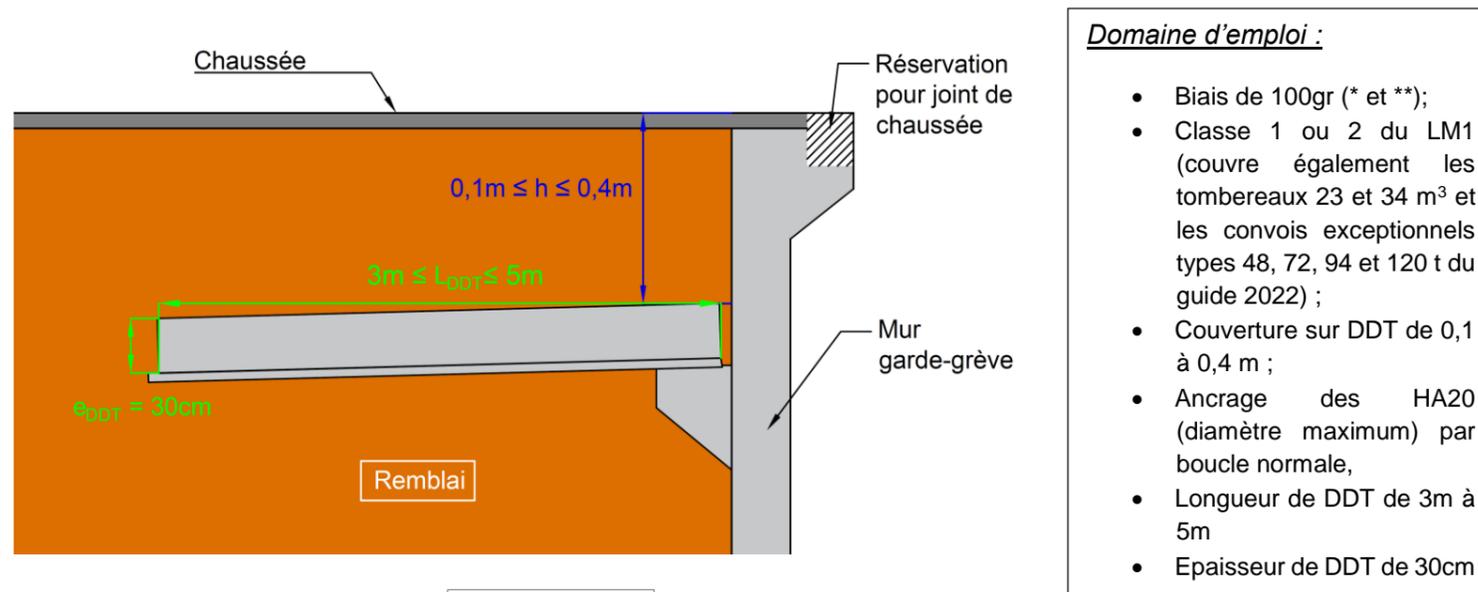
Tableau 11 : Ferrailage-type des corbeaux de dalle de transition

VII. Conclusions

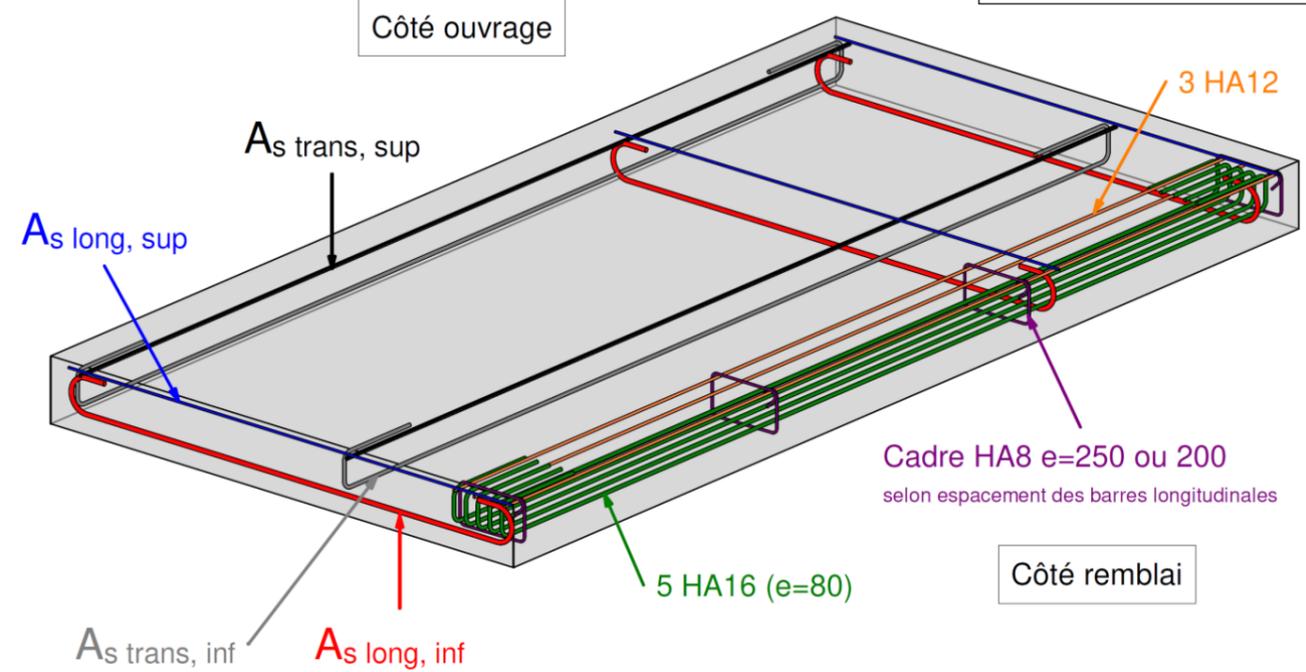
Les dalles de transition permettent d'assurer une transition continue entre la section courante d'une route et le passage sur l'ouvrage proprement dit, en évitant toute dénivellation brutale (effet de « marche ») à l'approche de la culée, qui pourrait être causée par un tassement du remblai technique. Ces éléments équipent la grande majorité des ponts routiers et constituent des structures relativement standardisées. Cet article s'est attaché à détailler d'une part les règles générales de conception et de justification des dalles de transition au regard des préconisations des Eurocodes, à préciser l'influence de la présence de ces dalles sur l'analyse globale de l'ouvrage et des culées, et d'autre part à proposer une rationalisation des hypothèses (notamment des classes d'exposition) ainsi que, pour les cas les plus courants, un ferrailage type des armatures principales des dalles de transition (hors aciers de montage). Ces propositions de ferrillages types sont résumées dans la double page suivante. Elles peuvent être reprises dans le cadre d'études d'exécution d'un ouvrage qui respecterait l'ensemble des hypothèses décrites dans l'étude, mais elles ne se substituent pas à des plans de ferrailage d'exécution détaillant entre autres les aciers de maintien à proposer par l'entreprise, ainsi que les différents éléments accompagnant les plans tels que les nomenclatures, récapitulatifs, ratios et diamètres de mandrins nécessaires à la bonne mise en œuvre des armatures.

Cet article n'aborde pas directement le cas des dalles de transition d'ouvrages semi-intégraux ou intégraux, toutefois les principes de dimensionnement des armatures et les résultats de ferrailage sont similaires.

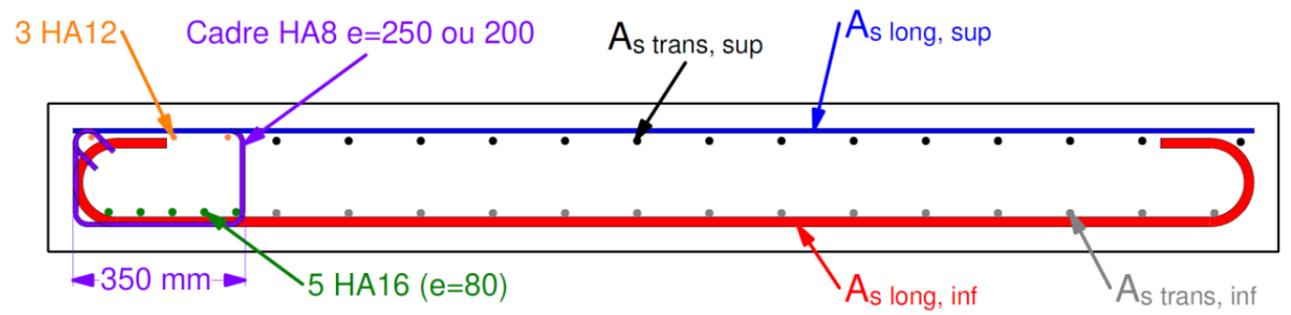
Exemples de dimensionnement de dalles de transition selon les Eurocodes



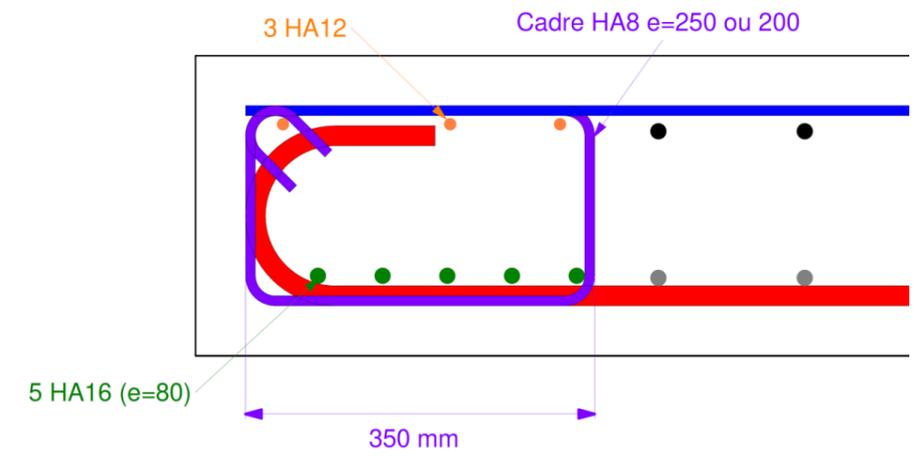
- Domaine d'emploi :**
- Biais de 100gr (* et **);
 - Classe 1 ou 2 du LM1 (couvre également les tombereaux 23 et 34 m³ et les convois exceptionnels types 48, 72, 94 et 120 t du guide 2022) ;
 - Couverture sur DDT de 0,1 à 0,4 m ;
 - Ancrage des HA20 (diamètre maximum) par boucle normale,
 - Longueur de DDT de 3m à 5m
 - Epaisseur de DDT de 30cm



Pour davantage de lisibilité, les schémas ne représentent pas l'intégralité des armatures à mettre en œuvre mais seulement les principes de ferrailage.



Détail de l'about côté remblai :



Tableaux de ferrailages-type

Classes d'exposition en fonction du contexte de l'ouvrage

Localisation de l'ouvrage	Salage peu fréquent	Salage fréquent	Salage très fréquent
< 100 m de la côte	XC	XD	
< 1 km de la côte	XC	XD	
Zone de gel faible ou modéré	XC	XD	XD
Zone de gel sévère	XC	XD	XD

Classes d'exposition XC (avec béton C30/37 et 50 mm d'enrobage)

Classe XC		Longueur de dalle (L _{DDT})		
C30/37 – enrobage 50 mm		3 m	4 m	5 m
Armatures longitudinales	Supérieures	HA 10 e = 250	HA 10 e = 200	HA 10 e = 200
	Inférieures	HA 20 e = 250	HA 16 e = 100	HA 20 e = 100
Armatures transversales	Supérieures**	HA 10 e = 200	HA 10 e = 200	HA 10 e = 200
	Inférieures*	HA 10 e = 200	HA 12 e = 200	HA 10 e = 100

Classes d'exposition XD (avec béton C35/45 et 60 mm d'enrobage)

Classe XD (XD2 ou XD3)		Longueur de dalle		
C35/45 – enrobage 60 mm		3 m	4 m	5 m
Armatures longitudinales	Supérieures	HA 12 e = 200	HA 10 e = 125	HA 12 e = 200
	Inférieures	HA 20 e = 200	HA 20 e = 125	HA 20 e = 100
Armatures transversales	Supérieures**	HA 10 e = 150	HA 10 e = 150	HA 10 e = 125
	Inférieures*	HA 10 e = 150	HA 12 e = 150	HA 12 e = 125

Adaptation au biais géométrique φ :

* Quantités à pondérer par $\eta = 11 - \varphi/10$ avec $80gr \leq \varphi \leq 100gr$, pour les armatures transversales inférieures

** Quantités d'armatures transversales supérieures à remplacer par 50% de la section d'armatures transversales en nappe inférieure trouvée précédemment, avec un minimum de 3 cm²/ml en classe XC et 5 cm²/ml en classe XD

Références bibliographiques

- [1] AFNOR. Fascicule de Documentation P18-326 - Béton – Zones de gel, aout 2016.
- [2] LCPC. Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle, Mars 2010.
- [3] AFNOR. Fascicule 65 – Exécution des ouvrages de génie civil, Décembre 2017.
- [4] Cerema. Appuis en béton des ouvrages d'art – Tome 1 Conception et prédimensionnement, Juillet 2023.
- [5] AFNOR. Fascicule de Documentation P18-717 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Guide d'application des normes NF EN 1992, Aout 2021.
- [6] Cerema. Transports exceptionnels – Guide sur le franchissement des ouvrages d'art, 2022.
- [7] SETRA. Dalles de transition des ponts routes – Techniques et réalisation, 1984.
- [8] Université Gustave Eiffel - Recommandations pour la durabilité des bétons soumis au gel – Octobre 2021
- [9] Cerema. Note d'information n°8 – Solutions en béton à impact environnemental réduit dans les ouvrages d'art, 2024.
- [10] AFNOR. Fascicule de Documentation P18-480 – Béton – Justification de la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle, Octobre 2022.

Gestion des câbles corrodés de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment

Retours d'expériences et compléments techniques à la note d'information « Gestion des câbles corrodés de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment »

Jonas Aparicio³, Yannick Jeanjean¹, Laurent Labourie⁵, Pierre Peyrac⁴, Laurent Gaillet², Jean Jacques Briost⁵, Bruno Godart², Didier Germain⁴, Olivier Perez⁵, Gwendal Cumunel³, Gilles Foret³, Tien Hoang³

¹ Sanef / ASFA

² Université Gustave Eiffel

³ ENPC

⁴ DGITM

⁵ Cerema

Résumé

Un câble de précontrainte endommagé par corrosion ou par accident (choc, incendie) pose la question du maintien de la capacité portante de l'ouvrage et de la sécurité des agents qui interviennent. S'il s'agit d'un câble de précontrainte extérieure au béton à injection rigide (coulis de ciment au contact des fils ou torons), le risque majeur, est celui d'une rupture brutale avec fouettement du câble. Ce fouettement peut mettre en danger la vie des personnes présentes à proximité du câble et provoquer l'endommagement d'autres câbles, l'éjection de têtes d'ancrage, des destructions d'équipements ou de réseaux sensible.

Le Cerema et l'UGE s'apprêtent à publier une note d'information intitulée « Gestion des câbles corrodés de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment » [12] afin de proposer aux gestionnaires d'ouvrages des éléments d'appréciation du risque de rupture d'un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment et, le cas échéant, de les aider à établir des stratégies de remplacement de câbles.

Le sujet principal est le comportement mécanique d'un câble endommagé dont des torons ou des fils sont corrodés. L'évaluation structurale de l'ouvrage dans son ensemble, en cas de rupture de câble, relève d'une approche globale spécifique qui n'est pas abordée par la note d'information ou par cet article.

Le présent article a pour objet de compléter cette note d'information et d'exposer les développements techniques et scientifiques qui ont permis d'aboutir aux propositions qui y sont formulées. En particulier, cet article relate les essais de caractérisation de la redistribution des contraintes du fait de torons partiellement sectionnés menés sous l'égide de l'Association des Sociétés Françaises d'Autoroutes, par l'Université Gustave Eiffel, l'École des Ponts ParisTech et le Cerema. Il expose également les considérations issues de riches retours d'expériences acquis et partagés par les gestionnaires et les experts sur les ouvrages du réseau routier, ces dernières années.

I. Rappels sur les conséquences de la rupture de fils ou de torons

La rupture totale d'un câble à torons clairs protégés par une injection au coulis de ciment (*) entraîne des conséquences différentes suivant qu'il s'agit d'une précontrainte intérieure ou extérieure au béton :

- Dans le cas d'une précontrainte intérieure au béton, on peut escompter un ré-ancrage du câble entier de part et d'autre de la rupture grâce à l'injection au coulis de ciment et au confinement apporté par le béton entourant la gaine ; le tronçon de câble concerné par la diminution de la précontrainte est circonscrit de part et d'autre de l'endommagement à la longueur de ré-ancrage qui est dépendante de la qualité de l'injection. Par ailleurs, l'effort disparu localement se reporte dans toute la section de béton via l'adhérence entre les fils, le coulis, le feuillard de la gaine et le béton.
- Dans le cas d'une précontrainte extérieure au béton injecté au coulis de ciment, le câble qui se rompt libère brutalement l'énergie emmagasinée à sa mise en tension ; il en résulte un effet de fouettement qui constitue un risque majeur pour les tiers se trouvant à proximité et pour l'intégrité d'éléments structuraux tels que les déviateurs, les butons, les entretoises... ou les réseaux et équipements « hébergés » dans l'ouvrage. Par ailleurs, la précontrainte est évidemment perdue sur toute la longueur du câble, ce qui place l'ouvrage dans un nouvel état structurel.

Dans le cas de ruptures partielles, au-delà de la zone de ré-ancrage, la force globale dans le câble de précontrainte extérieure reste sensiblement constante (on verra par la suite qu'elle décroît faiblement), mais la contrainte dans les armatures restantes augmente fortement dans la zone de rupture, car l'effort libéré par le fil rompu se reporte sur les torons adjacents, générant des surtensions locales dans ces armatures.

Si la corrosion continue son œuvre et provoque de nouvelles ruptures, les surtensions augmentent dans les torons restants. Lorsque les contraintes de traction des torons restants dépassent leur résistance à la rupture, le câble rompt brutalement. Ce processus est non linéaire avec le temps et tend à s'accélérer vers la fin, ce qui impose la mise en place d'une surveillance spécifique (surveillance acoustique ou autres systèmes...).

La « longueur de ré-ancrage » est la distance sur laquelle il est considéré que le fil regagne sa tension. Cette distance est fonction du comportement mécanique du toron qui porte le fil, de l'adhérence de celui-ci avec le coulis. Ces effets dépendent de l'état du coulis (fissuré ou non) et donc du confinement apporté par la gaine qui protège le coulis de contraintes de tractions éventuelles. Il est à noter que cette notion de distance de « ré-ancrage » (ou de « transfert ») est dépendante du seuil à partir duquel on considère avoir retrouvé la tension initiale et donc de la précision des moyens de mesures utilisés [8].

Remarque : les essais rapportés dans cet article portent essentiellement sur des ruptures successives de fils. Dans le cas de la rupture brutale d'un toron complet, la longueur d'ancrage pourrait être plus faible du fait d'une rotation possible du toron par libération partielle ou totale de la torsion imposée lors de sa mise en tension [10].

() Ce sujet ne concerne donc pas le cas des torons gainés graissés (TGG) protégés par une gaine collective injectée au coulis de ciment, ni le cas des câbles à torons clairs placés dans un conduit injecté avec un produit souple.*

II. L'état des connaissances et les inconnues

Le comportement d'un câble de précontrainte extérieure à torons clairs protégés par une injection au coulis de ciment, dont les fils ou torons sont endommagés, est difficile à prévoir avec exactitude. Il est régi par différents phénomènes qui sont parfois interdépendants :

II.1. Le ré-ancrage des fils rompus

Lors de la rupture d'un fil et du fait de l'adhérence du coulis, le fil rompu se ré-ancrage généralement au sein du faisceau de torons en ne consommant qu'une faible part de l'énergie de mise en tension et la tension dans le fil rompu se reporte sur tous les autres fils et torons, augmentant ainsi d'autant leurs sollicitations.

Une campagne d'essais de ruptures de câble de précontrainte par découpe de fils et de torons a été réalisée sur le banc d'essais du laboratoire SMC de l'Université Gustave Eiffel. Ces essais ont été financés par l'ASFA et mis en œuvre par le laboratoire Navier (ENPC) et les sociétés Sanef et Freyssinet.

Ces essais ont permis d'obtenir les résultats suivants.

Lors de la rupture d'un fil les phénomènes suivants ont été observés :

- **Évolution de la tension** : À la rupture d'un premier fil, plus de 80 % de la tension qui était supportée par ce fil est conservée par le câble entier lors des premières ruptures. Ce taux de redistribution des efforts diminue au fur et à mesure que les ruptures endommagent le câble. Ces pertes de tension sont généralement trop réduites pour être détectables à cause de l'importance des variations de tension liées à la température et, n'augmentent que marginalement le nombre de fils rompus ou fragilisés par la corrosion avant rupture.
- **Redistribution des efforts** : Les efforts portés par un fil coupé se distribuent dans tous les fils du câble. Cette redistribution invoque des mécanismes complexes ; elle dépend de la position des fils coupés et de celle des fils sains, de la qualité du confinement et, probablement, du couplage cinématique entre les torons ainsi que de l'état du coulis au niveau de la zone de rupture.
- **Longueur de ré-ancrage** : La longueur pour laquelle la rupture d'un fil ne modifie plus l'état du câble est difficile à estimer, avant rupture ou constat in-situ. Si on connaît g_i l'écart entre les deux extrémités du fil rompu au niveau de la rupture et e_0 la déformation initiale des torons, les modèles issus des essais [8] permettent de l'évaluer comme étant de l'ordre de g_i/e_0 (cf. encart ci-après sur les « modèles issus des essais » et exemples proposés).

L'efficacité du ré-ancrage est principalement fonction :

- de la qualité de l'adhérence du coulis, liée à la qualité de l'injection au coulis de ciment (taux de remplissage partiel ou complet du conduit et performances rhéologique et mécanique du coulis),
- du confinement apporté par la gaine PEHD qui dépend de son épaisseur, de la qualité et de l'état du matériau (*).

Dans certains cas, un foyer de corrosion foisonnante peut occasionner localement l'éclatement de la gaine et du coulis. On perd alors l'effet de l'adhérence et du frottement fil/coulis et fil/fil et selon la position des torons affectés, ceux-ci peuvent retrouver une certaine liberté et se réancrer beaucoup plus loin. Il en est de même si la gaine est de mauvaise qualité (physicochimique/mécanique), fissurée ou dégradée.

Il doit être noté que le confinement apporté par l'injection et la gaine a deux effets antagonistes :

- un effet favorable, car elle permet le confinement du câble dans la gaine et facilite la redistribution efficace de l'effort sur l'ensemble des torons ou fils restants,
- un effet défavorable, car elle concentre les effets de la rupture (et de l'allongement local qui s'en suit) sur une zone plus étroite et aboutit *in fine* à une rupture plus brutale du câble.

(*) par exemple, dans le cas de gaines PEHD blanches, du fait de leur perte de propriété d'élasticité dans le temps, les conditions de confinement ne sont pas nécessairement garanties pour un ré-ancrage prévisible des torons.

II.2. Les effets de la corrosion sur les caractéristiques mécaniques

Les câbles peuvent être atteints de corrosion par dissolution classique, de corrosion localisée par piqûres ou de corrosion sous contrainte dite « corrosion fissurante sous tension » ; ce dernier phénomène, plus insidieux, difficile à détecter à l'œil nu, dépend de la nature de l'acier et de son mode d'élaboration. Il se développe en présence d'eau ou d'humidité sans apport d'oxygène, après une première phase d'amorçage par corrosion localisée ou sur un défaut (microfissure initiale, zone de concentration de contraintes...). Sur les câbles rompus expertisés, on retrouve majoritairement les deux premières formes de corrosion, plus rarement une corrosion sous contrainte.

La première incertitude est la conséquence de la corrosion, en particulier en cas de corrosion sous contrainte sur l'effort à la rupture du fil concerné. Il apparaît prudent de suspecter systématiquement différents types de corrosion agissant concomitamment.

Au-delà du simple effet mécanique reliant l'augmentation de la contrainte à la perte de matière, il se produit une diminution de la ductilité et des propriétés mécaniques du matériau (pour les formes de corrosion localisée) qui aggrave encore les effets de celle-ci.

II.3. La tension moyenne des câbles

Les câbles de précontrainte travaillent, en permanence, sous une charge qui s'approche au plus près de celle de la limite à la rupture (en comparaison d'autres matériaux de construction).

Aujourd'hui, les câbles de précontrainte sont tendus à $\min(0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k})$. Cet effort à la mise en tension a même été plus important ($0,85$ ou $0,9 F_{prg}$ suivant les époques) avant 1980.

Bien entendu, des pertes de précontrainte instantanées et différées (en lien avec la relaxation des aciers et l'évolution du béton) viennent réduire cette tension initiale ce qui aboutit généralement pour la précontrainte extérieure à une tension moyenne comprise entre 75% et 85% de la tension initiale. Ces pertes offrent une « marge » permettant de tolérer un accroissement de la tension des fils restants après la rupture d'un fil.

Ainsi, l'estimation de la tension moyenne du câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment est fondamentale pour la détermination de la sécurité résiduelle après endommagement.

Cette donnée peut généralement être estimée par le calcul en se référant aux règles scientifiques les plus récentes (Eurocodes). Le cas échéant, une mesure par méthode vibratoire peut être envisagée. Afin d'éviter de s'approcher d'un câble endommagé, la mesure peut être effectuée sur un câble sain, « jumeau ». Toutefois, une mesure de tension par méthode vibratoire ne peut pas être considérée, à elle seule, comme une méthode de surveillance.

II.4. L'hétérogénéité de la tension dans les fils

La tension dans les fils n'est pas rigoureusement homogène après mise en tension.

Le fil central d'un toron possède une tension très légèrement différente de celle des fils périphériques en raison de la géométrie des fils. On peut aussi noter une variation de tension dans les fils liée à la courbure induite par la trajectoire du toron mais qui n'est pas très importante.

Cependant, le « tricotage » des torons qui peut se produire à l'enfillement induit des longueurs différentes des torons aux ancrages d'un même câble de précontrainte et donc des tensions différentes après la mise en tension des torons. Ces hétérogénéités expliquent une partie des ruptures de fils, voire de torons, observées à la mise en tension, à l'époque où les tensions initiales étaient plus élevées qu'actuellement. Elles se conservent tout au long de la vie de l'ouvrage.

Il est à noter que cette dispersion est probablement moindre pour des câbles de précontrainte extérieure, surtout ceux réalisés après 1990. Elle existe néanmoins sans pouvoir être qualifiée avec exactitude.

Pour les torons sains, Machida et Durelli [11] permettent de donner la variation de la tension entre le fil central et les fils périphériques ainsi que l'influence de la longueur des torons avant mise en tension et de la courbure des torons sur les tensions dans les fils.

III. Caractérisation des effets du ré-ancrage avec câbles injectés

III.1. Essais destinés à caractériser le ré-ancrage

Afin d'approfondir les conséquences du ré-ancrage des fils rompus et des transferts d'efforts entre fils et torons après endommagement par corrosion ou perte de section sur le comportement du câble complet, des essais de caractérisation de la redistribution des contraintes résultant de torons en partie sectionnés ont été menés sous l'égide de l'ASFA par l'Université Gustave Eiffel, l'Ecole des Ponts et le Cerema sur le banc d'essais de câbles sur laboratoire SMC de l'UGE sur le campus de Nantes.

Ces essais portent sur l'examen quantitatif des phénomènes comme le ré-ancrage des fils et des torons, la régularité des séquences de rupture des fils et des torons à l'intérieur d'une unité de précontrainte (toron ou câble), l'effet du confinement et enfin les modalités de redistribution inter-fils qui reposaient jusqu'à présent sur des hypothèses arbitraires. Une fois ces hypothèses maîtrisées, une évaluation plus fine a pu être engagée sur le niveau de corrosion et l'étendue du phénomène.

Ces essais ont fait l'objet d'une première publication au Congrès Français du Génie Civil en mai 2023 [8] et feront l'objet de publications scientifiques ultérieures par leurs auteurs ; nous ne donnons ci-après que des extraits utiles à la compréhension du sujet par les gestionnaires d'ouvrages et les techniciens qui les assistent.



Figure 1 : Banc d'essais de 200 m (Laboratoire SMC, UGE, campus de Nantes)

III.2. Détails des expérimentations

Ces expérimentations ont été menées avec des câbles composés de torons parfaitement sains, peignés et non déviés. Les résultats de ces expérimentations ne doivent donc en aucun cas être transposés sans précaution à des situations de câbles présentant des foyers de corrosion importants concernant plusieurs torons d'un même câble, la corrosion d'un fil ou d'un toron ayant pour effet de diminuer leur résistance à la rupture.

Les expérimentations consistent en la rupture de **torons et de câbles injectés au coulis de ciment** dans une gaine en PEHD ou PVC transparente par une découpe mécanique de fils de torons afin :

- de simuler des ruptures brutales de torons et de câbles injectés au coulis de ciment par découpe mécanique de fils en se rapprochant au mieux des constats de corrosion relevés sur ouvrages,
- d'analyser les modes de ré-ancrage et de diffusion des efforts,
- d'analyser le report des efforts d'un fil sur les autres fils d'un même toron, puis d'un toron sur les autres torons

Les essais suivants ont été conduits :

- **3 essais sur des monotorons T15 (figure 2) :**
 - 2 essais réalisés avec une gaine transparente en PVC pour essayer d’observer la cinétique de dégradation du coulis lors de la rupture des fils,
 - 1 essai réalisé avec gaine en PEHD
- **2 essais réalisés sur des câbles 5T15 avec gaine en PEHD et avec rupture de plusieurs torons du câble (figure 3) :**
 - 1^{er} câble avec découpes progressives et localisées toron par toron
 - 2^{ème} câble avec découpes réparties sur plusieurs torons

Lors des essais, des capteurs de force permettaient de mesurer les efforts à l’ancrage. Les différentes ruptures ont été filmées. La figure 2 résume le plan d’expériences et la localisation des ruptures progressives de fils ou de torons. La figure 3 détaille la cinématique de découpe des fils lors des deux essais sur câbles 5T15 avec numérotation des fils progressivement découpés, et indique le nombre de fils rompus au moment de la rupture des câbles.

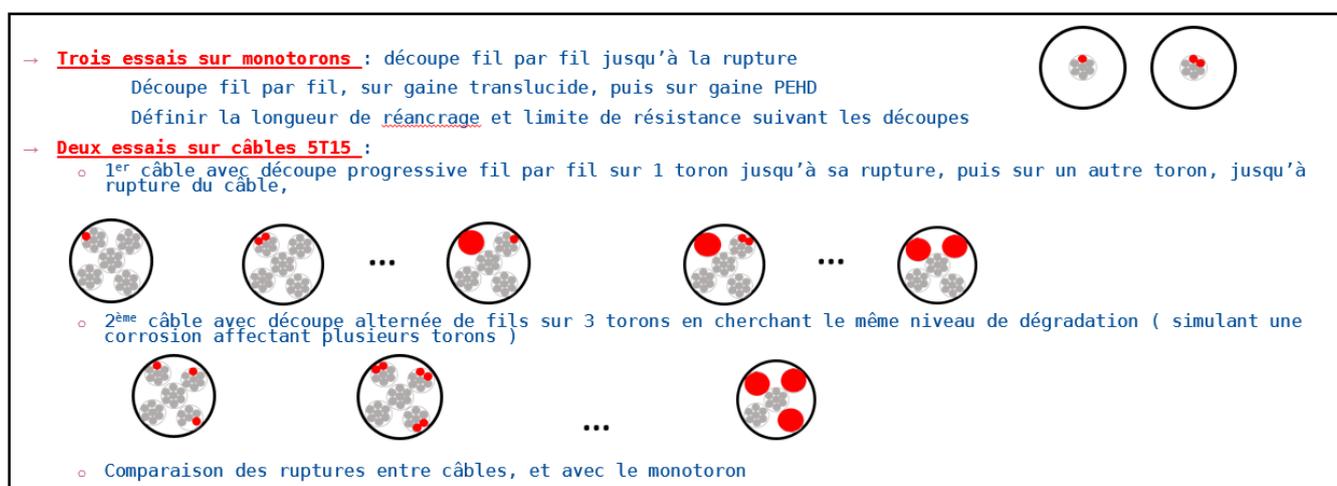


Figure 2 : Plan d’expériences et localisation des ruptures lors des essais menés à l’UGE (Lab SMC, campus de Nantes)

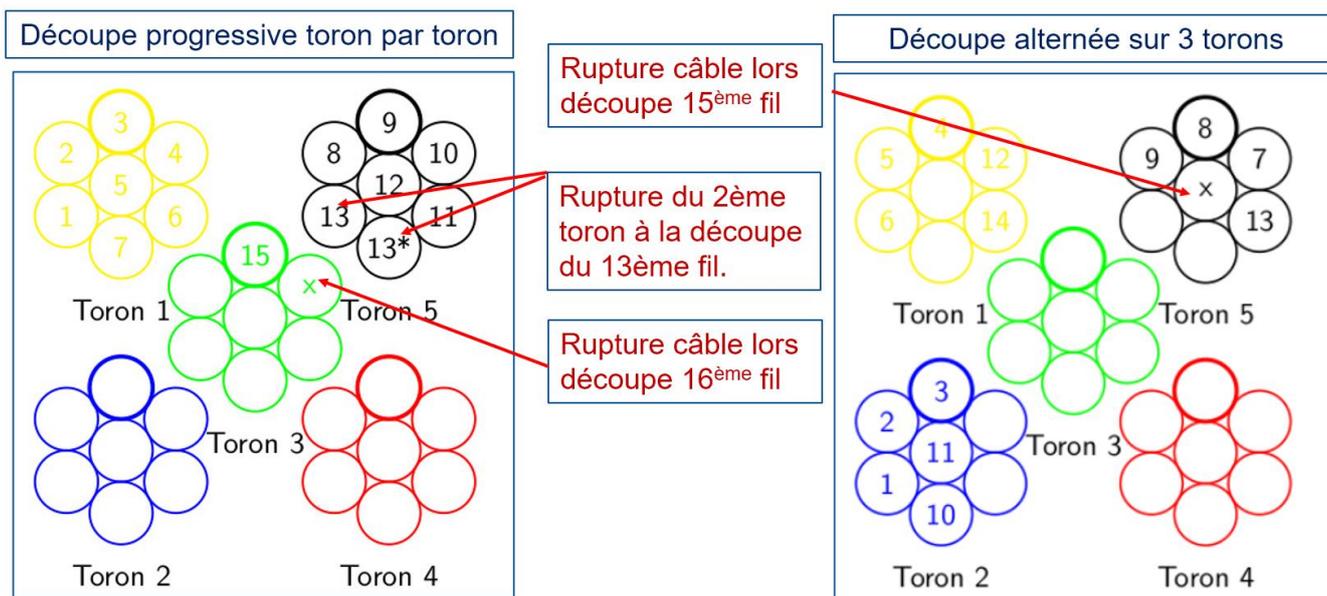


Figure 3 : Cinématique de découpe des fils et indication de la rupture du câble

III.3. Résultats des essais sur monotorons

La tension résiduelle mesurée par le capteur de force à l'ancrage du monotoron diminue systématiquement lorsqu'un fil est coupé (cf. figure 4).

Les ruptures des monotorons se sont produites à la découpe de :

- 6 fils pour le monotoron 1 avec gaine en PVC
- 7 fils pour le monotoron 2 avec gaine en PVC
- 4 fils pour le monotoron 3 avec gaine en PEHD

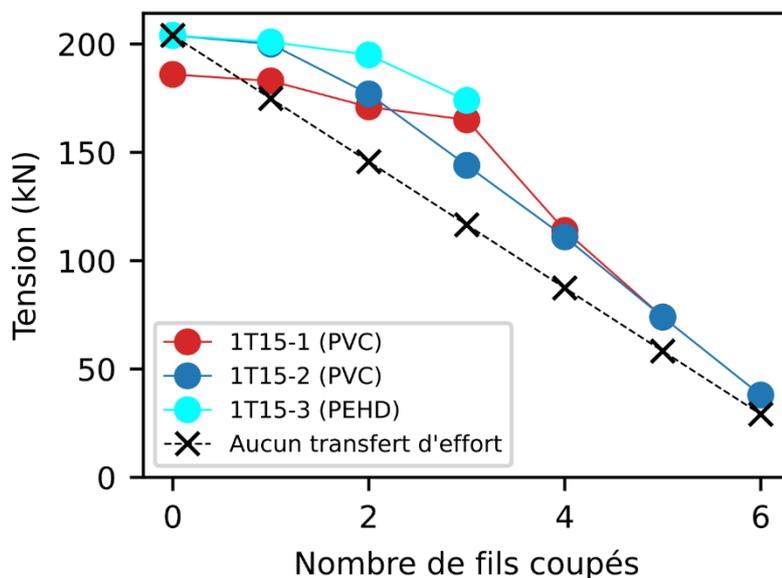


Figure 4 : Evolution de la tension suivant le nombre de fils coupés.

Concernant l'effet du confinement apporté par la gaine pour le report d'effort, la gaine en PEHD reste intègre et donc assure un bon confinement et la mise en compression du coulis permettant une bonne redistribution de la force présente dans le fil coupé sur ses voisins (tableau 1).

Monotoron 3	1 fil coupé	2 fils coupés	3 fils coupés
	-1.5%	-4.4%	-14.7%

Tableau 1 : Evolution de la tension du monotoron n°3 (PEHD) suivant le nombre de fils coupés.

Quant à la gaine en PVC : elle se fissure et cesse ainsi d'assurer le confinement du coulis après un certain nombre de découpes (4 pour le 1er câble et 2 pour le 2e) : ce qui conduit à une fragmentation du coulis de ciment sous l'effet de l'onde de choc. La redistribution des efforts vers les fils voisins est alors faible.

III.4. Résultats des essais sur câble 5T15

Jusqu'à respectivement un nombre de 4 et 5 fils rompus, la tension dans le câble ne baisse que très faiblement (perte de tension de 2 %), puis avec les coupures de fils qui se poursuivent, la tension dans le câble baisse significativement pour atteindre une perte de tension respectivement de 12 % et 19 % juste avant la rupture globale (cf. figure 5 et tableau 2).

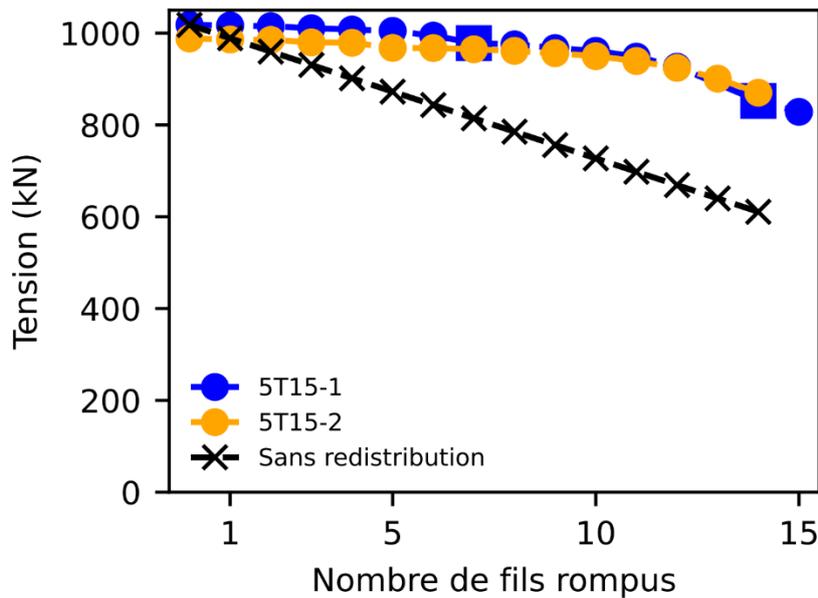


Figure 5 : Evolution de la tension du câble suivant le nombre de fils rompus.

La rupture a été obtenue respectivement quand 15 et 16 fils sur 35 ont été coupés lors de l'essai avec découpes progressives toron par toron et de l'essai avec découpes alternées réparties sur 3 torons : il n'apparaît donc pas de différence sensible entre découpe des fils localisée par toron et répartie sur plusieurs torons (tableau 2)

Câbles 5T15	Evolution des pertes de tension		
	5 fils coupés	10 fils coupés	14/15 fils coupés
Découpes progressives (15 fils)	-1.3%	-5.5%	-18.6%
Découpes alternées (14 fils)	-2%	-3.8%	-11.9%

Tableau 2 : Evolution des pertes de tension des câbles 5T15 suivant le nombre de fils coupés

Le glissement des fils à chaque nouvelle découpe de fils est d'autant plus important que le coulis a été dégradé par les ruptures de fils précédentes ; la rupture d'un nouveau fil peut mobiliser un glissement supplémentaire d'un fil précédemment ancré.

On constate que chaque rupture de fil provoque une redistribution des efforts dans l'ensemble des fils du câble et pas uniquement dans le toron concerné, car sinon, la tension initiale du câble entraînerait la rupture d'un toron à la 3^e ou 4^e ruptures de fils sur ce toron et non pas, comme nous l'avons observé la 6^e et la 7^e rupture sur un toron (figure 6).

Le ré-ancrage des fils rompus se fait avec une bonne redistribution jusqu'à 29 % de section rompue (8/10 fils). Au-delà toute nouvelle rupture impacte sensiblement la tension du câble jusqu'à sa rupture complète à (environ) 43% de section rompue (14/15 fils).

La figure 6 permet également d'évaluer l'importance de la perte de tension du câble, au cours de l'essai, relativement à la tension initiale de chaque fil (30kN).

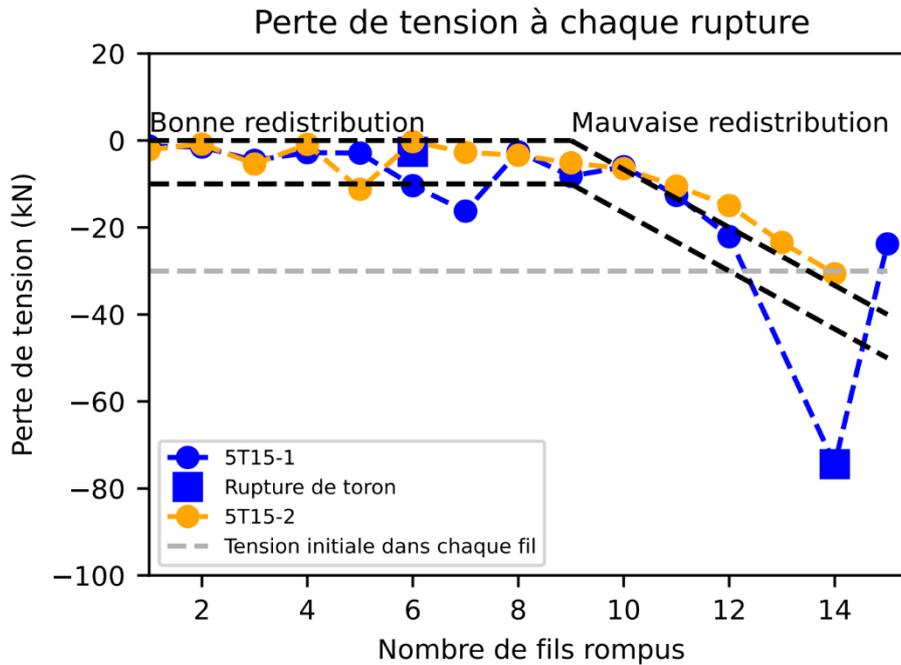


Figure 6 - Perte de tension à chaque rupture de fil

A titre informatif, la société IXO a évalué de 1m (pour le premier fil) à 4,8 m (pour le dernier fil juste avant rupture) la longueur maximale entre la rupture et l'endroit où la déformation du toron central qui n'a pas subi de découpe a retrouvé le niveau de bruit de mesure, soit une « longueur de transfert » de 4,80 m juste avant rupture (figure 7).

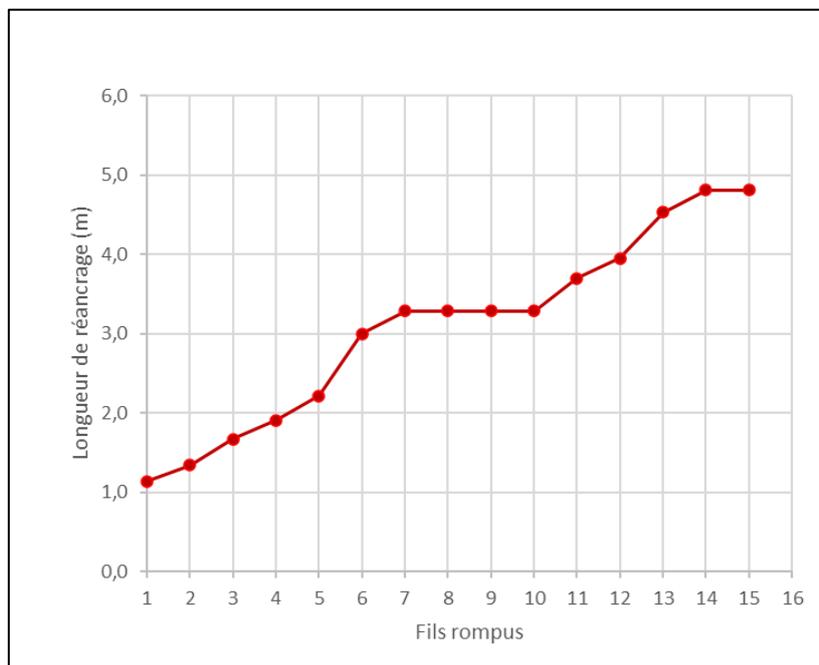


Figure 7 - Evaluation de la longueur de ré-ancrage fonction du nombre de fils rompus, mesures IXO

Cette valeur est la longueur de transfert de la tension sur un toron sain. Elle peut être supérieure sur un toron endommagé. Les jauges placées sur la gaine enregistrent une déformation non négligeable à 3 m (position de la jauge la plus éloignée de la zone de découpe) lors du même essai. La longueur à partir de laquelle l'état du câble n'évolue plus est probablement supérieure. La cinématique du glissement semble

indiquer des longueurs de transfert de l'ordre d'une dizaine de mètres aux derniers niveaux d'endommagement.

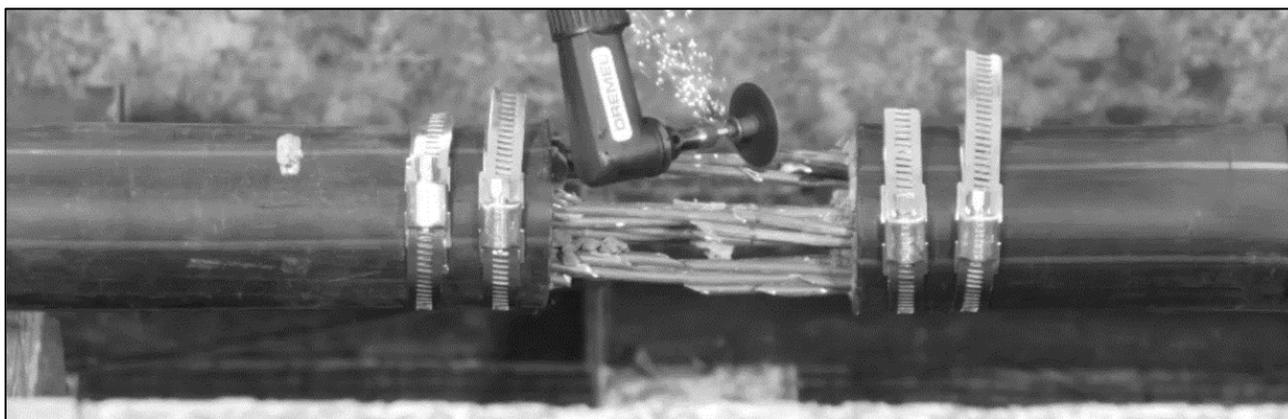


Figure 8 : Découpe de fils en cours lors de l'essai avec découpe alternée répartie sur 3 torons

III.5. Conclusions sur ces essais

Ces essais tendent à mettre en évidence que dans le cas d'un bon confinement par la gaine PEHD et avec un coulis de bonne qualité et des fils non corrodés :

- Le ré-ancrage des fils rompus se fait sur l'ensemble du câble et non sur le seul toron concerné ou du moins sur un nombre de torons voisins important (pour des unités de précontrainte importantes) ;
- Dans le cas des câbles multi-torons (5T15) testés, lorsque le nombre de fils rompus est inférieur ou égal à 5 sur 35 (soit 14%), le report des efforts sur les autres fils est presque total et la force initiale de 1000 kN à l'ancrage est quasiment maintenue ;
- Lorsque le nombre de fils rompus croît de 6 à 15, la force à l'ancrage diminue progressivement pour atteindre environ 800 kN juste avant la rupture du câble. Cette diminution est concomitante d'un glissement sur toute leur longueur d'une partie des fils rompus (soit 7 fils rompus). Dans le cas présent, la rupture des câbles est obtenue pour un nombre de fils rompus de 15 ou 16 sur 35, soit environ 44 % des fils du câble ;
- Le ré-ancrage se produit sur une longueur relativement importante, mais ce résultat est à apprécier en prenant en compte les modalités de l'essai (câbles droits peignés sans enchevêtrement et bien injectés) ;
- Le ré-ancrage sur les fils ou torons voisins par l'intermédiaire du coulis de ciment présent autour des fils/torons est très fortement dépendant du confinement du coulis apporté par la gaine en PEHD ;

Le mode de dégradation qui mène à la rupture est identique qu'il s'agisse de dégradations localisées sur un seul toron, ou généralisées sur plusieurs torons.

III.6. Approfondissements quant à l'impact du confinement apporté par la gaine PEHD et l'injection au coulis de ciment

Les essais effectués confirment les points suivants :

- A chaque rupture de fil dans un toron confiné (gaine PEHD avec coulis de ciment), la perte de tension n'est pas égale à la tension initiale du fil coupé comme dans le cas d'un toron « libre ». En effet le confinement du câble permet un report de la tension. Ce report de tension peut être très élevé dans le cas où le confinement est efficace. Lors de ces essais, il a été obtenu une

conservation jusqu'à une valeur de l'ordre de 90-95% de la tension d'un fil après rupture. Puis, lorsque le confinement se dégrade par suite de l'endommagement du câble, ce report d'effort va diminuer, jusqu'à disparaître. Sur un ouvrage normalement construit, il est probable que cet état ne soit jamais atteint sauf si l'endommagement se produit au même endroit qu'un vide d'injection important, sur plusieurs mètres, ou si la gaine en PEHD se fissure, voire éclate.

- La surtension ou sous tension dans chaque fil dépend alors à la fois du nombre de fils rompus mais aussi de leurs positions. Les forces internes dans le toron confiné entraîneront une meilleure redistribution des efforts et donc une surtension plus faible dans les fils sains du toron endommagé.

Modèles issus des essais

Les essais nous ont permis de déduire deux modèles [8], le premier visant à estimer la longueur affectée par une rupture de fil et le second donnant une estimation conservative des pertes de tensions induites par des ruptures de fils.

Ces deux modèles se basent sur la mesure des distances entre les deux extrémités d'un fil rompu au niveau de la rupture. Nous appelons cette distance g_i pour le fil i .

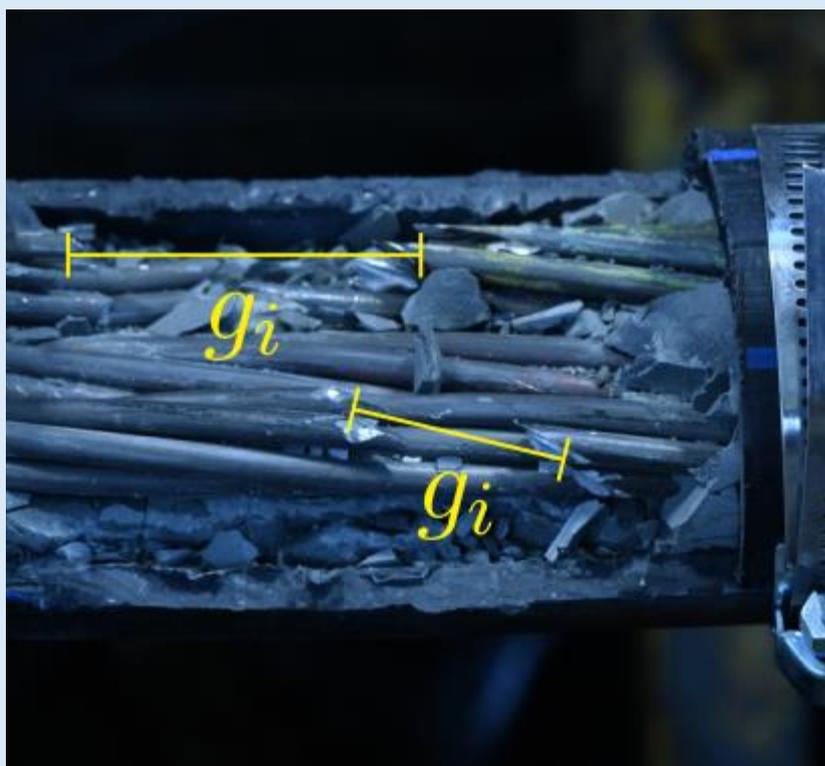


Figure 9 : définition des distances « g_i »

Longueur de ré-ancrage :

Soit e_0 la déformation initiale dans le fil (calculée avec $e_0 = T/ES$, T étant la tension dans le câble, $E=200$ GPa le module de déformation en traction-compression d'un toron et S la surface totale de l'acier car ni le coulis, ni la gaine ne reprennent la tension de précontrainte (soit une section de 150 mm^2 pour un toron T15S).

Par exemple sur les essais effectués, un câble 5T15S supportant 1000 kN de tension nous permet d'obtenir une déformation $e_0 = 6,7 \cdot 10^{-3}$

Suivant ces deux hypothèses sur les mécanismes de ré-ancrages [8], on obtient une longueur de ré-ancrage comprise entre $g_i/2e_0$ et g_i/e_0 de part et d'autre du point de rupture (à multiplier par 2 pour avoir la longueur totale de câble non solidaire du coulis après rupture de fils). La première hypothèse est plus conservatrice que la seconde, mais la seconde est plus « raisonnable » donc probablement plus proche de la réalité.

Ces deux approximations sont principalement valables en cas de rupture de fils. Après rupture d'un toron les hypothèses sur lesquels ces approximations sont basées sont fragilisées du fait de l'impact de la rotation du toron [10] (la longueur de ré-ancrage est surestimée).

Nous obtenons ainsi, en application numérique, pour un glissement de 1 cm , une longueur de ré-ancrage de part et d'autre de la rupture comprise entre 75 cm et $1,5 \text{ m}$. Pour un glissement de 5 cm , cette longueur de ré-ancrage est alors comprise entre $3,7 \text{ m}$ et $7,5 \text{ m}$.

Perte de tension :

La perte de tension dans un toron produit deux effets : le déplacement des fils rompus et la rotation du toron. Le modèle suivant néglige la rotation du toron et cesse donc d'être valide lorsqu'elle n'est pas négligeable. Le modèle est donc conservatif dans la mesure où négliger cette donnée ne surévalue pas la perte de tension.

Un glissement g_i dans un fil entraîne une diminution de la tension du câble de : $E S_{\text{fil}} g_i / L_0$ avec :

- E le module de Young de l'acier (200 GPa),
- S_{fil} la surface du fil (environ 21 mm^2 dans un T15S)
- L_0 la longueur totale du câble.

Ainsi, pour un câble de 50 m , un glissement de 1 cm sur un fil donne une estimation de perte de tension liée à cette rupture égale à $0,8 \text{ kN}$ ($4,2 \text{ kN}$ pour un glissement de 5 cm).

IV. Caractérisation des effets de la rupture de fils avec des monotorons clairs non injectés

IV.1. Essais destinés à caractériser le comportement à rupture

Si les monotorons sont d'usage plutôt rare en précontrainte extérieure sur les ouvrages modernes, ils peuvent néanmoins se rencontrer sur quelques ouvrages anciens (graissés ou enduits de bitume lors du guipage). Par ailleurs, il est utile d'apprécier le comportement du toron clair isolé en comparaison du toron au sein d'un faisceau parfaitement injecté tel qu'il ressort des essais ASFA menés à Nantes (cf. ci-dessus).

Sous l'égide de l'ASFA, indépendamment et préalablement aux essais sur câbles de Nantes, des essais ont été menés par le Cerema Hauts de France à Lille sur des monotorons clairs. Les objectifs de ces essais étaient de « déterminer la résistance résiduelle de torons de précontrainte dégradés et de tenter d'expliquer cette résistance en identifiant un mécanisme de redistribution de la tension entre les fils intacts ».

En préalable à ces essais, des torons intacts ont été testés à Lille suivant deux situations :

1. Jusqu'à rupture pour déterminer les performances mécaniques de référence et pour s'assurer de la tenue des jauges collées aux allongements atteints : deux torons testés
2. En flexion déviée avec mesure des allongements des fils périphériques afin de contrôler la répartition des tensions dans les fils jusqu'aux premières ruptures de fils : deux torons testés.

Les essais sur torons dégradés ont porté sur trois situations de monotorons clairs T15.7 issus d'un même lot, à savoir :

3. Un fil est coupé (ou préalablement rompu) : quatre torons testés
4. Un fil est endommagé ponctuellement : quatre profondeurs d'entailles testées sur quatre torons distincts
5. Les fils extérieurs du toron sont corrodés superficiellement : quatre torons testés

Dans cet article nous nous concentrerons sur la présentation des résultats concernant les situations 3 et 4. Nous donnerons quelques résultats relatifs à la situation 5.

Les essais ont été réalisés sur le banc de traction et sur le banc de traction déviée du laboratoire de Lille (figure 11).

Pour mémoire, les torons T15.7 sont constitués de 6 fils périphériques de diamètre 5 mm, et d'un fil d'âme de diamètre légèrement supérieur à 5 mm. L'effort à la rupture garanti (suivant fpk) est de 40 kN par fil. L'effort admissible à l'ancrage (suivant 0,8 fpk) est de 32 kN par fil.

Il est à noter une différence importante quant aux conditions de mesure des tensions entre ces essais sur monotorons et les essais menés sur câbles : pour ces derniers on mesure la redistribution de tension de câbles tendus sous un allongement constant alors que sur les bancs de traction de Lille, l'allongement augmente ce qui fait croître la tension jusqu'à la rupture du premier fil puis, après chaque rupture de fil, jusqu'à la fin de la phase élastique. La vitesse de chargement était faible (les essais ont duré près de 10 minutes avant la première rupture, afin d'écartier ou de limiter les effets dynamiques).

IV.2. Essais sur torons intacts

La traction a été menée jusqu'à 2% d'allongement (situation n°1, figure 10) sur un échantillon de 600 mm de longueur libre entre ancrages. La tension dans les six fils périphériques est pratiquement identique. Le but de cet essai était de vérifier la bonne tenue des jauges dans la zone d'étude. La tension dans le fil d'âme (en pointillé sur la figure) est obtenue par soustraction des tensions dans les six autres fils de la tension appliquée sur le toron (ce fil particulier n'étant pas accessible pour y placer une jauge) : elle est à peine supérieure à celle des six autres fils.

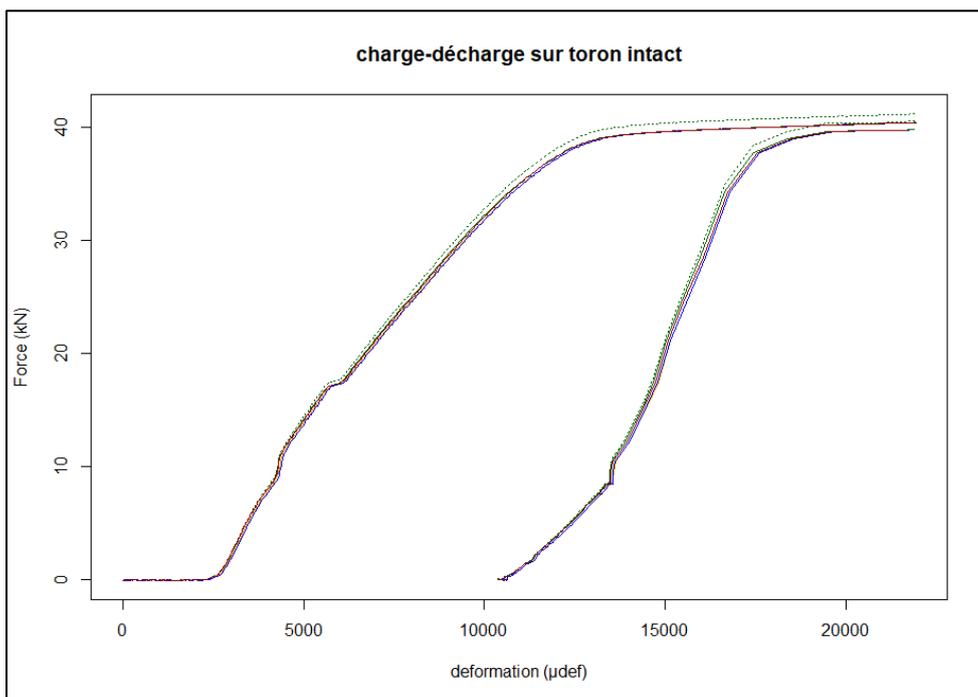


Figure 10 – Répartition des tensions dans les fils d'un toron lors d'une charge-décharge élastoplastique.

IV.3. Détails des expérimentations sur torons dégradés

Situation n°3

Les **essais avec un seul fil coupé** (figures 11 et 12) visent à déterminer la répartition (après stabilisation) des tensions entre les différents fils intacts d'un toron, ainsi qu'à mesurer la tension dans le fil d'âme du toron : celui-ci, en effet, n'est pas accessible à l'instrumentation par jauges sans coupure d'un fil périphérique. La jauge sur le fil coupé est placée à 150mm de la coupure.

L'essai n'a pas été conduit jusqu'à la rupture (le retour à zéro des tensions est lié au déchargement) ; les tensions sont restées dans le domaine élastique.

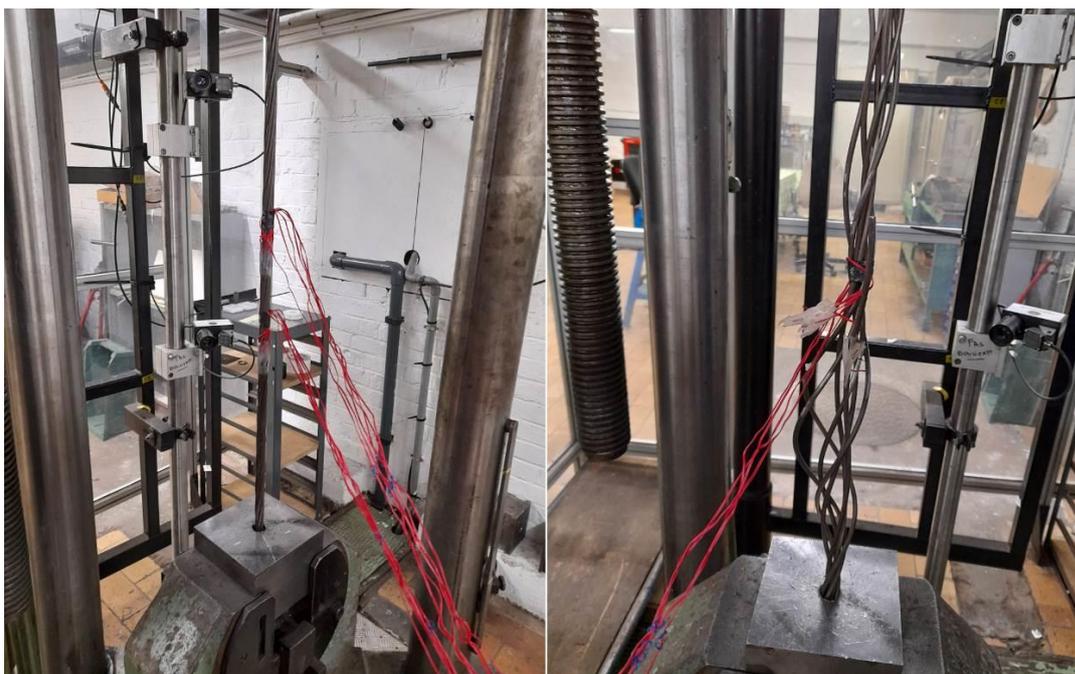


Figure 11 - Banc de traction et toron instrumenté avant puis après rupture complète du toron

La figure 12 présente les déformations mesurées sur les fils et permet d'observer la participation des différents fils d'un toron dont un fil périphérique (le fil vert foncé n°1) a été coupé avant mise en tension du toron. Les couleurs permettent de distinguer les ensembles de fils (1 à 4) qui ont une réponse similaire lors de la mise en tension du toron.

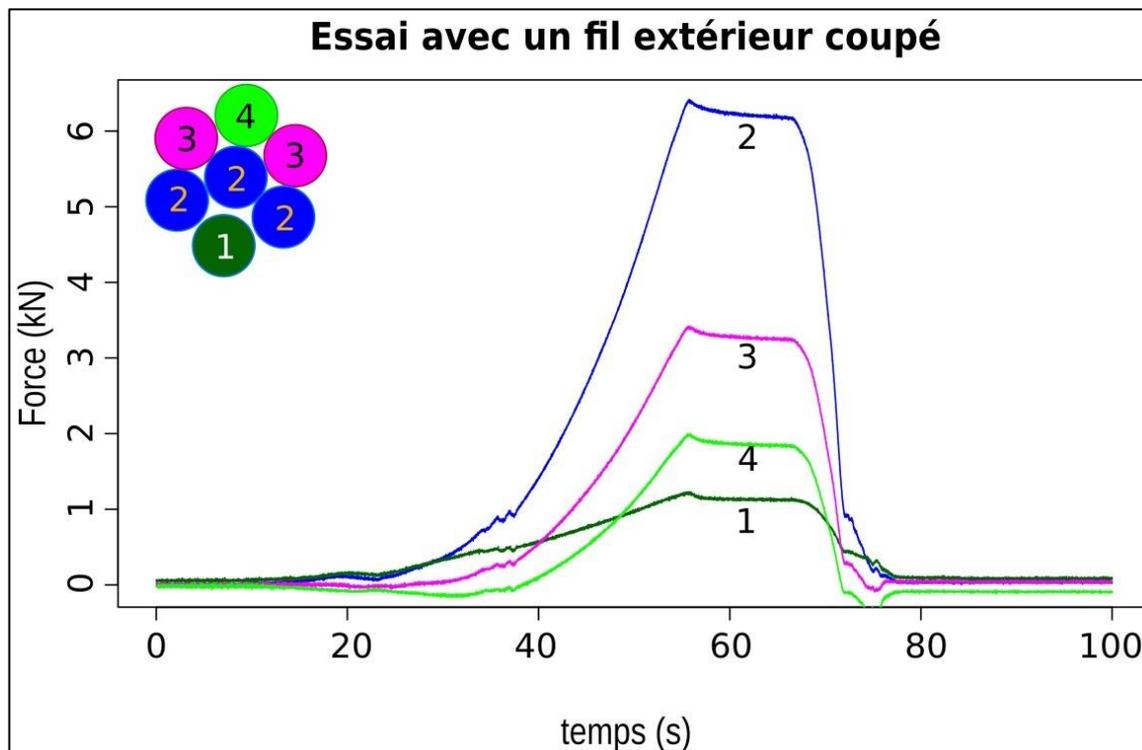


Figure 12 :

Participation des fils d'un toron à la reprise des efforts consécutive à la rupture préalable d'un fil.

L'analyse de ces courbes (figure 12) montre que la tension imposée par la machine est reprise à 65% par les trois fils adjacents (2) au fil coupé (dont le fil d'âme) : ces trois fils (2) ont une tension quasi identique. Le reste de la tension (35%) est repris par les trois autres fils (fils 3 et fil 4), qui sont des fils périphériques plus éloignés : leurs tensions sont nettement moins homogènes que les fils les plus tendus.

La répétabilité de l'expérience sur 4 torons testés était satisfaisante. Ces essais ont donc mis en évidence :

- une redistribution hétérogène entre les fils intacts,
- une participation intégrale du fil d'âme à la résistance résiduelle.

Remarques :

- La tension individuelle des fils ne peut être déduite de la déformation (mesurée directement) que dans le domaine élastique du chargement ; on ne connaît que la résultante des tensions, qui doit faire équilibre à la charge imposée au toron dans son ensemble.
- La déformation résiduelle du fil coupé (1) n'est pas tout à fait nulle (figure 12) : cela peut s'expliquer par son frottement contre les trois fils adjacents encore intacts (fils 2) et éventuellement par un effet complémentaire du toronnage.

Situation n°4

Les **essais avec un fil entaillé** visaient à s'assurer de la contribution à l'effort du fil sur l'ensemble du toron en fonction de la profondeur de l'entaille et à examiner la différence de tension de part et d'autre de l'entaille (donc la transmission de l'effort à travers une section affaiblie). Ces essais ont été menés à rupture.

Les quatre profondeurs d'entaille ont été de (dans l'ordre de l'expérimentation) : 1,4 mm, 1,098 mm, 1,115 mm et 1,141 mm.

Dans ces quatre cas, la rupture du fil entaillé a eu lieu avant d'atteindre la limite élastique conventionnelle.

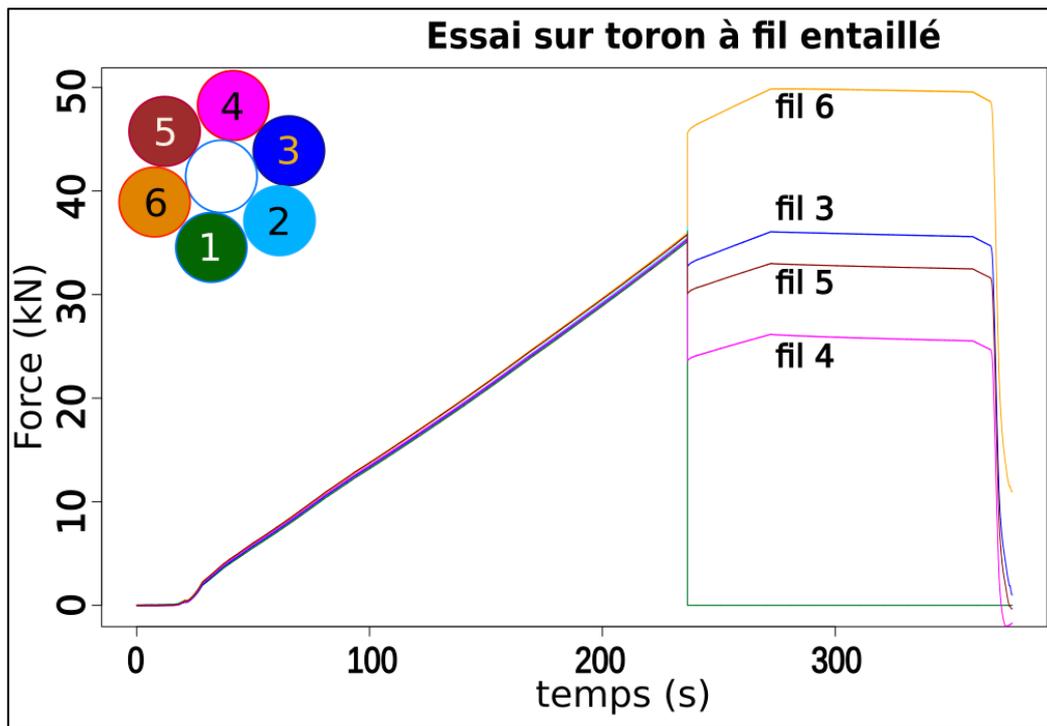


Figure 13 - Répartition des tensions avec fil entaillé

Avant rupture du fil entaillé (1), les enregistrements (figure 13) montrent que malgré la section dégradée d'un des fils, la tension se répartit également entre les fils : la déformation du fil entaillé est identique à celle des autres fils (à 30 mm de part et d'autre de la section réduite) jusqu'à la rupture obtenue pour 32 kN par fil (ce qui correspond à une contrainte de 1500 MPa pour un fil intègre non entaillé).

Après rupture du fil entaillé, la tension se redistribue dans les autres fils en diminuant à mesure que l'on s'éloigne transversalement du fil rompu.

La répartition des tensions suit une logique voisine de celle observée avec un fil préalablement coupé (situation n°3) : le fil adjacent (6) au fil entaillé (et rompu) a une déformation comparable à celle de la situation n°3 (on est encore en phase élastique). De même les tensions dans les fils 2 et central (7) sont retrouvées proches après recalcul (*) ; les autres fils ont une tension inférieure de 20 à 25% à celle des fils adjacents.

(*) La tension dans le fil 2 n'est pas mesurable du fait de la rupture de la jauge lors du choc alors que la tension dans le fil central (7) n'est pas accessible. Cependant ces tensions peuvent être déduites de la tension totale. En supposant que les trois fils adjacents au fil coupé (et rompu) sont identiques, la tension totale serait $3 \times 45\text{kN}$ (fils 2, 6 et 7) + 25kN + 30kN + 34kN = 224kN : on retrouve bien la tension totale avant rupture soit $7 \times 32\text{kN}$ = 224kN . Les tensions des fils 2 et central (7) sont donc proches de celle du fil 6.

On peut noter toutefois que la répartition des tensions est moins homogène que lors de l'essai sur fil coupé et aussi que, dans les conditions de l'essai, la tension dans le fil 6 (45 kN immédiatement après la rupture du fil 1) excède rapidement et sensiblement l'effort « garanti » à rupture.

Lors de cette série sur fil entaillé, la répétabilité a été médiocre : après la rupture du premier fil (et a fortiori lors des ruptures suivantes), il s'ensuivait un choc au cours duquel les fils du toron se réarrangeaient à l'intérieur du mors de la machine, entraînant une perte partielle de contact et une disparité des tensions difficile à justifier par une règle unique.

Situation n° 5

Une série de quatre torons a été exposée à une corrosion superficielle à l'air et à l'eau pendant six mois ; il a été constaté une perte de masse de 8 grammes sur 1,47 kg (0,5 %). C'est une corrosion légère mais qui peut se rencontrer sur des ouvrages réels.

Lors de quatre expériences réalisées sur fils corrodés (fils périphériques corrodés superficiellement), les fils se sont rompus simultanément et à mi-distance des ancrages de l'échantillon à 288 kN (soit pratiquement la résistance du toron intact).

Remarque : Sur la machine du laboratoire de Lille, cet effet de rupture simultanée est difficile à provoquer sur des torons intacts. Il est possible que cette rupture instantanée sur les torons corrodés ne soit pas l'effet de la corrosion elle-même en tant que perte de masse ou de résistance à la rupture mais un effet de frottement (en particulier au niveau des clavettes) qui aurait favorisé une participation égale des fils au point de les rompre simultanément.



Figure 14 - Echantillons de torons corrodés.

IV.4. Conclusions sur les essais sur monotorons clairs non injectés

Les deux situations avec fil coupé et fil entaillé révèlent la disparité du mécanisme de rupture sur la redistribution des tensions dans les fils d'un toron clair. Il est à noter que la situation avec fil entaillé représente la situation la plus proche d'une dégradation réelle où un seul fil d'un toron non injecté serait endommagé puis viendrait à se rompre brutalement.

La distribution de tension entre fils n'est pas égale après affaiblissement, contrairement à ce qui a été vu pour la tension individuelle des torons à l'intérieur d'un câble. Même si une règle de répartition des tensions entre les fils après rupture d'un fil se dégage, elle est assez hétérogène avec des surtensions possibles sur un ou deux fils. En conséquence, si la rupture complète d'un toron clair non injecté est moins violente que celle d'un toron injecté, elle est moins prévisible et peut être initiée dès la rupture d'un seul fil.

Toutefois, outre l'écart d'échelle entre ces deux familles d'essais, la différence tient aussi au fait que l'intrication des fils dans un toron unique, clair, rend leur interaction, ou synergie, bien différente de celle des torons arrangés et maintenus parallèles à l'intérieur d'un conduit.

Par ailleurs, il n'a pas été possible de mettre en évidence un affaiblissement du toron lié à une corrosion superficielle légère sur ces échantillons.

A propos d'études effectuées sur des câbles de suspension

[1] Une recherche menée par le LCPC [9] sur une approche probabiliste de la résistance résiduelle des câbles de suspension a permis de mettre en œuvre une démarche expérimentale et numérique pour acquérir des données caractéristiques de fils constitutifs de torons de suspensions déposées au pont de Tancarville et d'Aquitaine, puis pour élaborer un modèle probabiliste du comportement d'un toron par simulation numérique en intégrant des données modélisées à partir des informations obtenues et des règles adéquates de redistribution/ré-ancrage entre fils. Le modèle probabiliste obtenu a permis de calculer la loi de probabilité de la résistance résiduelle du câble, et de fournir la réponse du câble (moyenne, dispersion, probabilité de rupture) observée dans un état donné (c'est-à-dire constitué de plus ou moins de fils corrodés).

Bien que ce modèle nécessite des adaptations pour l'appliquer à un câble de précontrainte extérieure, car les torons issus de suspension n'ont pas la même configuration que les torons de précontrainte extérieure, on peut néanmoins extraire de cette recherche que les essais de traction réalisés sur les fils corrodés des torons ont montré une résistance moyenne de 1240 MPa avec un coefficient de variation de 16,4 % pour une résistance moyenne sur fils sains de 1510 MPa avec un coefficient de variation de 4 %, soit une perte moyenne de capacité portante de 18 % pour des fils corrodés.

(2) La répartition d'effort dans les torons endommagés libres a été étudiée par MacDougall et Barlett dans le cadre de leurs travaux menés de 2002 à 2006 [7]. Lorsque le toron n'est plus libre, la géométrie de la répartition des tensions est conservée et les différences de tensions dans les fils sont considérablement moindres.

V. Gestion du risque en fonction de la perte de section

V.1. Principes retenus pour la gestion du risque

La note d'information « Gestion des câbles corrodés de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment » [12] rappelle les investigations et expertises à conduire en cohérence avec l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art.

En effet, beaucoup d'incertitudes existent : hétérogénéité de tension entre fils et entre torons, ré-ancrage variable voire incertain, effet de la corrosion sur la résistance résiduelle à la rupture, valeur de la tension moyenne... La perte de section du câble, en pourcentage, est finalement un indicateur insuffisant vis-à-vis du risque pour les tiers impactés directement par la rupture d'un câble, en particulier avec un processus évolutif comme celui de la corrosion.

Le principe proposé pour la gestion du risque repose principalement sur l'acceptation d'une augmentation moyenne de tension dans les fils restants jusqu'à une limite maximale de $\min(0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k})$, ce qui représente la tension initiale maximale réglementaire aux ancrages sur **un câble sain**. Cette limite assure que les fils restent dans leur zone élastique tout en tenant compte de l'hétérogénéité des tensions entre fils.

Cette limite est très dépendante de l'effort réel de précontrainte. Aussi, ce principe suppose la connaissance fine de l'effort de précontrainte obtenu par un recalcul récent, suivant les hypothèses les plus proches de la réalité et prenant en compte les pertes différées.

La note d'information développe également différentes considérations quant aux conséquences de la corrosion. Il faut en effet rappeler qu'un câble corrodé, même par dissolution, est sujet à une perte de résistance indépendamment de sa perte de section. A fortiori, en cas de présence de piqûres, cratères ou défauts de corrosion localisés, la perte de résistance et de ductilité est importante. Ainsi, en présence de microfissures, il existe un risque de rupture immédiat de l'armature (propagation « instantanée » d'une fissure après coalescence).

Ces pertes ne sont pas quantifiables hors méthode destructive par prélèvements et essais de traction : ce sont des éléments d'appréciation qui justifient à eux seuls des précautions, d'autant que le phénomène peut être étendu.

C'est pourquoi le logigramme décisionnel proposé dans la note laisse une large part à l'expertise.

Rappel : les considérations développées dans la note d'information et ci-après ne sont en aucun cas applicables aux câbles à injection souple.

V.2. Détermination numérique du risque conventionnel de rupture

La note d'information propose un calcul dit « conventionnel » du risque de rupture des câbles injectés au coulis de ciment. Il est conventionnel en ce sens qu'il ne prend pas en compte la dynamique de rupture proprement dite, c'est-à-dire l'accumulation de ruptures successives de fils qui régissent les ré-ancrages puis, in-fine, les tensions résiduelles, et qui ont un impact sur la rupture finale. Néanmoins, un recalage avec les essais réalisés à l'UGE de Nantes permet de vérifier que le principe proposé présente une précision suffisante, en pratique, pour l'application d'un logigramme décisionnel qui se veut simple à aborder.

Afin de réaliser une application numérique, il est pris en compte ci-après une longueur forfaitaire de ré-ancrage, sans adhérence, de 5m, de part et d'autre de la rupture, hors zones d'ancrages du câble. Cette longueur peut correspondre au cas d'un ouvrage dont les gaines sont déjà dégradées.

En pratique, il convient d'être très prudent sur le choix de cette longueur de ré-ancrage, car elle est variable suivant la configuration du câble, les caractéristiques de la gaine, la qualité de l'injection, le nombre de fils totaux rompus à la rupture finale... Une longueur faible par rapport à la longueur du câble est sécuritaire. En cas de doute, une longueur nulle peut être prise, ce qui revient à considérer que l'endommagement n'a pas causé de perte de tension.

Les pertes de section proprement dites (réduction de la surface des fils) ne sont évidemment pas prises en compte : dans le cas où le fil est corrodé en surface, sa pleine section est retenue et dans le cas où le fil est entamé, alors il doit être considéré comme coupé.

On considère un câble de longueur totale L et une rupture de fils (coupure) provoquant un ré-ancrage sur une longueur totale L' (figure 15).

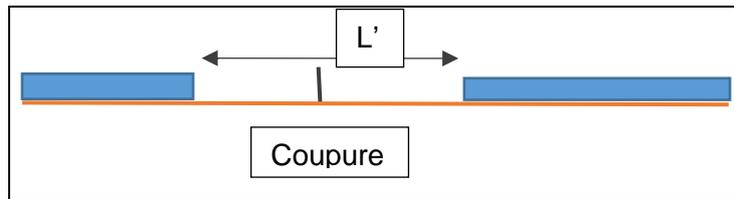


Figure 15 : Câble avec zone endommagée

On précise les notations suivantes :

- A_p : section de précontrainte initiale
- E_p : module de déformation de l'acier de précontrainte
- σ_{p0} : contrainte effective (après pertes) dans le câble au droit de la section endommagée avant toute rupture de fils
- σ_p' : contrainte dans le câble après rupture de fils (coupure) en zone de coulis non adhérent
- ϵ_{p0} : déformation dans le câble avant toute rupture de fils
- A_c : section du coulis de ciment (après prise en compte de la section du câble)
- E_c : module de déformation du coulis de ciment
- A_p' : section de précontrainte après rupture de fils (coupure)
- $\Delta\epsilon'$: variation de déformation du câble dans la partie du câble non solidaire du coulis
- $\Delta\epsilon$: variation de déformation du câble et du coulis dans la partie du câble solidaire du coulis
- L : longueur de câble
- L' : longueur de câble non solidaire du coulis après rupture de fils (zone autour de la coupure)
 - . $L' = 2 \times$ longueur de ré-ancrage si la rupture de fils a lieu en partie courante du câble
 - . $L' =$ longueur de ré-ancrage si la rupture de fils a lieu à proximité d'une tête d'ancrage
- F_0 : effort dans le câble avant toute rupture de fils
- F_1 : effort dans le câble après rupture de fils (coupure)

Mise en équation du problème

La mise en équation du problème repose sur la conservation, après rupture de fils, de la longueur du câble entre les ancrages et sur l'égalité de l'effort de traction dans le câble le long de sa section, que le coulis soit solidaire du câble ou non.

➤ F_0 : force dans le câble avant rupture de fils : $F_0 = A_p \cdot \sigma_{p0} = A_p \cdot E_p \cdot \epsilon_{p0}$ (Eq1)

F_1 : force dans le câble après rupture de fils (coupure) :

- pour la partie du câble solidaire du coulis : $F_1 = A_p \cdot E_p \cdot (\epsilon_{p0} + \Delta\epsilon) + A_c \cdot E_c \cdot \Delta\epsilon$
- pour la partie du câble non solidaire du coulis : $F_1 = A_p' \cdot E_p \cdot (\epsilon_{p0} + \Delta\epsilon')$

➤ Soit : $A_p \cdot E_p \cdot (\epsilon_{p0} + \Delta\epsilon) + A_c \cdot E_c \cdot \Delta\epsilon = A_p' \cdot E_p \cdot (\epsilon_{p0} + \Delta\epsilon')$ (Eq2)

Comme la longueur entre ancrages d'extrémité du câble est conservée il en résulte :

➤ Conservation de la longueur entre ancrages : $\Delta\epsilon \cdot (L - L') + \Delta\epsilon' \cdot L' = 0$ (Eq3)

La résolution de ces équations permet de déterminer $\Delta\epsilon$ et $\Delta\epsilon'$

Contrainte dans le câble dans la partie du câble non solidaire du coulis :

En posant $\alpha = A_p'/A_p$ et $\beta \approx 1.1 \times L'/(L - L')$, avec les approximations explicitées ci-après, on obtient :

$$\sigma_p' = \sigma_{p0} \times (1 + \beta) / (\alpha + \beta) \quad (\text{Eq4})$$

Le calcul exact est $\beta = L'/(L-L') \cdot [(Ac \cdot Ec)/(Ap \cdot Ep) + 1]$; il est arrondi à $\beta \approx 1.1 \times L'/(L-L')$. En effet, dans les cas courants, suivant le fascicule 65 §7.2.2.1.2, le diamètre intérieur minimal des gaines est fixé à $D_{min} = 1.8\sqrt{Ap}$, soit : $Ac=1.54 Ap$ et $Ac.Ec/Ap.Ep + 1 = 1.08$ avec un module du coulis de 10 GPa.

L'équation 4 peut aussi s'écrire en posant $\gamma' = \sigma_p'/\sigma_{p0}$: $\gamma' = (1 + \beta)/(\alpha + \beta)$.

Calcul de la proportion critique de fils rompus à partir de laquelle un câble présente un risque de rupture, à partir des caractéristiques garanties.

En considérant que la tension dans le câble ne doit pas dépasser (cf. EC2.1 §5.10.2.1) :

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k})$$

Le risque conventionnel de rupture du câble est avéré si la tension σ_p' dans le câble atteint $\sigma_{p,max}$:

Soit $\alpha_{crit} = [(1+\beta)/(\sigma_{p,max} / \sigma_{p0})] - \beta$, avec σ_{p0} = tension avant toute rupture de fils

Le nombre critique de fils rompus est : $N_{crit} = (1 - \alpha_{crit}) \cdot NI$, avec NI nombre total de fils du câble avant toute rupture de fils.

Application numérique

L'application numérique est réalisée à partir des caractéristiques garanties des câbles de précontrainte. Ce sont ces caractéristiques qui seront à considérer en pratique sur les ouvrages réels soit $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ pour des câbles équipés de torons T15S (section $Ap = 150\text{mm}^2$).

A) Application numérique pour **un câble 5T15S de 50 m** tendu à 0,8 f_{pk} et pour lequel la longueur de ré-ancrage est d'environ 5 m, suivant la perte de tension par rapport à la tension initiale :

- Cas où la rupture est éloignée d'une tête d'ancrage ($L' = 2 \times 5 \text{ m} = 10\text{m}$; $\beta = 0,28$)
 - **Si 15 % de perte** : $\alpha > 0,81$, soit risque de **rupture avérée si 19 % de fils coupés**
 - **Si 20 % de perte** : $\alpha > 0,75$, soit risque de **rupture avérée si 26 % de fils coupés**
- Cas où la rupture est proche d'une tête d'ancrage ($L' = 5\text{m}$; $\beta = 0,12$)
 - **Si 15 % de perte** : $\alpha > 0,83$, soit risque de **rupture avérée si 17 % de fils coupés**
 - **Si 20 % de perte** : $\alpha > 0,78$, soit risque de **rupture avérée si 22 % de fils coupés**

Il en résulte des variations de la tension de câble de 50 m en fonction du % de fils coupés et en fonction de la longueur de ré-ancrage comme suit :

B) Application numérique **pour un câble 19T15S de 100 m** tendu à 0.8 f_{pk} et pour lequel la longueur de ré-ancrage est d'environ 5 m, suivant la perte de tension par rapport à la tension initiale :

- Cas où la rupture est éloignée d'une tête d'ancrage ($L' = 2 \times 5 \text{ m} = 10 \text{ m}$; $\beta = 0,12$)
 - **Si 20 % de perte** : $\alpha > 0,78$, soit **risque conventionnel de rupture si 22 % de fils coupés**
 - **Si 25 % de perte** : $\alpha > 0,72$, soit **risque conventionnel de rupture si 28 % de fils coupés**
- Cas où la rupture est proche d'une tête d'ancrage ($L' = 5 \text{ m}$; $\beta = 0,06$)
 - **Si 20 % de perte** : $\alpha > 0,79$, soit **risque conventionnel de rupture si 21 % de fils coupés**
 - **Si 25 % de perte** : $\alpha > 0,74$, soit **risque conventionnel de rupture si 26 % de fils coupés**

Remarque : A titre de vérification, il est intéressant d'évaluer l'impact de la chute de tension (F1/F0) qui résulte de la longueur d'ancrage retenue sur le résultat : $F1/F0 = \alpha (1 + \beta) / (\alpha + \beta)$.

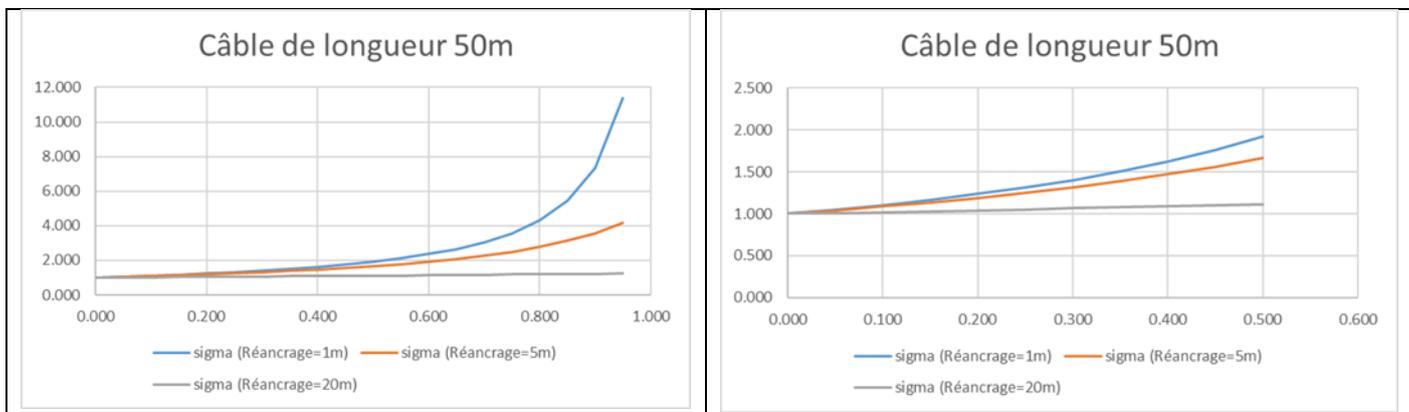


Figure 16 : Tracé théorique de la variation de contrainte (ordonnée) dans la partie non solidaire du coulis d'un câble de 50 m en fonction du rapport du nombre de fils coupés au nombre total (0 à 1.00 en abscisse) et en fonction de la longueur de ré-ancrage, sans application d'une contrainte limite de rupture.

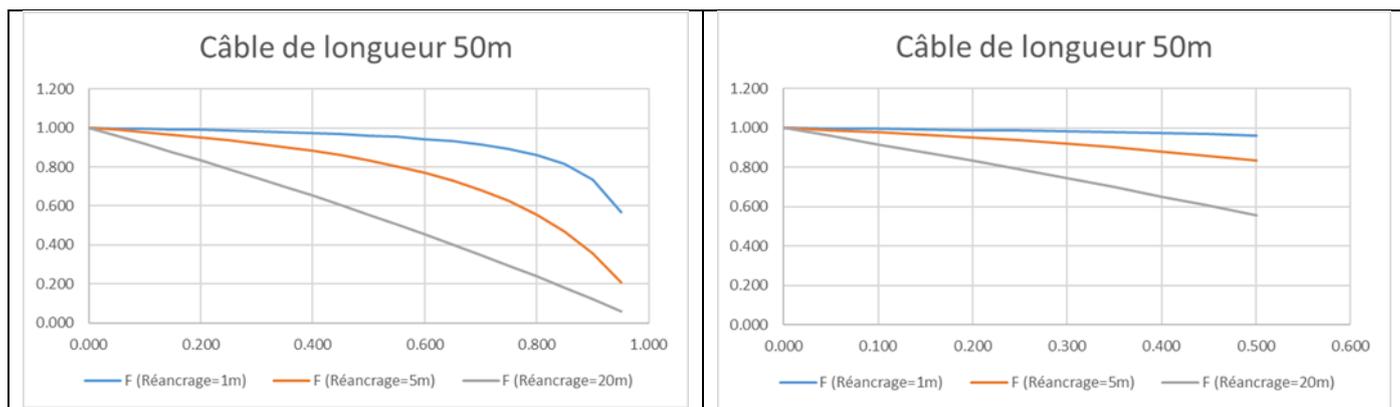


Figure 17 : Tracé théorique de la variation de la tension d'un câble de 50 m (ordonnée) en fonction du rapport du nombre de fils coupés au nombre total (0 à 1.0 en abscisse) et en fonction de la longueur de ré-ancrage, sans application d'une contrainte limite de rupture

V.3. Application et comparaison avec essais ASFA

Pour cette application, et afin d'être au plus proche des conditions de laboratoire, les caractéristiques réelles (mesurées) des câbles, obtenues préalablement en laboratoire sont considérées et non les caractéristiques garanties (ou conventionnelles).

Longueur des câbles : L= 50 m

Fpk = 1860 MPa

FpU = 1970 MPa (résistance ultime mesurée)

$\sigma_0 = 1302$ MPa (tension initiale après pertes : 12.5% $\Rightarrow 1302 = 0,8 \times Fpk \times 0,875$)

Câble injecté avec gaine en PEHD

Rapport maxi de tension à la rupture : $\gamma' = FpU / \sigma p0 = 1970/1302 = 1,51$.

La rupture aura lieu si $\gamma' > 1,51$

Suivant la longueur L' (longueur de câble non solidaire du coulis après rupture de fils) :

- (L'= 1 à 2 m) rupture si $\gamma' > 1,5$ soit 35% de fils coupés
- (L'= 10 m) rupture si $\gamma' > 1,5$ soit 43% de fils coupés

Le dernier résultat est proche du constat obtenu lors des essais ASFA réalisés sur le banc de 200 m (UGE) : rupture amorcée ou sensible à partir de 29 % de fils coupés (10 fils) et rupture finale au-delà de 43 % de fils coupés (15 fils). Cf. figure 5.

V.4. Les trois cas de sécurité à considérer

Des mesures de précaution doivent être mises en œuvre bien avant que le niveau ultime de perte de section du câble soit atteint (soit si $\sigma p'$ atteint $\sigma_{p,max}$) : à ce niveau de fils rompus, la rupture du câble entier est certaine. Les essais ASFA permettent d'ailleurs de constater que la rupture est amorcée bien avant que le nombre critique de fils rompus soit atteint : soit entre 29 % et 44 % de ruptures ce qui représente déjà un écart de 50%, aussi, une marge de sécurité doit être prise en compte.

Inversement, des dégradations peu nombreuses et bien cernées peuvent permettre d'envisager une réparation locale du câble et du conduit (cf. F32 [2], Chapitre 5, « Entretien des câbles et conduits »). Cette réparation est néanmoins toujours délicate et son efficacité doit être vérifiée dans le temps.

Ainsi, trois cas de figure peuvent se présenter :

- Cas (A) : les câbles sont à risque de rupture et doivent être remplacés
- Cas (B) : les câbles ne sont pas à risque de rupture et le câble peut être réparé localement
- Cas (C) : cas intermédiaire pour lequel des expertises complémentaires sont nécessaires

Le groupe d'experts qui a rédigé la note d'information a proposé de délimiter les frontières entre ces trois cas à partir de deux critères qui évaluent le nombre de fils impactés (corrodés ou rompus) par rapport au nombre critique de fils rompus (calculé comme exposé ci-dessus) en intégrant une marge de sécurité.

L'appartenance aux CAS A, B, C, est établie à partir des données suivantes :

- Ncrit issu du calcul proposé ci-dessus et qui représente le nombre critique de fils rompus
- NR le nombre de fils constatés comme rompus
- NC le nombre de fils constatés comme corrodés

On pourra se reporter au logigramme présenté en conclusion pour une meilleure compréhension de la logique de décision.

Rappel : La détermination du nombre critique de fils rompus (Ncrit) suppose un calcul fin de la contrainte dans les câbles, au point considéré, en considérant toutes les pertes depuis la mise en tension initiale.

CAS (A) : On considère que le câble présente un risque de rupture totale si $NR > Ncrit / 2,5$.

Le coefficient 2,5 prend en compte l'incertitude raisonnable que l'on peut avoir sur l'état général du câble, la connaissance des tensions effectives, ses caractéristiques réelles, etc... La note d'information propose d'abaisser légèrement ce coefficient dans le cas où les connaissances de l'état du câble ont été approfondies par des expertises déjà réalisées et en l'absence de constatation de corrosion localisée (piques, microfissures de corrosion fissurante).

Le coefficient 2,5 revient à considérer moins de 40 % de fils rompus par rapport au nombre critique Ncrit de fils rompus qui détermine un risque de rupture potentielle du câble (indépendamment de la corrosion).

CAS (B) : Le câble peut être réparé si $(NR + NC) < N_{crit} / 1,5$.

Cette proposition revient à considérer que si les fils restants sains sont à eux seuls capables d'assurer la tension, dans la limite fixée, soit **min(0,8 fpk; 0,9 fp0,1k)**. Le coefficient 1,5 est établi en considération de la difficulté à établir l'état réel du câble et des incertitudes correspondantes.

Dans le cas B, une réparation locale du câble et du conduit peut être envisagée.

CAS (C) Le câble doit faire l'objet d'expertise plus approfondie

Entre les deux limites (A) et (B), il existe une assez large plage de dégradations possibles qui nécessitent alors une approche experte du gestionnaire et de ses conseillers techniques afin de déterminer l'attitude à adopter (cf. logigramme). Il s'agit, par exemple d'approfondir les reconnaissances sur l'état du câble mais aussi de considérer l'impact de sa rupture (éventuelle) sur la sécurité structurale ou l'exploitation.

Par ailleurs, la note d'information ne propose pas de retenir une réduction de la limite réglementaire tenant compte de la corrosion. Au vu de l'expérience, et sous réserve que la corrosion reste superficielle, une telle réduction ne semble pas pouvoir être justifiée. Il s'agit néanmoins d'un élément d'appréciation notamment dans le cas intermédiaire (C).

V.5. Confrontation à l'expérience acquise sur un panel d'ouvrages

Les coefficients de sécurité proposés ont été élaborés en considération de l'expérience acquise sur divers ouvrages français. A titre d'information, nous rapportons ci-après quelques actions de gestion réalisées sur la base d'expertises approfondies et de décisions prises par des comités d'experts.

Le tableau 3 précise les caractéristiques des câbles expertisés (selon qu'ils ont été remplacés ou réparés), la tension effective au point de dégradation constaté (après calcul des pertes actuelles prenant en compte les pertes différées et les caractéristiques des câbles les plus proches de la réalité) et les différents calculs intermédiaires qui permettent de déterminer les deux coefficients de sécurité : N_{crit} / NR et $N_{crit} / (NR + NC)$ et de classer les câbles dans les cas (A), (B) ou (C).

Cables 19T15 remplacés																	
Cable n°	L	L'	TO (kN)	T 2018 (kN)	Pertes	Ap	Dg	beta	Alpha	% Crit.	Ncrit	NC (Fils Corr.)	NR (Fils Rompus)	NR+NC (Fils imp.)	% Imp.	Ncrit /NR	Ncrit/(NR +NC)
1	72	10	4240.8	3426	19%	2850	100	0.18	0.77	22.6%	30	3	14	17	12.8%	2.15	1.77
2	33	10	4240.8	3423	19%	2850	100	0.47	0.72	28.4%	38	46	1	47	35.3%	37.83	0.80
3	72	10	4240.8	3426	19%	2850	100	0.18	0.77	22.6%	30	9	6	15	11.3%	5.01	2.00
4	42	10	4240.8	3357	21%	2850	100	0.34	0.72	28.0%	37	13	13	26	19.5%	2.86	1.43
5	96	10	4240.8	3356	21%	2850	100	0.13	0.76	23.5%	31	16	7	23	17.3%	4.47	1.36
6	82	10	4240.8	3240	24%	2850	100	0.15	0.73	27.2%	36	16	18	34	25.6%	2.01	1.06
7	90	10	4240.8	3306	22%	2850	100	0.14	0.75	25.1%	33	13	10	23	17.3%	3.33	1.45
8	125	10	4240.8	3000	29%	2850	100	0.09	0.68	32.0%	43	5	14	19	14.3%	3.04	2.24
9	125	10	4240.8	3000	29%	2850	100	0.09	0.68	32.0%	43	9	37	46	34.6%	1.15	0.93
10	82	10	4240.8	1600	62%	2850	100	0.15	0.28	71.7%	95	14	14	28	21.1%	6.81	3.41
11	51	10	4240.8	3400	20%	2850	100	0.27	0.75	25.1%	33	21	17	38	28.6%	1.96	0.88
12	100	5	4240.8	3393	20%	2850	100	0.06	0.79	21.1%	28	33	26	59	44.4%	1.08	0.48
Câbles 19T15 réparés																	
Cable n°	L	L'	TO (kN)	T 2018 (kN)	Pertes	Ap	Dg	beta	Alpha	% Crit.	Ncrit	NC (Fils Corr.)	NR (Fils Rompus)	NR+NC (Fils imp.)	% Imp.	Ncrit /NR	Ncrit/(NR +NC)
13	107	10	4240.8	3164	25.4%	2850	100	0.11	0.72	28.3%	30	8	4	12	9.0%	9.39	3.13
14	96	10	4240.8	3356	20.9%	2850	100	0.13	0.76	23.5%	38	2	4	6	4.5%	7.82	5.21
15	107	10	4240.8	3164	25.4%	2850	100	0.11	0.72	28.3%	30	6	0	6	4.5%		6.26
16	125	10	4240.8	3554	16.2%	2850	100	0.09	0.82	17.7%	37	10	1	11	8.3%	23.59	2.14
17	90	10	4240.8	3306	22.0%	2850	100	0.14	0.75	25.1%	31	6	1	7	5.3%	33.32	4.76
18	90	10	4240.8	3306	22.0%	2850	100	0.14	0.75	25.1%	36	5	3	8	6.0%	11.11	4.17
19	72	10	4240.8	3426	19.2%	2850	100	0.18	0.77	22.6%	33	41	1	42	31.6%	30.06	0.72
20	51	10	4240.8	3400	19.8%	2850	100	0.27	0.75	25.1%	43	46	3	49	36.8%	11.13	0.68

Tableau 3 : tableau de calcul des coefficients de sécurité Ncrit/NR ou Ncrit/(NC+NR) utilisés pour la simulation et la recherche de limites opérationnelles.

La première partie du tableau est relative aux cas des câbles qui ont été remplacés :

- (Cas A) : câbles 1, 6, 9, 11, 12 avec un nombre de fils rompus (NR) > Ncrit /2,5 qui implique effectivement un remplacement,
- (Cas C) : câbles 2, 4, 5, 7 avec un nombre de fils rompus (NR) < Ncrit /2,5 mais un cumul de fils impactés (NR + NC) > Ncrit /1,5 qui implique une décision prise sur la base d'expertises ; en l'occurrence l'expertise des câbles et l'examen de leur criticité par rapport à l'ouvrage a incité le gestionnaire à les remplacer.

La deuxième partie du tableau présente le cas des câbles conservés et réparés :

- (Cas B) : câbles 13 à 18 qui présentent, tous, un nombre de fils rompus (NR) bien inférieur à Ncrit/2,5 et le plus souvent un cumul de fils impactés (NR + NC) largement inférieur à Ncrit/1,5. Ces câbles ont fait l'objet de réparations locales.
- (Cas C) : câbles 19, 20 qui présentent un nombre de fils rompus (NR) largement inférieur à Ncrit/2,5 mais un cumul de fils impactés (NR+NC) supérieur à Ncrit/1,5. La corrosion non évolutive et circonscrite (ici évaluée par excès) a incité le gestionnaire à les conserver.

VI. Logigramme décisionnel

Le logigramme suivant est proposé à l'appui de la note d'information. Il s'applique aux câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment :

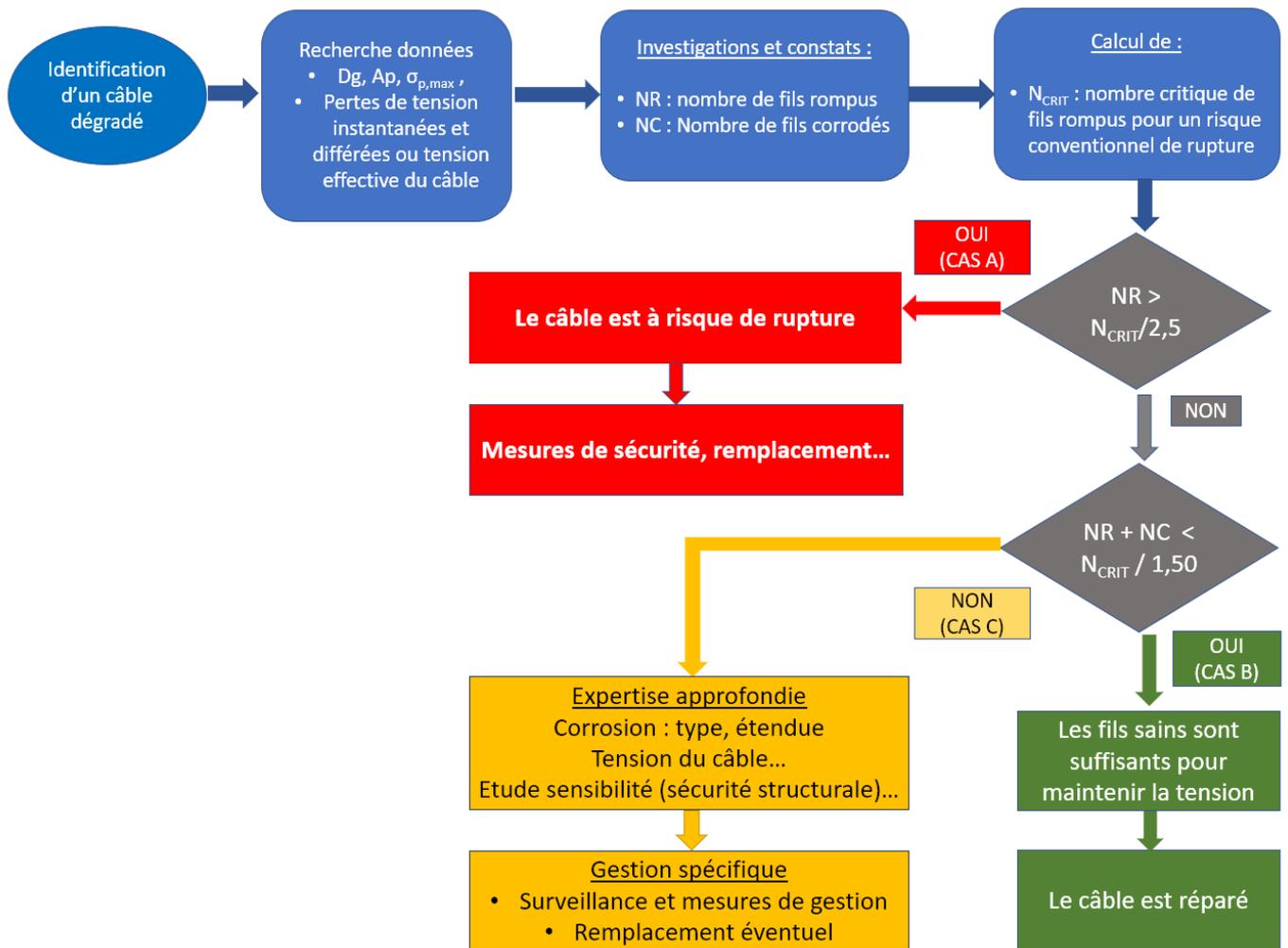


Figure 18 Logigramme décisionnel applicable aux câbles injectés au coulis de ciment

Le principe décisionnel est de réaliser un premier test sur le nombre de fils rompus (ou proches de la rupture) qui permet d'identifier les câbles à remplacer ou à démonter (A). Si ce test est satisfaisant, un second test sur le nombre résiduel de fils sains (non corrodés) permet d'identifier les câbles qui peuvent être simplement réparés (B).

Il reste alors à évaluer le cas des câbles (C) assez corrodés mais avec peu de fils rompus mais un nombre insuffisant de fils sains pour maintenir à eux seuls la tension. Ce cas nécessite des expertises plus approfondies : état du câble, tension effective, recalculs avec recherche de la criticité structurale... qui peuvent conduire à des réparations, à une mise en surveillance, une mise en sécurité ou à un remplacement préventif.

Ce logigramme n'aborde pas la gestion de l'exploitation de l'ouvrage (par exemple mise sous haute surveillance ou surveillance renforcée avant réparation) qui nécessite une expertise complémentaire de la sécurité structurale de l'ouvrage suivant les conséquences d'une éventuelle rupture.

Ce logigramme ne s'applique pas aux câbles de précontrainte extérieure à injection souple.

VII. Bibliographie

- [1] Note d'information n°3 Cerema Ifsttar (UGE) Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure
- [2] Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA) : fascicule 32 « ponts en béton précontraint »
- [3] A. Chabert, « Répartition des forces dans les torons constitutifs d'une armature de précontrainte », Bull. Des LPC n°128 (nov.-déc. 1983), pp.13-21
- [4] Collection Cahiers interactifs de l'Ifsttar (UGE) - Auscultation des ouvrages d'art
- [5] Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA) : Fascicule 2, Généralités sur la surveillance.
- [6] Collection références du Cerema : Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art
- [7] MacDougall Colin et Bartlett F. Michael. « Mechanical Model for Unbonded Seven-Wire Tendon with Single Broken Wire ». Journal of Engineering Mechanics 132, n° 12 (December 1, 2006): 1345-53.
- [8] Aparicio J, Hoang T, Cumunel G, Forêt G, Jeanjean Y, Castres Saint Martin J.(2023) Mechanical impact of wires break in grouted external prestressing tendon. Academic Journal of Civil Engineering, vol. 41 (1), pp 332-344. (<https://enpc.hal.science/hal-04248433>)
- [9] C. CREMONA (sous la Direction de), Approche probabiliste de la résistance résiduelle des câbles de suspension. Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, OA n°57, 2007.
- [10] Briere V, Harries KA, Kasan J & Hager C (2013) Dilation behavior of seven-wire prestressing strand – The Hoyer effect. Construction and Building Materials 40, 650–658.
- [11] Machida, S., et A. J. Durelli. « Response of a Strand to Axial and Torsional Displacements ». Journal of Mechanical Engineering Science 15, n° 4
- [12] Note d'information « Gestion des câbles corrodés de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment », Cerema (en cours de publication)

Un patrimoine, de nombreux gestionnaires, un même enjeu : l'entretien et la surveillance des ponts

La gestion de patrimoine des ouvrages d'art

Sélyane Hammoum¹

¹ Cerema DTecITM, DGIPI, 110 rue de Paris Provins, selyane.hammoum@cerema.fr

Résumé

L'enjeu principal des gestionnaires est de préserver leur patrimoine et de garantir la libre circulation tout en assurant la sécurité des usagers en optimisant la dépense publique. La meilleure réponse réside dans la gestion continue du patrimoine.

En France, les réseaux routiers présentent des patrimoines d'ouvrages d'art très diversifiés du fait de leur période de construction, de l'intensité du trafic porté et de la géographie traversée. Ces patrimoines, dont l'importance varie de quelques milliers à un, relèvent de gestionnaires disposant de ressources et de moyens humains et financiers très différents. La multiplicité des gestionnaires implique la multiplicité des politiques de gestion et la multiplicité de bases de données structurées différemment. Les petits propriétaires sont souvent démunis de moyens et de compétences et en difficulté pour cette gestion. La situation est ainsi aujourd'hui très disparate.

Le Programme national Ponts, financé par l'Etat, a permis d'offrir aux petites collectivités qui le souhaitent le recensement et l'évaluation de leurs ouvrages. Ce programme organisé et piloté par le Cerema a permis la mobilisation de nombreux bureaux d'études privés et le recensement et l'évaluation de 45 000 ouvrages d'art, dont 30 000 ponts et 16 000 murs. Ce patrimoine très important sort de l'ombre et une véritable politique de gestion peut s'engager.

Le présent article dresse un état des lieux comparatif entre les principaux patrimoines, ceux gérés par l'Etat, ceux relevant des Départements, et ceux relevant des Collectivités Territoriales.

I. Le réseau routier français, plusieurs niveaux de gestion

Le réseau routier français est divisé en plusieurs catégories en fonction de leur propriétaire :

- Le réseau routier national non concédé (RRN-NC)¹ est entretenu et exploité par l'Etat via les 11 directions interdépartementales des routes (DIR), il représente environ 12 000 km soit 1,1% du réseau routier français total (RRF).
- Le réseau routier national concédé (RRN-C) ou le réseau autoroutier représente environ 9 000 km soit 0,8 % de routes, concédées par le biais de 20 contrats.
- Le réseau routier départemental est géré par les 101 départements et représente presque 380 000 km, soit 34,3% du réseau routier français.
- Le réseau routier communal et intercommunal, géré par les 1 250 intercommunalités et près de 35 000 communes, représentant plus de 700 000 km, soit 63,8% du réseau routier français.

Ce réseau routier est vaste et complexe : au-delà des chaussées, il est composé d'ouvrages d'art, d'équipements de sécurité, de signalisation, d'assainissement, d'aires de repos. Ce réseau supporte un trafic très important mais bénéficie de nombreuses compétences internes.

I.1 Les ouvrages du réseau national

Le réseau routier national non concédé est entretenu et exploité par l'Etat via ses 11 directions interdépartementales des routes (DIR). Les DIR ont en charge l'exploitation des routes, l'entretien des chaussées et des ouvrages d'art et l'étude de projets routiers. Pour les accompagner dans la gestion et le suivi des ouvrages d'art, un système d'information est à leur disposition ; les données des visites de surveillance sont notamment à renseigner dans cet outil. La gestion des ouvrages d'art du réseau national suit strictement l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEO) et les ouvrages sont évalués avec la méthode de recensement et d'évaluation; Image Qualité des Ouvrages d'Art (IQOA) selon une répartition suivant six classes (1, 2, 2E, 3, 3U et NE). L'ITSEO donne la méthodologie et la règle en matière de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art.

L'IQOA permet de recueillir des données d'inventaire et d'état sur le patrimoine des ponts du réseau routier national. Sur la base d'une visite tous les trois ans, elle permet de relever les désordres apparents de chaque ouvrage et de leur attribuer une note selon leur gravité et leur étendue. La classe globale d'un ouvrage est généralement la note la plus élevée attribuée aux désordres détectés sur l'ouvrage.

Le Cerema exploite au niveau national les données de recensement et de surveillance enregistrées par les services gestionnaires (DIR) pour le compte de la Direction des Mobilités Routières (DMR) pour l'éclairer dans sa politique de gestion. Des dossiers de synthèse permettent à chaque gestionnaire d'avoir un aperçu de son patrimoine afin de prendre des décisions et de définir des priorités pour la gestion de leur patrimoine. Un dossier de synthèse par type d'ouvrage est réalisé pour les ponts, les murs et les tranchées et couvertures.

La loi organique relative aux lois de finances (LOLF) encadre les objectifs à atteindre en matière de surveillance et d'entretien des ouvrages afin d'utiliser les budgets alloués sur cette mission.

¹ <https://www.ecologie.gouv.fr/reseau-routier-national-non-concede-resultats-dauidits>

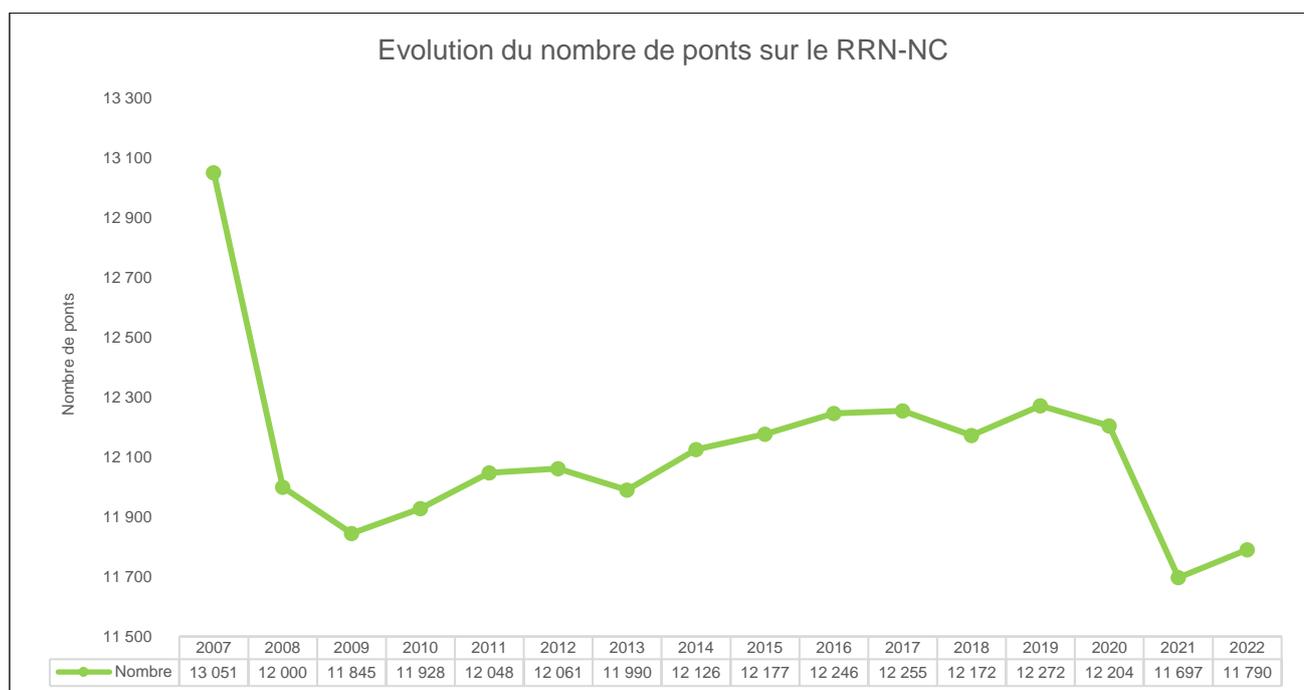


Figure 1: Evolution du nombre de ponts sur le réseau national non-concédé

La figure 1 représente l'évolution du nombre de ponts sur le RRN-NC depuis 2007. Le nombre de ponts est relativement stable depuis 2008. Après une baisse significative entre 2007 et 2008 (due à la décentralisation de certains axes routiers), le nombre de ponts évolue relativement peu depuis 2008. On observe toutefois une diminution de 500 ponts entre 2020 et 2021, principalement due au transfert des voies à l'Eurométropole de Strasbourg et à la Communauté Européenne d'Alsace.

2022 - RRN-NC	Ponts	Murs	Tranchées et couvertures
Nombre	11 790	5 974	144
Surface (m²)	5 393 387	1 689 518	75 348 m linéaire

Tableau 1: Patrimoine en nombre et en surface des ouvrages du RRN-NC en 2022

Le patrimoine d'ouvrages d'art du réseau national non-concédé est réparti de manière uniforme en nombre sur le territoire, chaque DIR gère entre 6% et 12% des ponts du réseau national. En revanche, la répartition des murs et des tranchées et couvertures est hétérogène sur le RRN-NC compte tenu des différences de relief (montagnes) ou d'aménagement urbain (métropoles).

I.2 Les ouvrages du réseau départemental

L'Observatoire National de la Route (ONR)², mis en place en 2017 par l'Institut des Routes, des Rues et des Infrastructures pour la Mobilité (IDRRIM) permet d'avoir accès à une bonne connaissance du réseau départemental. L'IDRRIM assure la gestion de l'ONR et centralise les échanges des données en collaboration avec les associations des collectivités locales, le ministère en charge des routes nationales et les départements. L'ONR a pour but de proposer une évaluation annuelle de l'état des infrastructures et une analyse des moyens consacrés à leur entretien. Le Cerema apporte son appui à la mise en œuvre du projet et dans les expertises techniques. Même si l'exhaustivité n'est pas atteinte, le nombre de

² <https://www.idrrim.com/ONR/>

département transmettant les données relatives à leurs patrimoine d'OA (nombre, état...) représente un panel significatif.

Les départements ont la responsabilité d'assurer, sur le réseau routier départemental, l'exploitation, la gestion, l'entretien et le développement du réseau en général et des ouvrages d'art en particulier. Le mode de gestion des ouvrages d'art départementaux relève du choix du gestionnaire, les méthodes de surveillance et d'évaluation varient (figure 2). Certains départements simplifient le système de notation IQOA pour l'adapter à leur contexte, et on observe également des différences de niveaux de gestion et d'évaluation entre les ponts et les murs de soutènement. Toutes partagent l'évaluation visuelle des ouvrages et beaucoup s'inspirent ou dérivent des principes posés dans le système IQOA. Une table de correspondance a été établie dans le cadre de l'ONR, pour permettre une consolidation des patrimoines.

On peut cependant tirer les informations suivantes de l'enquête de l'ONR.

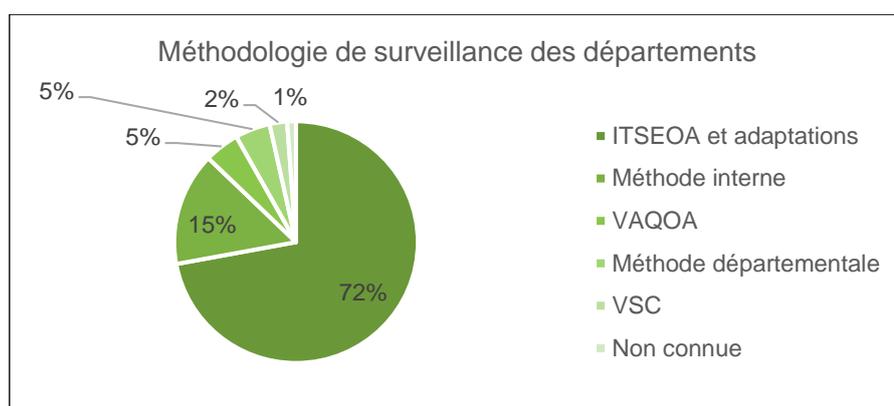


Figure 2: Méthodologie de surveillance et d'évaluation des départements ayant répondu à l'ONR

2022 - RD	Ponts	Murs	Tranchées et couvertures
Nombre	67 650	70 113	190
Surface (m²)	9 003 297	8 226 431	27 856 m linéaire

Tableau 2: Patrimoine en nombre et en surface des ouvrages de 57 départements en 2022

Il est à noter que les résultats ci-dessus concernent le patrimoine ouvrages d'art des départements ayant répondu à l'enquête de l'ONR, et ne représentent donc pas la globalité du patrimoine sur l'ensemble des départements. Si on raisonne en moyenne avec les chiffres obtenus par l'ONR, on peut extrapoler que le nombre total de ponts départementaux avoisine les 120 000.

I.3 Les ouvrages du réseau communal et intercommunal

Les ponts et les murs soutenant une voirie communale appartiennent à la commune. Dans certains cas, la commune gère directement les ouvrages d'art dont elle est propriétaire. Dans d'autres cas, la gestion des ouvrages d'art peut être déléguée à l'EPCI (Etablissement Public de Coopération Intercommunale) ou l'intercommunalité, ou partagée, par convention, avec le propriétaire de la voie franchie ou un autre gestionnaire d'infrastructures. Les questions relatives à la domanialité et à la gestion des ouvrages sont parfois complexes, les communes peuvent avoir des difficultés quant à la connaissance même de leurs patrimoines et ignorer l'existence d'anciennes conventions. La loi Didier qui vise principalement les nouveaux aménagements règle seulement le sujet des nouveaux ouvrages.

Aujourd'hui, les petites communes sont confrontées à des difficultés organisationnelles dues au manque de compétences et au manque de moyens humains et financiers comme l'indique le rapport du Sénat³ sur la sécurité des ponts. Une commune peut ne pas disposer de compétences internes pour gérer un pont. On estime qu'il faut un patrimoine d'une cinquantaine d'ouvrages pour justifier un emploi dédié à plein temps. Les conclusions du rapport d'information sur la situation des ponts en France, rendu en juin 2019 par la commission d'enquête du Sénat alertent sur les risques liés à un manque de surveillance et d'entretien, et mettent l'accent sur la méconnaissance du nombre et de l'état des ponts des communes et de leurs groupements. Ainsi, la gestion du patrimoine communal est hétérogène sur le territoire. Aujourd'hui, le nombre de ponts communaux est estimé environ à 100 000.

C'est pourquoi, le Programme national Ponts (PNP)⁴ est lancé. Ce programme est piloté par le Cerema dans le cadre de l'appui en ingénierie proposé par l'Agence nationale de Cohésion des territoires (ANCT). Le PNP consiste à réaliser des visites de recensement et d'évaluation sommaire sans moyens d'accès grâce à la mobilisation générale des bureaux d'études privés. Les visites sont réalisées à l'aide du Système d'Information pour le Recensement des Ouvrages (SIRO). Les données du programme de recensement et d'évaluation des ouvrages concernent les 11 540 communes ayant répondu favorablement au Programme national Ponts 1. Le PNP2, en cours à la date de rédaction du présent article, permettra de visiter 3269 communes supplémentaires. Le recensement des ouvrages en Outre-Mer est également en cours. A la suite de la visite, les communes reçoivent un carnet de santé, récapitulant les caractéristiques techniques et géométriques ainsi que la note de l'ouvrage, avec un classement en cinq classes (1, 2, 3, 4 et NE). Ces notes sont renseignées dans la base de données SIRO⁵ qui permet d'avoir une vision de la consistance et de l'état du patrimoine d'ouvrages sur le réseau communal. Suite à la campagne de visites du PNP1, 20,5% des communes (2 360) ne possèdent aucun ouvrage sur leurs territoires.

Le tableau ci-dessous donne les nombres et surfaces des ponts et murs communaux pour les 9 180 communes possédant au moins un ouvrage :

2022 - RC	Ponts	Murs
Nombre	29 314	16 581
Surface (m ²)	1 383 683	2 111 456

Tableau 3 : Patrimoine en nombre et en surface des ouvrages communaux recensés en 2022 à l'issue du recensement du PNP1

II. Comparaison des patrimoines

II.1 La composition du patrimoine

Le parc des ouvrages d'art est composé de quatre familles :

- les ponts y compris les buses,
- les murs de soutènement,
- les tranchées et couvertures,
- les tunnels.

A partir des bases de données transmises au Cerema, il est possible d'avoir un aperçu de la composition du patrimoine. Les résultats présentés ci-après sont issus des données collectées sur le patrimoine évalué (lors d'une visite IQOA ou d'une inspection détaillée) en 2022. Sur le réseau national, l'échantillon utilisé

³ <https://www.senat.fr/rap/r18-609/r18-6091.pdf>

⁴ <https://www.cerema.fr/fr/programmenationalponts>

⁵ [La cartographie publique](#) permet de visualiser les données sur une carte

a été transmis par les 11 DIR. Par ailleurs, toutes les questions de l'enquête de l'ONR ne sont pas complétées de façon complètement homogène par les gestionnaires. Le patrimoine des métropoles n'est pas présenté car le panel de répondants n'est pas encore assez significatif. Quant aux données communales, elles proviennent des 9 180 communes possédant au moins un ouvrage recensé dans le cadre du PNP1.

Les tunnels sont principalement présents dans le patrimoine national et sont suivis et étudiés par le CETU; ils ne seront donc pas présentés ici.

La composition des patrimoines de ponts

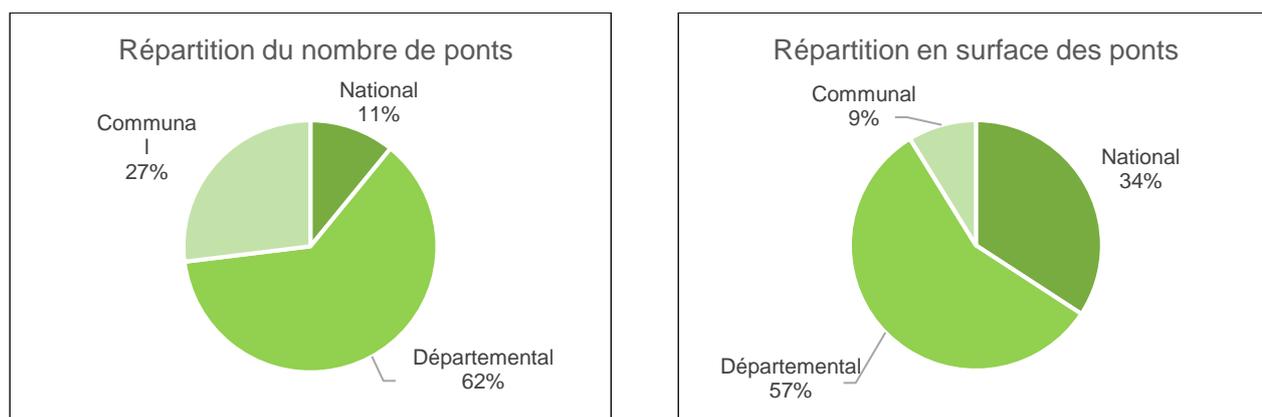


Figure 3: Répartition en nombre et en surface des ponts sur les différents réseaux français

Les deux graphiques ci-dessus (figure 3) illustrent la répartition des ponts en nombre et en surface sur les différents réseaux routiers. L'échantillon utilisé pour les départements repose sur les données des 57 départements ayant répondu à l'enquête de l'ONR sur leurs patrimoines.

Les données n'étant pas complètes pour tous les réseaux, les graphiques de la figure 3 sont présentés à titre indicatif.

Hors correction du volume des ouvrages communaux, la répartition met en évidence un nombre important de ponts sur le réseau départemental, lequel représente 34,3 % du réseau routier français. La répartition des ponts communaux correspond à l'échantillon visité de 9 180 communes, qui est représentatif au regard de l'ensemble du patrimoine existant dans les 35 000 communes françaises. Les ponts communaux représentent 27 % en nombre et 9 % en surface. La différence de répartition en nombre et en surface traduit le fait que les ouvrages communaux sont de petites dimensions. A l'inverse, les ponts du réseau national sont des ouvrages de grandes dimensions avec seulement 11 % en nombre mais 34 % en surface. Les ponts des petites communes font en moyenne 10 mètres de long, ceux des départements 17 mètres de long et ceux du RRN-NC de 33 mètres de long.

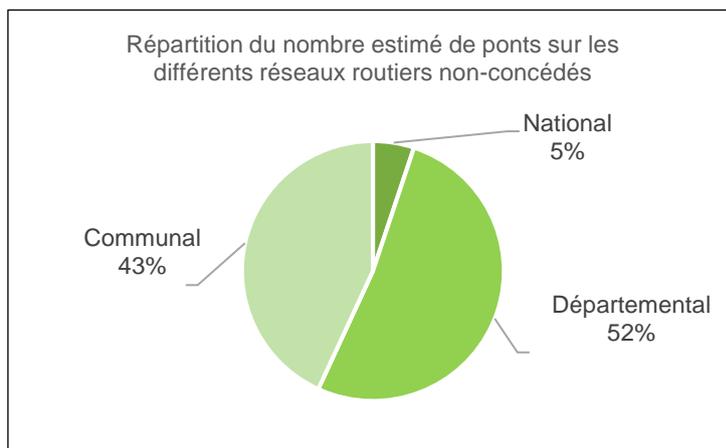


Figure 4: Répartition des ponts avec correction du volume de ponts départementaux et communaux sur les différents réseaux non-concédés

Avec correction du volume des ouvrages départementaux et communaux (figure 4), la répartition met en évidence un nombre plus important de ponts sur ces deux réseaux. Cette représentation est plus proche de la réalité au prorata de la taille des réseaux.

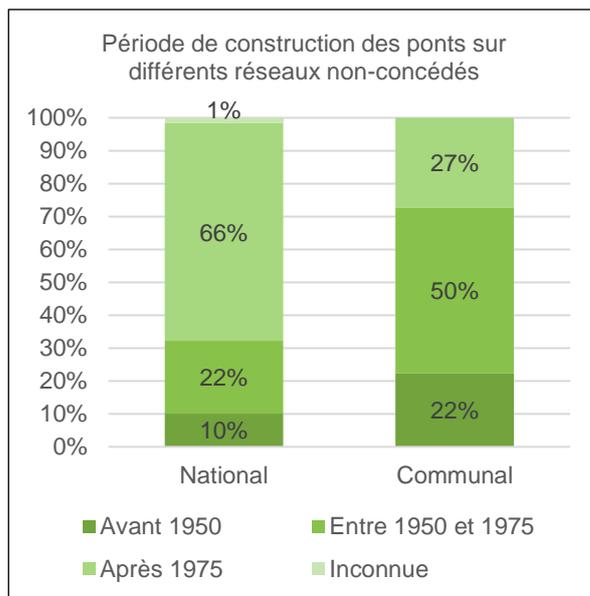


Figure 5: Période de construction des ponts sur les différents réseaux routiers français non-concédés

Le graphique (figure 5) représente les périodes de construction des ponts sur le réseau national non-concédé et communal, la période de construction des ponts départementaux n'est pas connue. Le patrimoine de ponts du réseau national est plus récent que celui du réseau communal. Par ailleurs, 72% des ponts communaux ont plus de 75 ans.

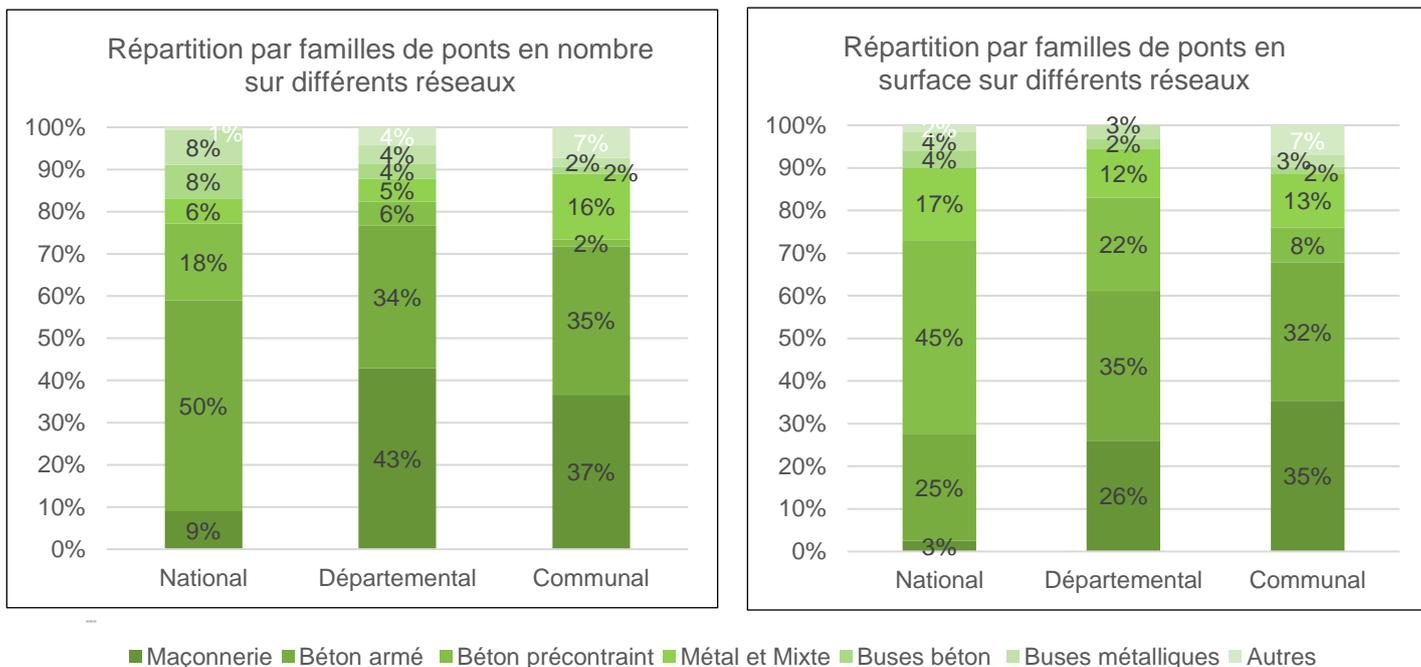


Figure 6: Répartition en nombre et en surface des familles de ponts sur les différents réseaux routiers français non-concédés

Les deux graphiques ci-dessus (figure 6) illustrent la répartition par familles, en nombre et en surface, des ponts sur les différents réseaux routiers. Ils sont le reflet de la période de construction, de la géographie et des normes adoptées pour les tracés routiers. Les normes imposées pour la géométrie du réseau routier national imposent de fait des ouvrages de plus grande dimension. Les patrimoines des routes départementales et communales, plus anciens, comportent ainsi logiquement une forte proportion d'ouvrages en maçonnerie bien adaptés aux petits franchissements. Les ponts du réseau national sont principalement en béton armé et précontraint. En surface, les ponts en béton précontraint, qui sont généralement des ouvrages de grandes dimensions, représentent 45 % du patrimoine. Ce type d'ouvrage a été très largement utilisé après-guerre pour la construction des grands ouvrages. Sur les réseaux départementaux et communaux, les ponts en maçonnerie et en béton armé sont les plus représentés. Toutefois, on recense 16 % de ponts métalliques dans les communes. La répartition par famille de ponts a été transmise par 46 départements.

La composition des patrimoines de murs

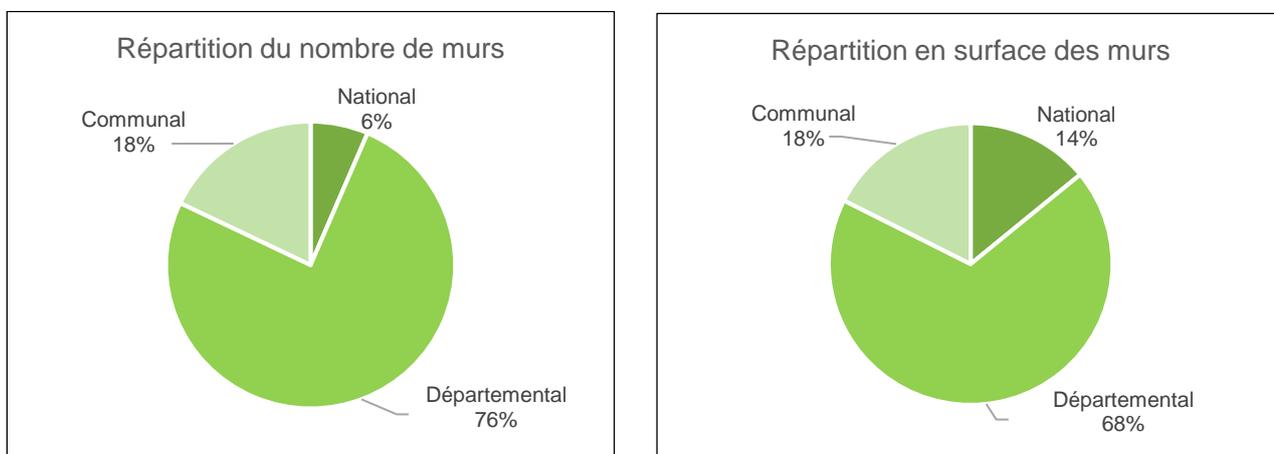


Figure 7: Répartition en nombre et en surface des murs sur les différents réseaux routiers non-concédés

Les graphiques ci-dessus (figure 7) illustrent la répartition des murs en nombre et en surface sur les différents réseaux routiers.

Les données n'étant pas complètes pour tous les réseaux, les graphiques de la figure 7 sont présentés à titre indicatif.

L'échantillon utilisé pour les départements est basé sur les 52 départements ayant répondu à l'enquête de l'ONR. Comme pour les ponts, la répartition indique un nombre important d'ouvrages sur le réseau départemental. A l'image des ponts, les murs du réseau national représentent 6 % en nombre et 14 % en surface, ce sont donc des ouvrages de grandes dimensions. Logiquement, on observe une grande disparité entre les patrimoines de plaine (entre 0% et 4% du patrimoine) et les patrimoines de montagne (entre 5 et 12% du patrimoine), comme l'indique les données départementales.

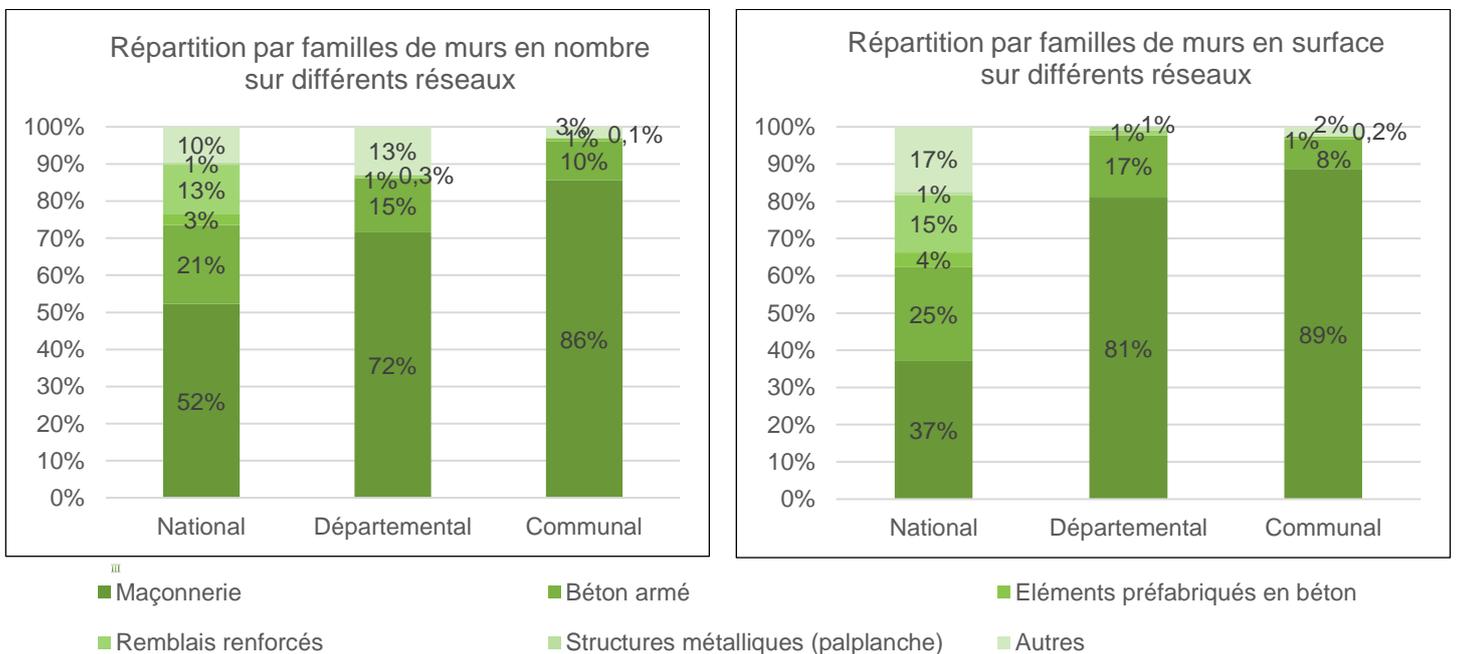


Figure 8: Répartition en nombre et en surface des familles de murs sur les différents réseaux routiers non-concédés

Les deux graphiques ci-dessus (figure 8) illustrent la répartition par familles en nombre et en surface des murs sur les différents réseaux routiers. Les graphiques révèlent une part importante des murs en maçonnerie dans les différents réseaux. Le patrimoine communal est composé de 86 % de murs en maçonnerie, un matériau particulièrement utilisé pour la construction de murs avant l'avènement du béton armé. On remarque également que les ouvrages de liste II (structures métalliques, remblais renforcés et autres) sont principalement sur le réseau national car ils permettent de répondre à des contraintes plus grandes. Les murs des petites communes font en moyenne 34 mètres de long, ceux des départements 48 mètres de long et ceux du RRR-NC de 69 mètres de long. Dans ces graphiques, l'échantillon représentatif repose sur les 46 départements ayant répondu.

La composition du patrimoine de tranchées et couvertures

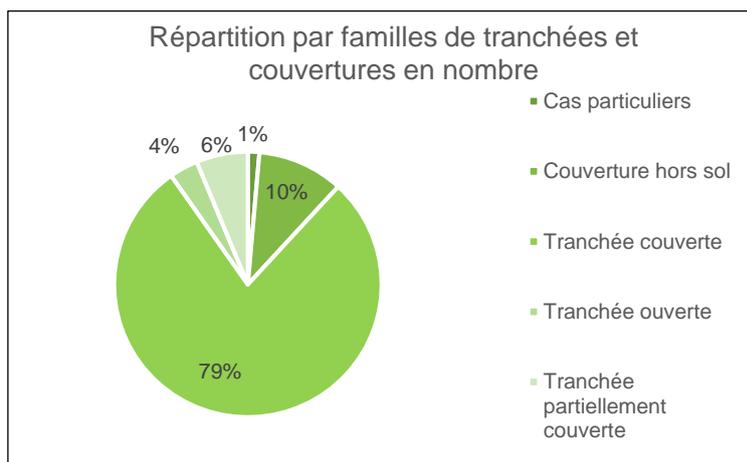


Figure 9: Répartition par famille de tranchées et couvertures en nombre sur le réseau routier national

La figure 9 illustre la répartition par familles de tranchées et couvertures, en nombre, sur le réseau routier national. Le graphique en surface est semblable et n'apporte pas de nouvelles informations.

Le détail de cette famille d'ouvrage est seulement connu sur le réseau national. Les tranchées et couvertures sont à 79 % des tranchées couvertes, majoritairement de longueur inférieure à 300 mètres et construit avant 1995. De plus, les tranchées et couvertures sont répartis sur le territoire de manière hétérogène, en effet, 67% des ouvrages se trouvent dans la région Ile-de-France, ce qui représente 89% en surface.

Toutefois, l'enquête de l'ONR demande, à titre indicatif, le nombre de tranchées et couvertures sur le réseau départemental. Ainsi, 30 départements ont indiqué avoir 190 tranchées et couvertures.

II.2 L'état du patrimoine

L'anonymisation et la consolidation

Les données adressées par les différents gestionnaires nécessitent une part de consolidation et d'anonymisation pour les rapports de synthèse (du réseau national, ONR et PNP). Le Cerema réalise la consolidation des données afin que celles-ci soient homogènes et conformes à la méthode d'évaluation retenue par les commanditaires pour la constitution des rapports.

- Tous les ouvrages du réseau routier national sont évalués selon la méthode IQOA (Tb.4), les données traitées proviennent du logiciel SIAMOA.

Notation	Description
1	Ouvrage en bon état structurel
2	Ouvrage dont la structure présente des défauts nécessitant des travaux d'entretien spécialisé
2E	Ouvrage dont la structure présente des défauts nécessitant des travaux d'entretien spécialisé urgent
3	Ouvrage dont la structure est altérée et qui nécessite des travaux de réparation mais sans caractère d'urgence
3U	Ouvrage dont la structure est gravement altérée, et qui nécessite des travaux de réparation urgents liés à l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage à brève échéance

Tableau 4: Système de notation IQOA

- Les ouvrages du réseau routier départemental sont évalués selon la méthode choisie par le gestionnaire. Pour l'ONR, le choix a été fait de présenter l'état des ouvrages selon une notation sur quatre classes (Tb.5). Le Cerema uniformise les notes des ouvrages pour suivre le système de notation de l'ONR selon un tableau de correspondance (Tb.6) et la méthode d'évaluation du gestionnaire.

Notation	Description
1	Ouvrage en bon état structurel
2	Ouvrage dont la structure présente des défauts nécessitant des travaux d'entretien spécialisé
3	Ouvrage dont la structure est altérée et qui nécessite des travaux de réparation
4	Ouvrage dont l'altération de la structure peut conduire à une réduction de la capacité portante à court terme

Tableau 5: Système de notation de l'ONR retenu pour caractériser l'état des ouvrages d'art

Méthode d'évaluation ONR	1	2	3	4
<i>Si Méthodes à 6 niveaux</i>	1 ; 2	3 ; 4	5	6
<i>Si Méthodes à 5 niveaux</i>	1 ; 2	3	4	5
<i>Si Méthodes à 4 niveaux</i>	1	2	3	4
<i>Si Méthodes à 3 niveaux</i>	1	2	2/3 des ouvrages cotés 3	1/3 des ouvrages cotés 3

Tableau 6: Correspondances utilisées entre les différentes méthodes d'évaluation pour unifier les notes sur le système ONR

- Les ouvrages communaux sont évalués selon la méthode du PNP sur quatre classes (1, 2, 3 et 4).

Méthode d'évaluation PNP	1	2	3	4
<i>Méthode IQOA</i>	1 ; 2	2E	3	3U

Tableau 7: Correspondance entre la méthode d'évaluation du PNP et le système de notation IQOA

A noter qu'il existe également la classe NE pour les ouvrages non évalués. Pour la suite de l'article, les données seront présentées selon le système de notation de l'ONR et du PNP. La cotation des ouvrages du réseau national est convertie en suivant la correspondance du tableau ci-dessus.

L'état des ponts

Les graphiques ci-dessous (figure 10) illustrent l'état des ponts en nombre et en surface sur les réseaux routiers français considérés dans le cadre de cet article.

Avec 62 % notés 1, une majorité des ponts nationaux sont en bon état en nombre. Cependant, la tendance est légèrement différente en surface avec 43 % de ponts notés 1. Les grands ouvrages ont nécessité l'emploi de techniques plus complexes, se trouvant ainsi globalement en moins bon état que des ouvrages plus rustiques comme les ponts cadres.

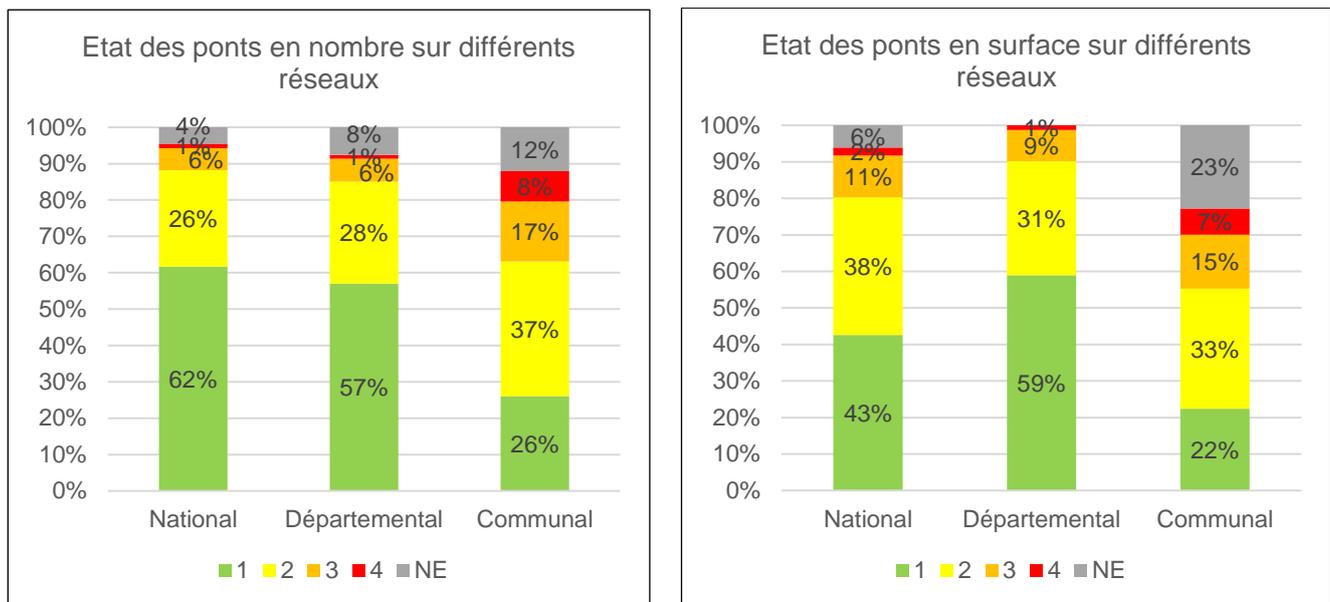


Figure 10: Etat en nombre et en surface des ponts sur les différents réseaux routiers non-concédés

Une majorité des ponts départementaux sont également en bon état, d'après l'échantillon de 45 départements ayant transmis leurs données. Toutefois, la surface des ponts non évalués n'est pas demandée dans l'ONR.

Les ponts communaux sont plus dégradés que chez les autres gestionnaires car on recense seulement 26 % de ponts en bon état structurel contre environ 60% pour les ponts départementaux et nationaux. Ceci met en évidence les difficultés rencontrées par les communes pour entretenir leurs patrimoines de ponts. Par ailleurs, la part importante de ponts non évalués, qui représente 12 % en nombre sur le réseau communal, est due à plusieurs contraintes rencontrées lors du PNP, entraînant une impossibilité de visiter l'ouvrage (sans moyens d'accès spécifiques) pour les raisons suivantes :

- un niveau du cours d'eau trop élevé ou en crue, pour 23 % des cas ;
- une végétation trop importante, pour 26 % des cas ;
- un problème d'accès à l'ouvrage, pour 37 % des cas, dont 19 % car l'accès est situé sur une propriété privée ou une voie SNCF ou une autoroute.

L'état des murs

Les graphiques ci-dessus (figure 11) illustrent l'état des murs en nombre et en surface sur les réseaux routiers français considérés dans le cadre de cet article.

Les murs du réseau routier national sont estimés en majorité en bon état structurel.

L'état des murs départementaux est globalement en bon état. Toutefois, l'échantillon est issu des réponses de seulement 35 départements ayant transmis des données relatives aux notations des murs. Comme pour les ponts, la part des murs non évalués n'étant pas une information demandée explicitement, la donnée n'est donc pas disponible en surface.

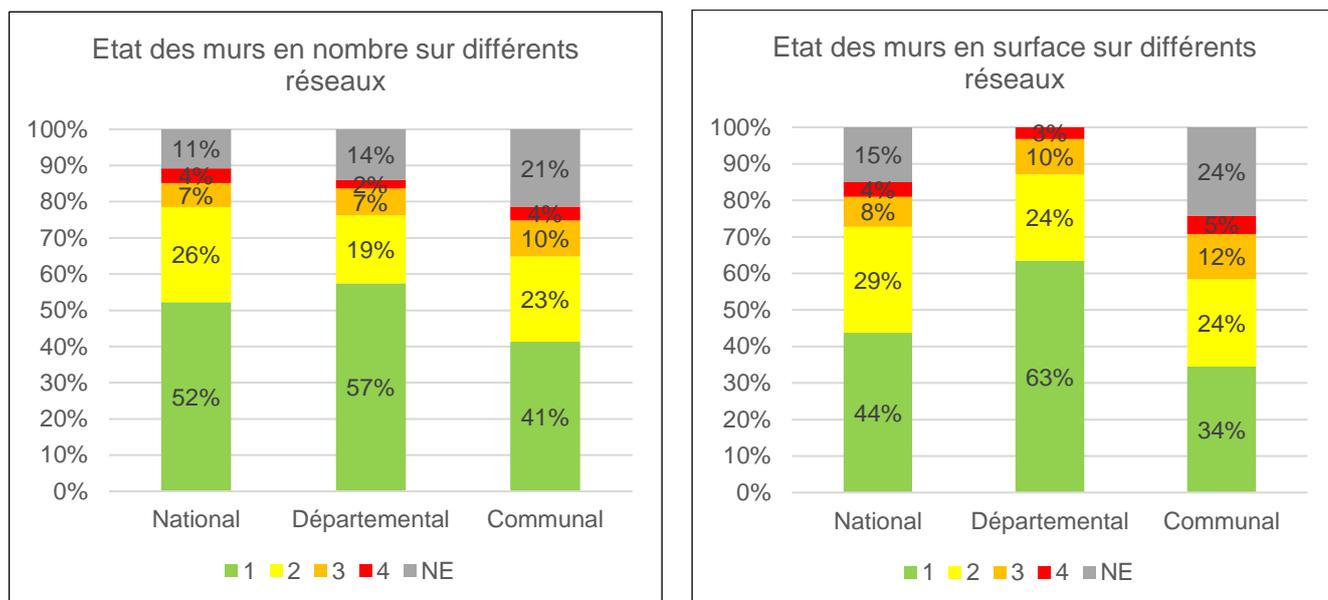


Figure 11: Etat en nombre et en surface des murs sur les différents réseaux routiers non-concédés

Les murs communaux sont globalement plus dégradés par rapport aux murs des réseaux départementaux et nationaux, dans des proportions cependant moindres. Par ailleurs, la part importante de murs non évalués, qui représente 21 % du réseau communal est due à plusieurs contraintes qui empêchent la visite lors du PNP :

- une végétation trop importante, pour 40 % des cas,
- un problème d'accès à l'ouvrage (propriété privée ou autre), pour 41 % des cas.

L'état des tranchées et couvertures

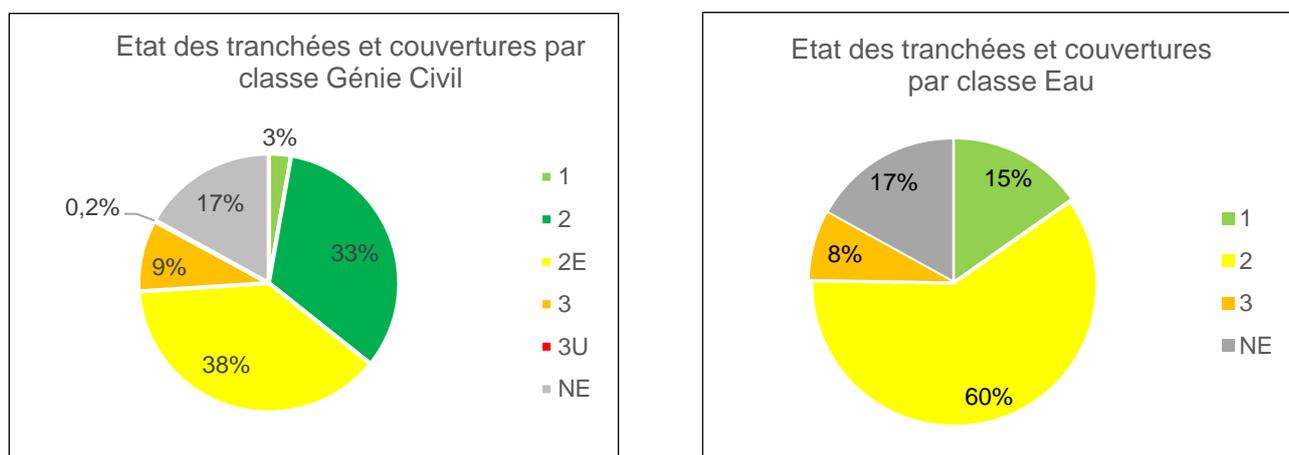


Figure 12: Etat des tranchées et couvertures du réseau routier national non-concédé sur la classe Génie civil et Eau

L'état des tranchées et couvertures du réseau routier national est connu. Les tranchées et couvertures sont évaluées selon la méthode IQOA d'après deux critères : le génie civil et la présence d'eau. Les visites sont réalisées par les gestionnaires. Le patrimoine de tranchées et couvertures est globalement en bon état ; on recense en effet seulement 0,2 % du linéaire de tranchées présentant des défauts majeurs. Cependant, 17 % du linéaire n'est pas évalué. En effet, il est parfois difficile d'évaluer des tranchées et

couvertures, à cause notamment de la présence des parements anti-feu ou d'éléments de protection qui empêchent la visibilité de l'ensemble de l'ouvrage.

En résumé

Les données récoltées et analysées par le Cerema, dans le cadre des différents travaux, nous permettent d'avoir une image de la consistance du patrimoine de ponts et de murs du réseau non-concédé et de leur état. On remarque ainsi de grandes disparités d'état des ouvrages suivant les réseaux. L'état d'un ouvrage est le reflet de son entretien et de sa surveillance et ainsi de l'investissement et de la politique de gestion mis en place par les gestionnaires pour leur suivi.

III. La surveillance et l'entretien, un enjeu pour tous

« Assurer la gestion du bien commun que constituent les infrastructures existantes, sans reporter sur les générations futures des investissements lourds », voilà l'enjeu d'une bonne politique de gestion de patrimoine. S'il n'est pas envisagé de normaliser cette notion, une bonne gestion du patrimoine repose nécessairement que sur quelques principes généraux.

La première étape est l'entretien courant, il permet de prévenir la dégradation rapide des ouvrages évitant ainsi à moindre frais des réparations ultérieures coûteuses et de préparer les actions de surveillance afin d'avoir une meilleure visibilité de l'ouvrage.

Dans un second temps, la mise en place d'une surveillance et d'une évaluation régulière permet de détecter l'apparition des désordres et d'analyser leur évolution afin d'enclencher des actions de maintenance adéquate à réaliser sur les prochaines années (entretien spécialisé, réparation etc.).

Une bonne gestion patrimoniale permet :

- d'augmenter la durée de vie des ouvrages ;
- d'éviter ou de répartir les dépenses d'entretien trop coûteuses ;
- de réduire les restrictions de circulation pour travaux ;
- et de garantir la sécurité des usagers.





Figure 13: Photos de ponts communaux recensés dans le cadre du PNP

IV. Conclusion et perspectives

L'analyse et l'étude des données des ouvrages d'art français permettent la connaissance du patrimoine et de son état et confirment des disparités entre les gestionnaires au niveau des connaissances, des ressources et des moyens attribués à l'entretien et la gestion de patrimoines d'ouvrages d'art en général. Ces différences mettent aussi en évidence les efforts à consentir pour assurer une bonne gestion du patrimoine sur le long terme.

Ces études réalisées par le Cerema, pour le compte des différents organismes, permettent d'avoir une vision plus juste de l'état du patrimoine et d'avancer quelques conclusions :

- Les ouvrages du réseau routier national gérés par les DIR, sont globalement en bon état. L'importance du trafic, l'importance du patrimoine ont conduit à structurer des services dédiés et à mobiliser des moyens financiers conséquents. Le patrimoine étant vieillissant, les efforts budgétaires à consentir à l'avenir vont continuer à croître. Ainsi, pour le réseau national non-concédé, les budgets à allouer à la gestion du patrimoine sont en constante augmentation, de part, le vieillissement des ouvrages et le coût des travaux de réparation.
- Les ouvrages départementaux, gérés par les conseils départementaux sont également globalement en bon état. Cependant, seulement 56 % des départements s'inscrivent dans la démarche de l'ONR, ce qui ne permet d'avoir une vision complète du patrimoine.
- Pour les ouvrages communaux la connaissance de ce patrimoine a fait de gros progrès grâce au Programme National Ponts. L'état des ouvrages communaux indique un manque d'entretien et de surveillance, notamment dû à l'insuffisance historique de moyens, de connaissance et de gestion du patrimoine.

Le Programme national Ponts a permis de recenser et d'évaluer les ouvrages d'art de plus de 14 800 communes. Il a ainsi permis d'insuffler une nouvelle dynamique auprès des communes et de les sensibiliser à l'importance de la gestion de leurs patrimoines. Un dispositif d'aide financière, géré par le Cerema, a également été mis en place pour accorder des subventions aux petites collectivités, pour les dossiers éligibles et matures, pour la réparation ou de reconstruction de ponts communaux : il s'agit du Programme National Ponts - Travaux démarré à l'automne 2023. Un long travail s'enclenche.

Le Cerema a mis en place deux outils numériques pour aider les communes et EPCI à prendre en main la gestion de leurs patrimoines d'ouvrages d'art : SOS Ponts⁶ d'une part, et Expertises Territoires⁷, avec la communauté ponts d'autre part. Ces outils permettent de mettre en lien les gestionnaires communaux et des experts en ouvrages d'art afin de les accompagner sur des questions métiers dans le prolongement et en parallèle du PNP.

L'ensemble de ces actions poursuit un même objectif : mieux connaître le patrimoine et améliorer son état.

Je remercie les relecteurs de l'article : Cécile Bouvet-Agnelli, Mélanie Wattré, Renaud Légliise, Pierre Corfdir, Christelle Cros.

⁶ <https://sosponts.recoconseil.fr/>

⁷ https://www.expertises-territoires.fr/jcms/pl1_27463/fr/communaute-ponts

Journées Câbles 2025

<https://www.afgc.asso.fr/evenement/cables-2025/>

Le comité d'organisation (AFGC, Cerema, Université Gustave Eiffel)

Les câbles sont des éléments structuraux fondamentaux des structures du génie civil (ponts en béton précontraint, à haubans, suspendus, enceintes de confinement, ouvrages portuaires, nouvelles structures EMR, ...). La durabilité de ces structures est donc étroitement liée à celle des câbles et il s'agit d'une préoccupation majeure, chacun à leur niveau d'intervention, des concepteurs, des constructeurs et des gestionnaires d'ouvrages.

L'AFGC, le Cerema et l'Université Gustave Eiffel organisent des journées Câbles en 2025 afin de faire le point sur les connaissances et les solutions les plus récentes concernant les câbles pour contribuer à des structures de génie civil performantes et durables. Ces journées sont francophones, de portée internationale. Elles s'adressent aux maîtres d'ouvrage, gestionnaires, entreprises, bureaux d'étude et de contrôle, universitaires, étudiants, ... Elles sont également adaptées à la formation d'agents travaillant sur le sujet des ouvrages à câbles ou de leurs équipements. Elles auront lieu les 1^{er} et 2 Avril sur le campus de Nantes de l'Université Gustave Eiffel. Une soirée de gala est prévue à Nantes le soir du 1^{er} Avril.



Figure n°1 : L'appel à communication des journées câbles 2025

Les deux journées seront organisées autour de 3 présentations invitées et de plusieurs sessions scientifiques et techniques comprenant des présentations permettant de mettre en évidence les particularités liées aux câbles dans la gestion du patrimoine existant et les apports de solutions nouvelles autour de 6 thèmes principaux :

1. L'amélioration de la connaissance des pathologies

On s'intéressera particulièrement aux problématiques de corrosion, de fatigue et de fretting dans les câbles ainsi qu'à leurs interactions. On considérera également les pathologies spécifiques des systèmes de protection (gaine PEHD, ..) et des câbles d'ancrage synthétiques.

2. Les techniques d'évaluation des câbles et de leurs ancrages

Cette session traitera de l'aide au diagnostic et au pronostic de l'état des ouvrages en abordant notamment les méthodes d'inspection, de contrôle non destructif, et d'instrumentation dont SHM actuellement disponibles ou en cours de développement.

3. La maintenance ou la réparation des ouvrages à câbles

Cette partie est destinée à l'étude des procédés de maintenance/réparation dont disposent les gestionnaires de structures du génie civil : revêtements, systèmes de dissipation d'énergie, méthodes de protection électrochimique, etc. Ceux-ci pourront être présentés à travers des retours d'expérience sur ouvrage réel.

4. Le développement et l'évaluation de matériaux et de procédés innovants

On abordera ici les études récentes menées sur les matériaux et procédés nouveaux qui offrent de belles perspectives que ce soit dans le domaine des câbles de génie civil ou des ancrages de structures EMR: inox, matériaux composites, nouveaux revêtements, etc.

5. La mise en œuvre d'approche d'évaluation environnementale

Cette session sera consacrée aux études environnementales des matériaux, ainsi qu'aux analyses de cycles de vie des structures.

6. L'évolution du contexte normatif et réglementaire

On s'intéressera à la normalisation concernant les matériaux, les essais, le dimensionnement et l'exécution dans le domaine des câbles du génie civil et des EMR. De nouveaux référentiels ou guides de recommandations pourront également être présentés.

Bien que le programme soit encore en cours de constitution, nous pouvons vous informer que de nombreuses propositions de communications orales ont déjà été reçues avec des contributions de différents niveaux de maturité (de travaux de R et D à des retours d'expérience de travaux sur site), et issues de contributeurs variés (académiques, maîtres d'ouvrage, bureaux d'étude, entreprises du BTP, ...). Ceci augure de journées riches en interactions et enseignements pour la communauté.

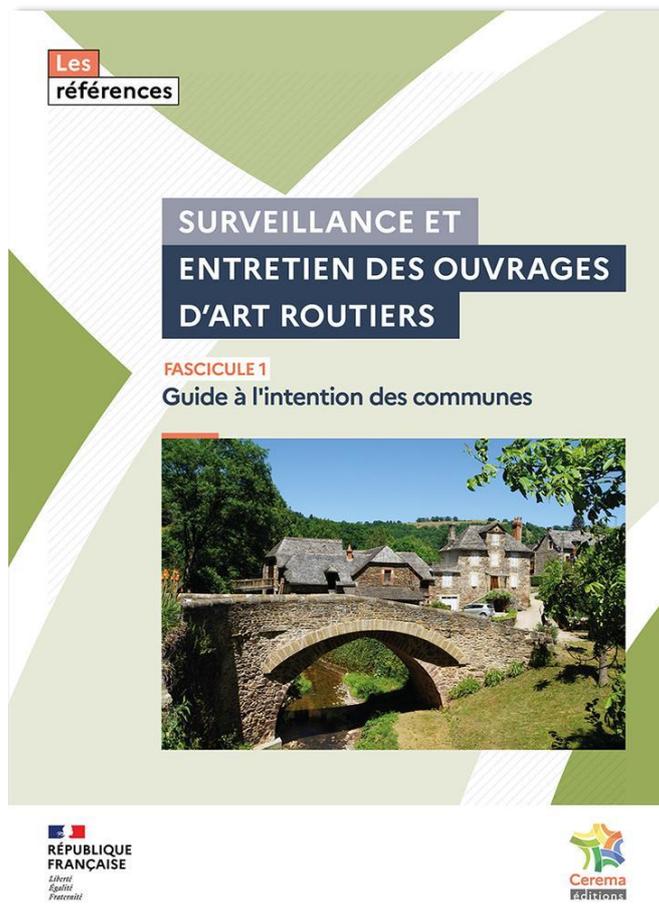
Un espace d'exposition technique est proposé aux entreprises et industriels intéressés par la promotion de leur savoir-faire et de leurs produits. Pour toute information complémentaire, n'hésitez pas à prendre contact via l'adresse suivante : agnes.gaudicheau@univ-eiffel.fr

Le comité d'organisation et le comité scientifique espèrent vous voir nombreux à Nantes les 1^{er} et 2 Avril 2025 pour ces nouvelles journées Câbles (les dernières ayant eu lieu en 2012) ! Toutes les informations relatives à cet évènement sont disponibles sur la page web dédiée à l'évènement : <https://www.afgc.asso.fr/evenement/cables-2025/>.

Les dernières publications OA du Cerema

Surveillance et entretien des ouvrages d'art routiers

Fascicules 1 et 2 - Guide à l'intention des communes / recueil de fiches pratiques



Les ouvrages d'art, ponts et murs de soutènement, constituent un patrimoine d'infrastructures important et exigent un entretien régulier. Leur grande durée de vie rend leur surveillance et entretien difficile notamment pour les petits patrimoines composés d'ouvrages anciens. Cependant, le maintien en état des ouvrages d'art est un impératif tant pour la sécurité des usagers que pour la continuité des voies de communication et de l'activité économique. Ainsi, il a paru utile de rassembler, sous une forme synthétique et pratique, l'essentiel des notions relatives à la gestion, à l'entretien et à la surveillance des ouvrages d'art. L'objectif est de permettre aux décideurs, maîtres d'ouvrage et gestionnaires de patrimoines d'appréhender les particularités de gestion. Cinq annexes techniques complètent le guide ainsi qu'un recueil de 27 fiches pratiques plus particulièrement destinées aux agents sur le terrain.

Solutions en béton à impact environnemental réduit dans les ouvrages d'art

Note d'information - Ouvrages d'art n° 08



Dans un contexte général de préservation de l'environnement, les enjeux de développement d'éco-matériaux dans une démarche d'économie circulaire deviennent forts, notamment dans le secteur de la construction. L'utilisation d'une solution en béton à impact environnemental réduit dans le cas des ouvrages d'art constitue une action susceptible de pouvoir répondre à ces enjeux environnementaux, sous réserve de respecter certaines prescriptions, contraintes et d'intégrer la démarche dans le planning des travaux. Cette note d'information à destination des maîtres d'ouvrages explicite les possibilités offertes par la NF EN 206+A2/CN et le fascicule 65 du CCTG Travaux pour la mise en œuvre de ces solutions en béton dans le domaine des ouvrages d'art.

Concevoir des passerelles pour les piétons et les cyclistes



En acier, en béton, en bois, les passerelles présentent une grande variété de typologies déclinées en fonction de leurs matériaux mais aussi de la structure de leur tablier. Les passerelles sont cependant conçues dans un objectif unique, celui de permettre aux piétons, cyclistes et même cavaliers de franchir en sécurité qu'un cours d'eau, qu'une voie de communication. Elles sont un maillon essentiel des itinéraires cyclistes et piétons afin d'en assurer la continuité. Elles répondent à des exigences techniques complexes qui nécessitent souvent des équipes pluridisciplinaires : spécialistes des ouvrages d'art, des déplacements urbains, des architectes, etc. Cet ouvrage, destiné à la fois aux maîtres d'ouvrage et aux concepteurs, aborde les éléments à intégrer pour conduire un projet de passerelle et offre des clés pour orienter leur conception. Par la richesse de ses illustrations, il intéressera également tous ceux qui voient ces passerelles comme des éléments architecturaux.

**Toutes les publications présentées sont disponibles sur la plateforme
documentaire du CEREMA : <https://doc.cerema.fr/>**

Bulletin Ouvrages d'Art du Cerema

<https://www.cerema.fr/fr/activites/infrastructures-transport>

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement et la cohésion des territoires

Le Cerema est un établissement public qui apporte un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre de ressources et d'expertise, il a pour vocation de produire et de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, services de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

Mise en page › Cerema ITM - DTOA

Crédits photos de la couverture › Cerema

Crédits photos › Cerema, Université Gustave Eiffel

ISBN > 978-2-37180-697-9

Pour toute correspondance › Redaction-BOA.DTOA.DTeciTM.cerema@cerema.fr

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

Aménagement et cohésion des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30