

*Bulletin*  
*Ouvrages d'Art*

n°72



Succède aux éditions du

**Sétra**

## Projet

Expertise du contreventement supérieur du caisson mixte d'un pont RATP page 4

Jérôme MICHEL, Noël ROBERT, Damien CHAMPENOY, Xavier BERDOS, Pascal NAUDIN

## Méthode

Déformations différées des structures en béton : Le pont de Savines page. 26

J-P. SELLIN, J-F. BARTHÉLÉMY, Gaëli BONDONET J-M. TORRENTI

## Retour d'expérience

Pont Mathilde – Diagnostic et réparation d'un tablier métallique après incendie page. 40

Sébastien DEFAUX, David MARCHESSE, Marylène REDOUANI

## Le kiosque du CTOA

Les dernières publications Ouvrages d'Art page. 58

**Directeur de la publication ›**

Bernard LARROUTOUROU

**Directeur délégué ›**

Georges TEMPEZ

**Comité éditorial ›**

Christophe AUBAGNAC (Cerema CE) - tél. : 03 85 86 67 02  
Jean-François BARTHÉLÉMY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 27  
Gaël BONDONET (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 81  
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med) - tél. : 04 42 24 76 86  
Pierre CORFDIR (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 56  
Bruno GODART (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 83 32  
Thierry KRETZ (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 81 29,  
Laurent LABOURIE (Cerema NP) - tél. : 03 20 49 61 81  
Jean Michel LACOMBE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 67  
Pierre PAILLUSSEAU (Cerema SO) - tél. : 05 56 70 67 03  
Antony HERVY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 31  
Sylvain RIGOLE (Cerema ITM) – tél. : 01 60 52 33 12

**Rédacteur en chef ›  
Rédaction ›**

# Expertise du contreventement supérieur du caisson mixte d'un pont RATP

**Jérôme MICHEL, Noël ROBERT**

(Chargés d'études OA, Cerema ITM/CTOA/DGOI, Sourdun, [jerome.michel@cerema.fr](mailto:jerome.michel@cerema.fr), [noel.robert@cerema.fr](mailto:noel.robert@cerema.fr))

**Damien CHAMPENOY**

(Chargé d'études OA, Cerema Est/Infra/DOA, Metz, [damien.champenoay@cerema.fr](mailto:damien.champenoay@cerema.fr).)

**Xavier BERDOS, Pascal NAUDIN**

(Chargés d'études OA, Cerema Est/Laboratoire régional de Nancy, [xavier.berdos@cerema.fr](mailto:xavier.berdos@cerema.fr), [pascal.naudin@cerema.fr](mailto:pascal.naudin@cerema.fr))

## Résumé

Le pont de Chatou est un ouvrage situé sur la ligne A du RER, traversant la Seine à hauteur de la commune de Chatou, à l'ouest de Paris. Cet ouvrage, construit fin des années 60 est un ouvrage en caisson mixte de hauteur variable, courbe en plan et possédant trois travées.

En 2010, la RATP a constaté sur cet ouvrage de nombreuses fissures au niveau des poutres de contreventement métalliques, présentes en partie supérieur du caisson, juste sous la dalle. Suite à cette constatation, la compagnie de transport parisien a sollicité le Sétra afin d'établir un diagnostic de ces désordres et d'étudier la possibilité de déposer le contreventement lors d'une prochaine phase d'entretien de l'ouvrage.

Compte tenu de sa complexité, le Sétra a réalisé une modélisation aux éléments finis de l'ouvrage en vue d'expliquer le phénomène observé et d'évaluer sa résistance résiduelle. Cette étude a été confortée par une instrumentation de l'ouvrage menée par le laboratoire régional de Nancy.

Les résultats de cette étude et des mesures fournies par l'instrumentation sont détaillés dans cet article.

## I. Présentation de l'étude

Le pont de Chatou, pont RATP sur la ligne A du RER, présentait de nombreuses fissures au niveau du contreventement métallique situé sous la dalle en béton armé. Les dernières inspections mettaient en évidence une évolution rapide du phénomène.

Le Sétra, sollicité par la RATP pour visiter l'ouvrage, a proposé de modéliser l'ouvrage par éléments finis en vue d'expliquer le phénomène observé, et d'évaluer sa résistance résiduelle.

Parallèlement, le Laboratoire Régional de Nancy a réalisé des essais afin de déterminer la nature de l'acier utilisé dans le contreventement.

Puis, le CETE de l'Est a mis en place et assuré le suivi d'une instrumentation visant à :

- mesurer les contraintes dans les barres de contreventement saines ;
- mesurer le glissement entre la dalle et la charpente, afin d'évaluer l'efficacité de la connexion ;
- évaluer le comportement dynamique du contreventement par une acquisition lors d'un passage de RER.

Le présent article dresse le bilan du diagnostic réalisé.

## **II. Description de l'ouvrage**

L'ouvrage permet à la branche Sud-Ouest du RER A (direction Saint-Germain-en-Laye) de traverser la Seine à hauteur de la commune de Chatou entre les gares de Rueil-Malmaison et Chatou – Croissy, à proximité de cette dernière. Il est orienté selon la direction Est-Ouest.

Il a été conçu par la Compagnie française d'entreprises métalliques (CFEM) et achevé en 1969.

Il est composé de deux tabliers indépendants courbes à trois travées continues, supportant chacun une voie de circulation. La travée de rive à l'Est présente un balancement faible. L'appui de rive est donc muni d'un système d'ancrage vertical. L'ouvrage est courbe en plan avec un rayon de 1200 m.

Chaque tablier est un caisson mixte de hauteur variable. Les âmes sont verticales et leur entraxe est de 2.60 m. Leur hauteur varie de 3,55 m sur appui intermédiaire à 1,60 m sur culée, du côté de la travée de rive courte. La dalle de 20 cm d'épaisseur est en dévers de 3 %, formé par des renformis de hauteurs différentes sur chacune des deux âmes. Elle mesure 4,80 m de largeur mais n'est pas centrée transversalement. Néanmoins, l'entraxe des rails et des âmes métalliques sont confondus.

L'étude s'est concentrée sur le tablier Sud qui est le plus endommagé. Celui-ci supporte les trains circulant dans le sens Paris-Banlieue. Ils sont à cet endroit en phase de décélération juste avant de s'arrêter en gare de Chatou – Croissy quelques mètres plus loin.

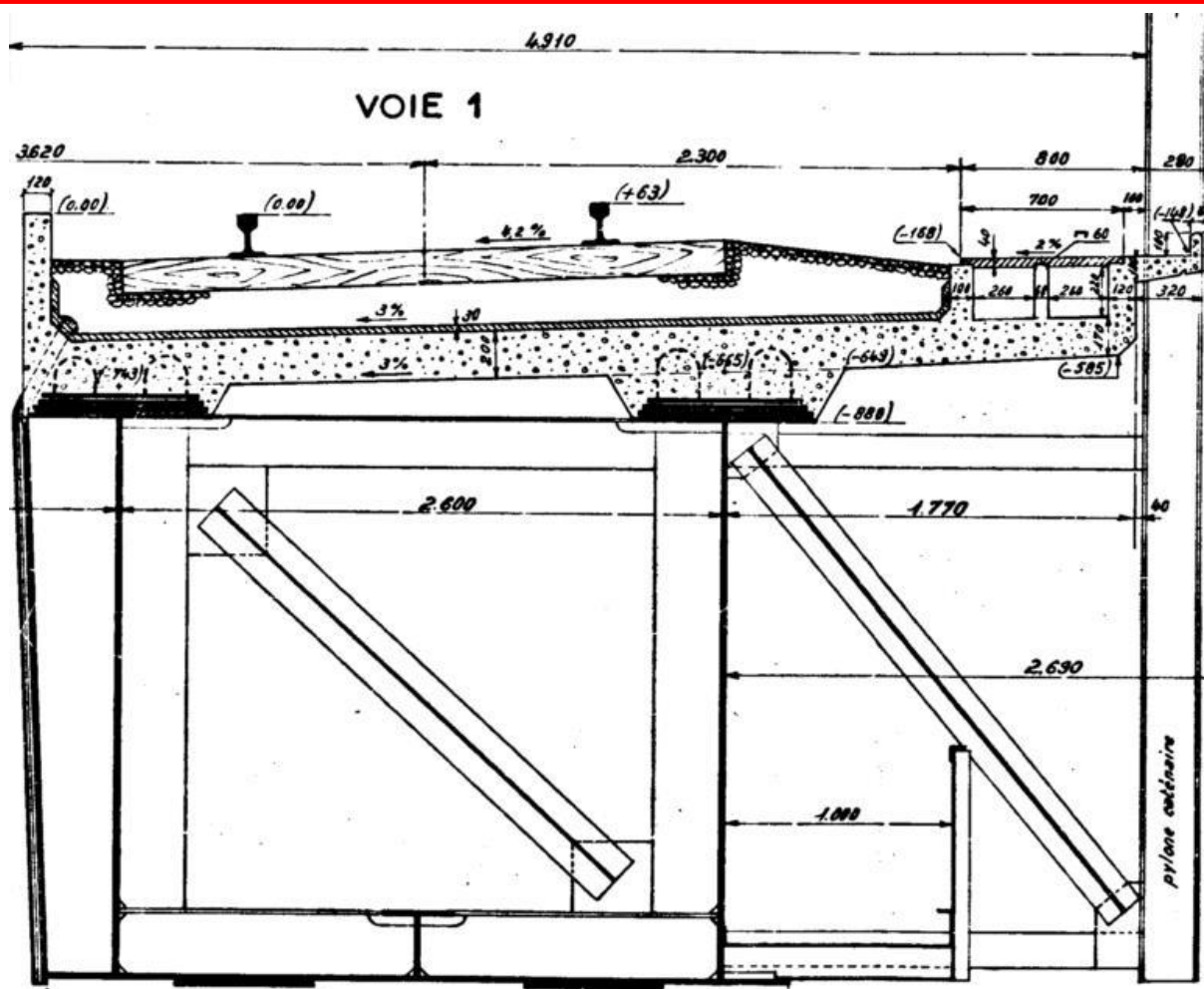


Illustration 1 : Section transversale du tablier étudié

### III. Désordres constatés

L'ouvrage présente en partie supérieure, juste sous la dalle, un contreventement métallique, utile en phase de construction pour résister à la torsion. Ce contreventement est réalisé avec des poutres soudées sous les semelles supérieures des poutres principales. Les poutres de contreventement sont de deux types : celles à section en T et celles à section en L (ou cornières), moins robustes. Beaucoup de ces dernières présentent une fissure initiée dans l'angle aigu formé par l'aile horizontale de cornière et la semelle de la poutre principale sur laquelle elle est soudée. L'illustration 2 montre l'une de ces fissures. Ces désordres ont fait l'objet d'un relevé réalisé par le Laboratoire de Nancy, dont l'illustration 3 est extraite.



Illustration 2 : Exemple de fissure observée sur l'ouvrage

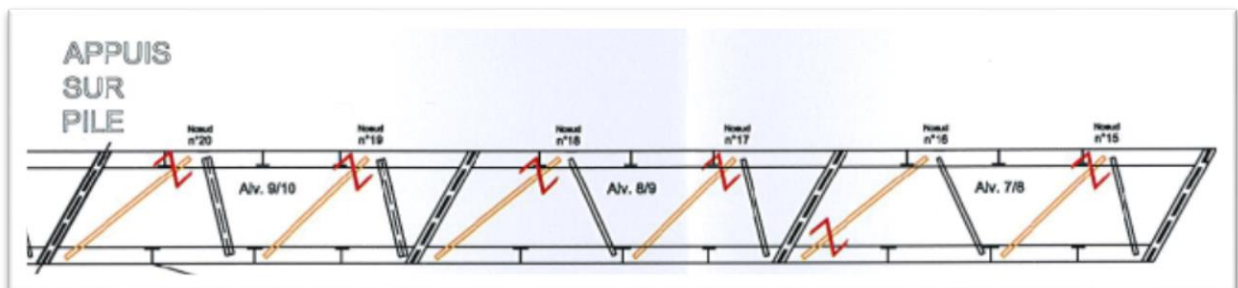


Illustration 3 : Extrait du relevé de fissure dans la travée centrale établi par le Laboratoire de Nancy

## IV. Etude des contraintes dans les contreventements

### 1. Dispositions constructives et analyse du dossier d'ouvrage

La présence d'un dossier d'ouvrage complet permet d'appréhender la logique du concepteur et de voir le fonctionnement de l'ouvrage et des différents éléments. L'ouvrage étant courbe et possédant des encorbellements béton dissymétrique, il subit des moments de torsion importants. Avant prise du hourdis en béton armé, la section a été fermée par un contreventement supérieur afin de reprendre ces effets de torsion.

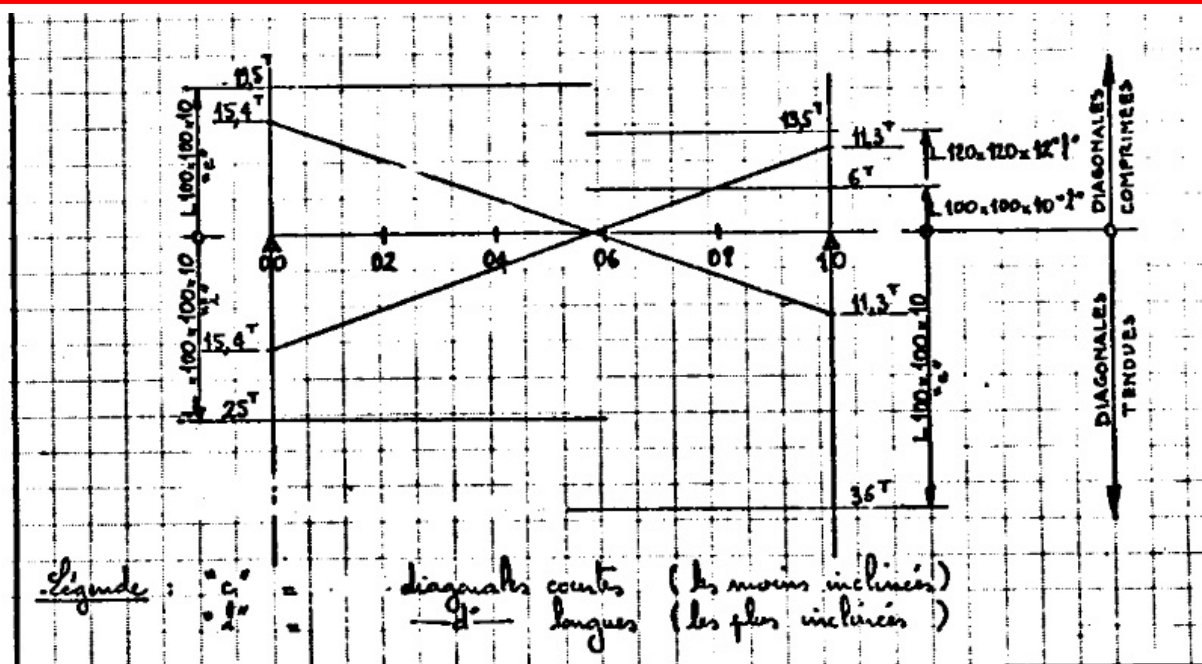


Illustration 4 : Extrait du dossier d'ouvrage - Efforts normaux dans le contreventement résultant des moments de torsion le long de l'ouvrage

L'illustration 4, extrait de la note de calcul d'origine du tablier donne l'effort dans les contreventements supérieurs de la travée centrale juste avant prise du béton. Une distinction entre éléments tendus et éléments comprimés a été réalisée.

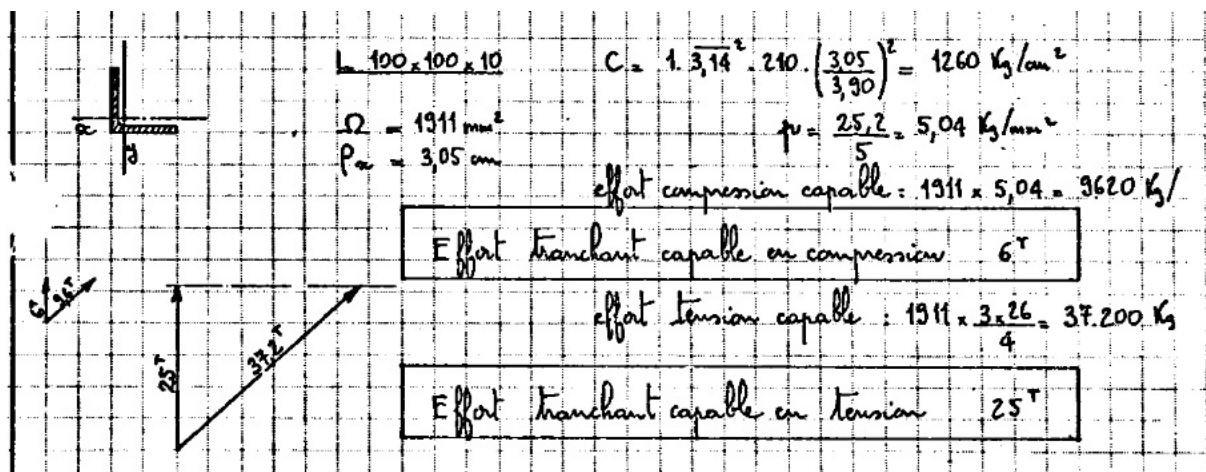


Illustration 5 : Extrait du dossier d'ouvrage – Calcul de la résistance au flambement des cornières de contreventement

L'extrait de l'illustration 5 montre déjà une erreur dans le calcul d'origine. La contrainte critique de flambement des cornières comprimées. Les axes d'inertie considérés ne sont pas les axes principaux d'inertie.



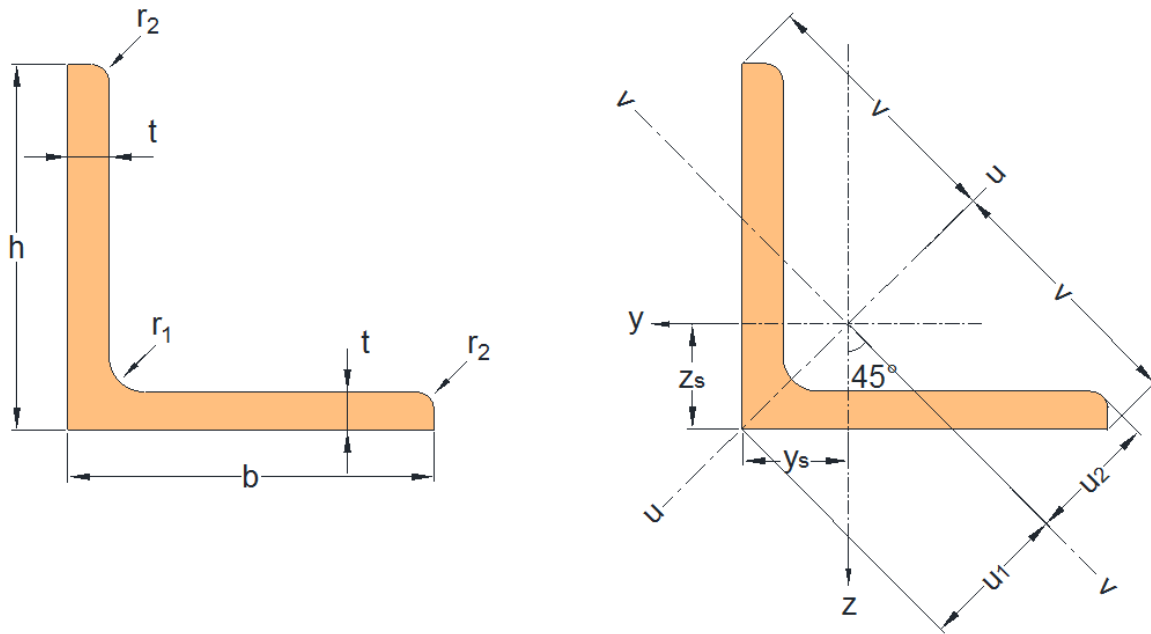


Illustration 6 : Axes principaux d'inertie des cornières

Ainsi, l'inertie principale faible vaut 72 cm<sup>4</sup> et non 176 cm<sup>4</sup> comme considéré à l'origine. L'effort capable en compression de 6 tonnes calculé à l'origine ne vaut en fait que 2,5 tonnes montrant déjà un sous dimensionnement.

Ces contreventements supérieurs sont alors fortement sensibles aux effets du second ordre. A titre d'exemple, la réglementation Suisse SIA 263 construction métallique [1] (art. 4.5.1.7) préconise de limiter l'élanement de la barre ( $\lambda k = l k / i$ ) à 160 pour les éléments soumis à la fatigue. Les cornières L100x10 ont un élanement de 200.

Afin de réaliser le diagnostic de l'ouvrage, nous avons réalisé :

- Une modélisation globale aux éléments finis afin de déterminer :
  - la contrainte dans les cornières en vue d'expliquer leur fissuration,
  - le taux de travail de la connexion acier/béton afin d'évaluer l'incidence de la redistribution des efforts des contreventements fissurés dans le hourdis béton (via la connexion).
- Une modélisation locale de la liaison contreventement/semelle supérieure afin d'évaluer les concentrations de contraintes locales
- Une instrumentation pour confirmer les calculs et s'assurer du bon fonctionnement actuel de l'ouvrage malgré la fissuration de nombreux contreventements supérieurs.

Ces phases d'étude permettront de statuer sur la nécessité des contreventements à la résistance de l'ouvrage ou sur la possibilité d'une dépose de ces derniers en admettant une redistribution des efforts dans le hourdis via la connexion.

## 2. Modélisation globale et calculs aux éléments finis

### A. Description du modèle aux éléments finis

Pour prendre en compte la géométrie réelle de l'ouvrage (avec sa courbure, les variations d'épaisseur de son tablier, ses raidisseurs et ses contreventements) un calcul aux éléments finis a été effectué avec le logiciel Code\_Aster. Le modèle représente le tablier sud de l'ouvrage. Il est composé d'éléments de plaque pour modéliser les membrures, les âmes métalliques du caisson, ainsi que la dalle en béton assimilée à une plaque d'épaisseur constante et d'éléments de poutre pour les différents types de raidisseurs, les contreventements et la connexion entre le caisson métallique et la dalle en béton. Les poutres modélisant le contreventement (v. illustration 8) sont encastrées à leurs extrémités au niveau des membrures supérieures du caisson métallique. Elles sont excentrées de sorte que leur fibre moyenne se situe à la bonne altitude.

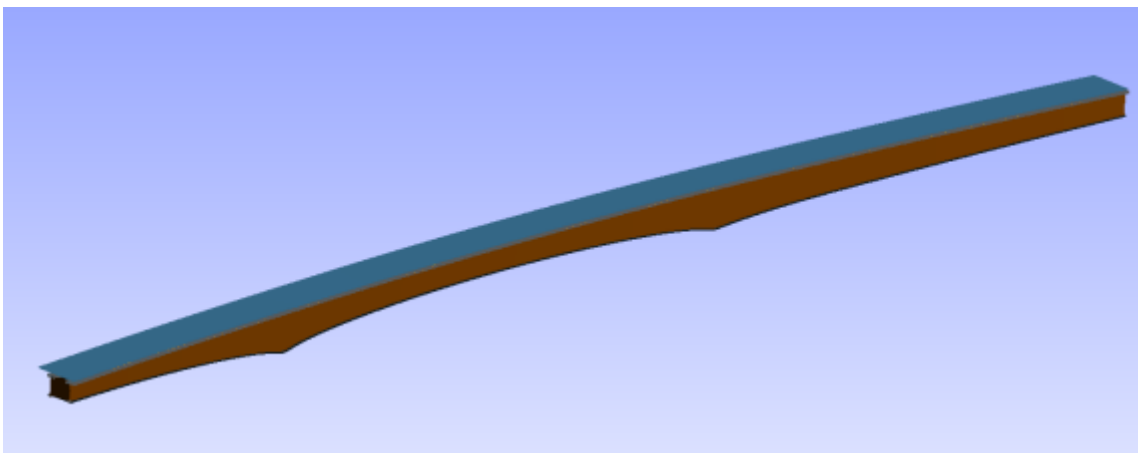


Illustration 7 : Visualisation globale du modèle éléments finis de l'ouvrage

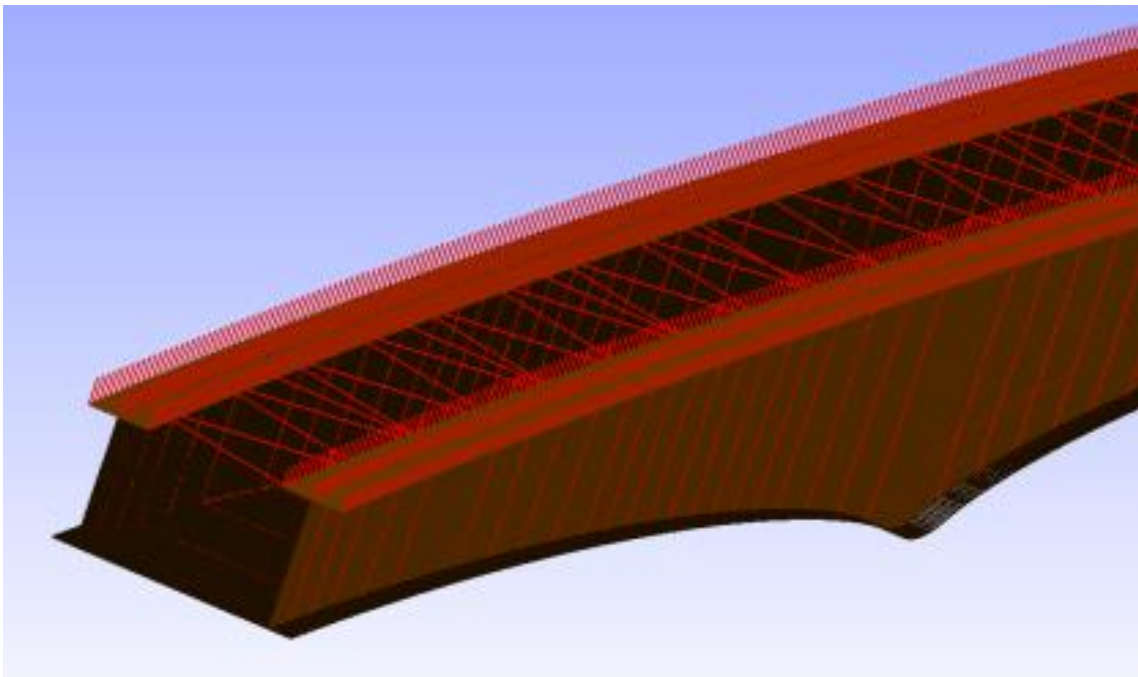
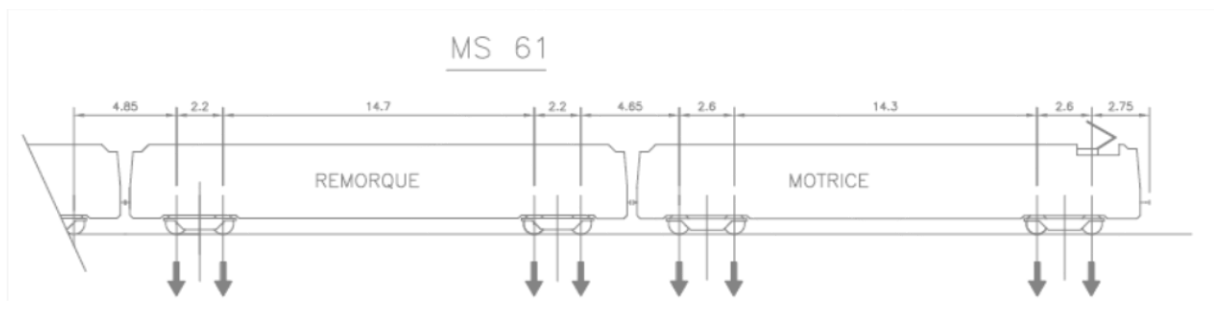


Illustration 8 : Visualisation locale du modèle éléments finis sans le hourdis en béton

Par simplification, les conditions d'appuis sont considérées comme parfaites. La connexion entre la dalle et la structure métallique est considérée comme parfaite afin de maximiser le flux de cisaillement.

Le modèle réalisé est linéaire. Le béton de la dalle ainsi que les différents éléments métalliques de la structure sont modélisés par des matériaux élastiques linéaires isotropes. La fissuration éventuelle de la dalle en béton n'est donc pas prise en compte.

Seules les charges ferroviaires ont été considérées. Ces charges ont été modélisées selon les charges ferroviaires d'un matériel roulant RER de type MS 61 (matériel ayant principalement circulé sur l'ouvrage depuis sa création en 1969), circulant aux heures de pointes. Le train est composé de 3 éléments de 3 voitures (2 motrices et 1 remorque) pour une longueur totale de 220 m environ. A raison de 6 voyageurs/m<sup>2</sup> debout, les charges maximales d'une motrice et d'une remorque sont respectivement de 76,85 et 54,30 T. Ces charges verticales sont appliquées à la structure et réparties selon des surfaces de diffusion au droit de chaque essieu.



**COMPOSITION D'UN ÉLÉMENT**

Motrice	Remorque	Motrice
24 555	24 110	24 555
Train de 1 élément		73 220
Train de 2 éléments		146 440
Train de 3 éléments		219 660

Illustration 9 : Matériel roulant RER de type MS 61 : répartition des charges par essieu et composition d'un élément

Le freinage du RER et la force centrifuge qu'il subit sont pris en compte en appliquant des charges longitudinales et transversales au droit de chaque essieu. Ces charges sont calculées à partir d'une vitesse d'entrée sur l'ouvrage de 90km/h et d'une décélération de 1m.s<sup>-2</sup>.

Les cas de charges autres que les charges ferroviaires (poids propre, poids des superstructures et effets des actions climatiques) n'ont pas été considérées. Le modèle permet

de déterminer l'effet du passage d'un RER sur les contreventements et d'effectuer un calcul en fatigue.

### B. Calcul en fatigue

Sous l'action du passage des RER, les cornières de contreventement sont soumises à des sollicitations cycliques. Leur rupture peut s'expliquer par phénomène de fatigue. L'étude a été menée en calculant les étendues de contrainte dans deux cornières au passage d'un RER sur l'ouvrage. Ces deux cornières, dont la rupture a été observée en octobre 2010, sont situées à mi-travée de la travée centrale.

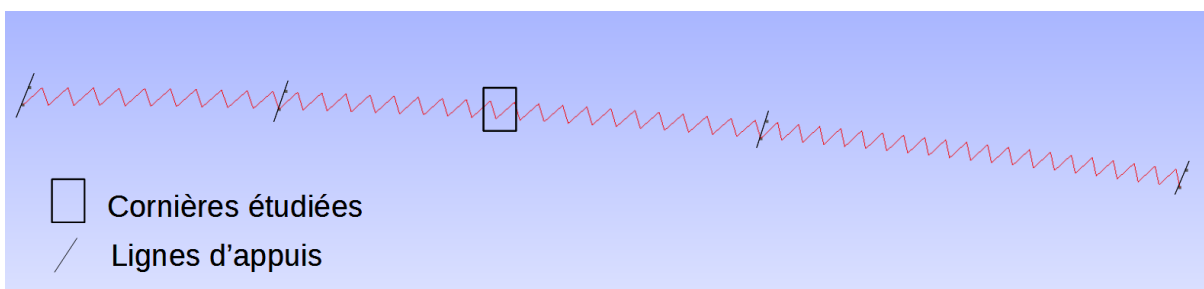


Illustration 10 : Localisation des cornières étudiées

Plusieurs cas de chargement RER, selon la description ci-dessus, ont été positionnés sur l'ouvrage. L'avant du RER a été placé le long de l'ouvrage de l'abscisse  $x=5$  m à l'abscisse  $x=390$  m par pas de 5 m (l'origine des abscisses se situe au niveau de la culée côté Paris). Pour chaque cas de chargement, les efforts dans les deux cornières considérées ont été relevés puis les contraintes aux points d'amorce des fissures à la jonction cornière/semelle (points 1 à 4 de l'illustration 11) ont été calculées.

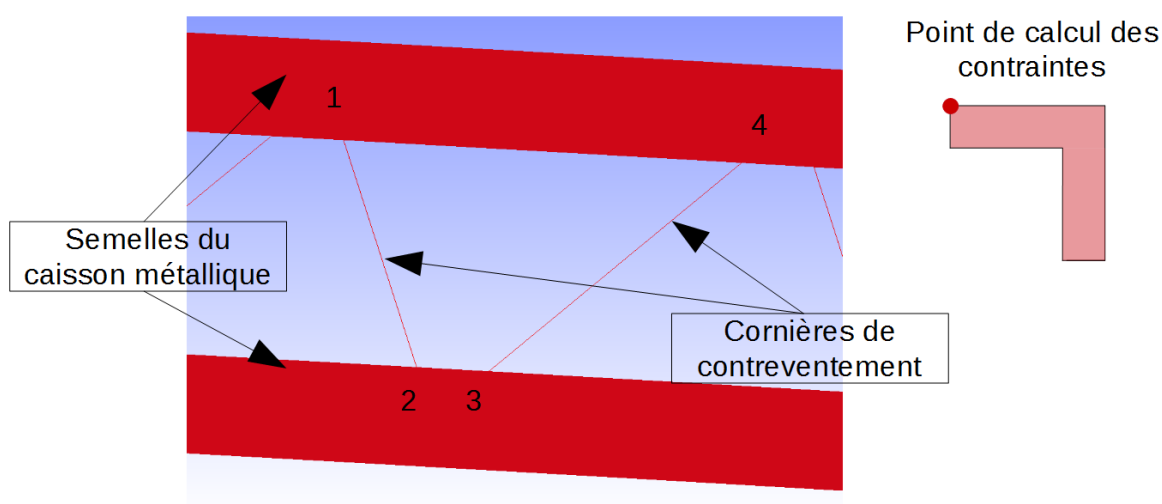


Illustration 11: Zoom sur les cornières objets de l'étude

L'illustration 12 présente les contraintes obtenues au niveau des points d'attache 1 et 4 des 2 cornières sous sollicitation cyclique au passage d'un RER.

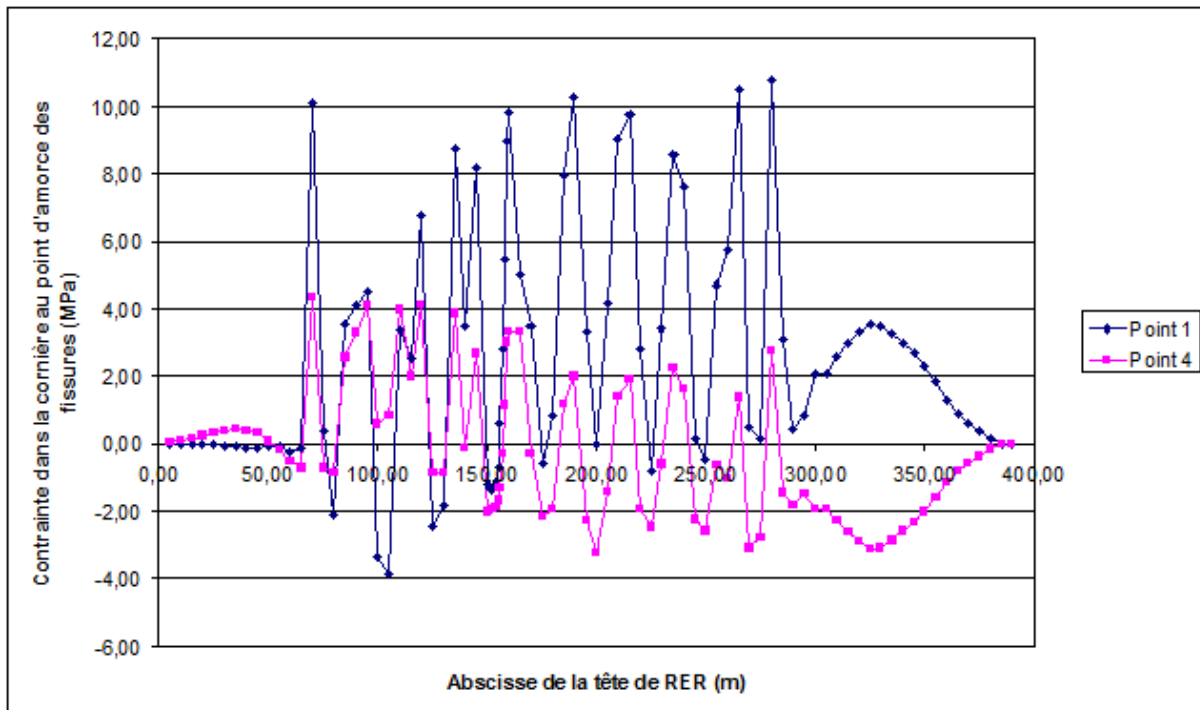


Illustration 12: Contraintes calculées dans les cornières au niveau des points d'attache 1 et 4

Note : les cycles de contraintes semblent correspondre au passage, au droit des cornières étudiées, d'un groupe d'essieux rapprochés, constitué soit d'un bogie aux extrémités du train, soit de deux bogies au niveau des attelages de voitures. On peut dénombrer de l'ordre d'une dizaine de cycles lors du passage d'un RER, égale au nombre de groupe d'essieux qui le composent.

Le comptage des cycles d'étendues de contrainte au passage d'un RER mené par la méthode *rainflow* selon la norme A 03-406 [2] donne :

- au niveau du point 1 : 1 cycle de 15 MPa, 6 cycles de 10 MPa et 3 cycles inférieurs à 3 MPa,
- au niveau du point 4 : 1 cycle de 7,5 MPa, 1 cycle de 6 MPa, 5 cycles de 5 MPa et 4 cycles inférieurs à 1,5 MPa.

Par ailleurs, d'après les données de la RATP, environ 2 millions de RER de type MS 61 ont circulé sur l'ouvrage depuis sa création en 1969.

La catégorie de détail de la soudure des cornières sur les semelles des poutres principales n'est pas présente dans les catégories de détail données par l'Eurocode 3, partie 1-9 [3]. La catégorie de détail qui semble la plus fidèle à cet assemblage est la catégorie de détail 5 du tableau 8.5 (v. illustration 13), égale à 45 MPa. L'assemblage réel semble néanmoins plus pénalisant vis-à-vis de la résistance à la fatigue compte tenu de l'angle entre la cornière et la semelle. Pour cette raison, il a été fait le choix de réaliser un calcul en fatigue avec les courbes de résistance à la fatigue pour les étendues de contraintes normales relatives aux catégories de détail de 45 MPa et 36 MPa (figure 7.1 de l'Eurocode 3, partie 1-9 [3]).


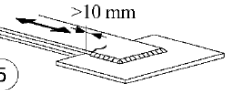
<p>Comme détail 1) du Tableau 8.5</p>	 <p>calcul des contraintes dans le plat principal : pente 1/2</p>	<p><u>Assemblages soudés à recouvrements :</u></p> <p>4) Assemblages à recouvrement soudés par cordons d'angle.</p>	<p>4) Dans le plat principal, <math>\Delta\sigma</math> à calculer sur la base de la surface indiquée sur le schéma.</p> <p>5) <math>\Delta\sigma</math> à calculer dans les plats de recouvrement.</p> <p><u>Détails 4) et 5) :</u></p>
<p>45°</p>		<p><u>Plats de recouvrement :</u></p> <p>5) Assemblages à recouvrement soudés par cordons d'angle.</p>	<p>La soudure se termine à plus de 10 mm du bord du plat.</p> <p>Il convient de vérifier le cisaillement dans la soudure suivant le détail 8).</p>

Illustration 13 : Extrait du tableau 8.5 de l'Eurocode 3 [3], partie 1-9 – Assemblages soudés transmettant des efforts

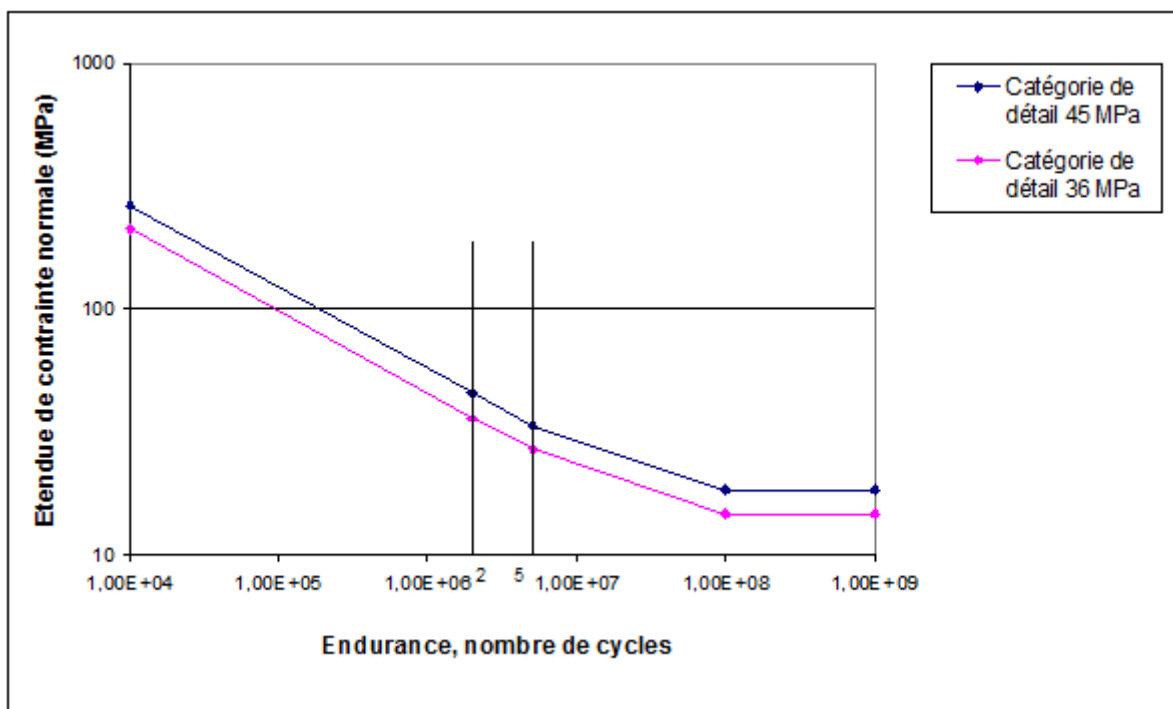


Illustration 14: Courbes de résistance à la fatigue pour les étendues de contraintes normales relatives aux catégories de détail de 45 et 36 MPa

En divisant les courbes de fatigue par le coefficient partiel de résistance à la fatigue  $\gamma_{Mf}$ , l'endommagement des cornières au passage des RER lors de la vie de l'ouvrage peut être calculé pour chaque catégorie de détail. Cet endommagement est calculé selon la règle de Palmgren-Miner.

Ainsi, au niveau du point 1, l'endommagement calculé est de moins de 4 % pour la catégorie de détail de 45 MPa et de 12,5 % pour la catégorie de détail de 36 MPa. Au niveau du point 4, les étendues des sollicitations sont inférieures à la limite de troncature des courbes de résistance à la fatigue. L'endommagement calculé est donc nul.

Les calculs menés ne semblent pas démontrer une rupture des contreventements par phénomène de fatigue. Néanmoins, plusieurs facteurs peuvent justifier que nous ne soyons pas parvenus à déceler ce phénomène de fatigue :

- la catégorie de détail de ce type d'assemblage n'a jamais été évaluée. Il est possible que cette catégorie de détail soit inférieure aux catégories de détail retenue ;
- l'effet dynamique engendré par le passage d'un RER n'a pas été pris en compte. Les amplitudes des cycles calculées peuvent être plus importantes ;
- des essais et analyses chimiques menés par le laboratoire de la Dter Est sur des prélèvements de l'acier des contreventements ont montré que celui-ci comportait des inclusions de grande taille. Cette présence anormale d'inclusions génère des concentrations de contraintes locales favorisant la fissuration.

En outre, le pas de positionnement des charges de 5 m ne permet pas d'identifier précisément l'étendue de contrainte de tous les cycles, la longueur caractéristique du chargement dynamique étant de l'ordre de 20 m (longueur d'espacement entre groupes d'essieux). Cependant, les mesures effectuées par le Laboratoire Régional de Nancy, présentées ci-après, ont montré une bonne corrélation des résultats numériques et des résultats issus des mesures. Compte tenu des temps de calcul, nous avons fait le choix de ne pas affiner ce pas, mais il est possible que certaines étendues de contrainte aient été sous-estimées (notamment les étendues de contraintes inférieures à 10 MPa).

Même si le calcul d'endommagement des contreventements ne semble pas démontrer une rupture par phénomène de fatigue, les facteurs présentés ci-dessus cumulés à une sollicitation cyclique semblent responsable de la rupture des cornières. Par ailleurs, la rupture de la première cornière engendre une augmentation des efforts dans les cornières voisines, accélérant le phénomène de fatigue et provoquant une rupture en chaîne du contreventement.

### 3. Modélisation locale et calculs aux éléments finis

#### *A. Description du modèle*

Pour évaluer le comportement local de l'attache des cornières sur la semelle supérieure des poutres principales, un calcul aux éléments finis a été effectué sous Code\_Aster. Le modèle représente une fraction de semelle supérieure de poutre principale et un tronçon de cornière. Il est composé d'éléments volumiques.

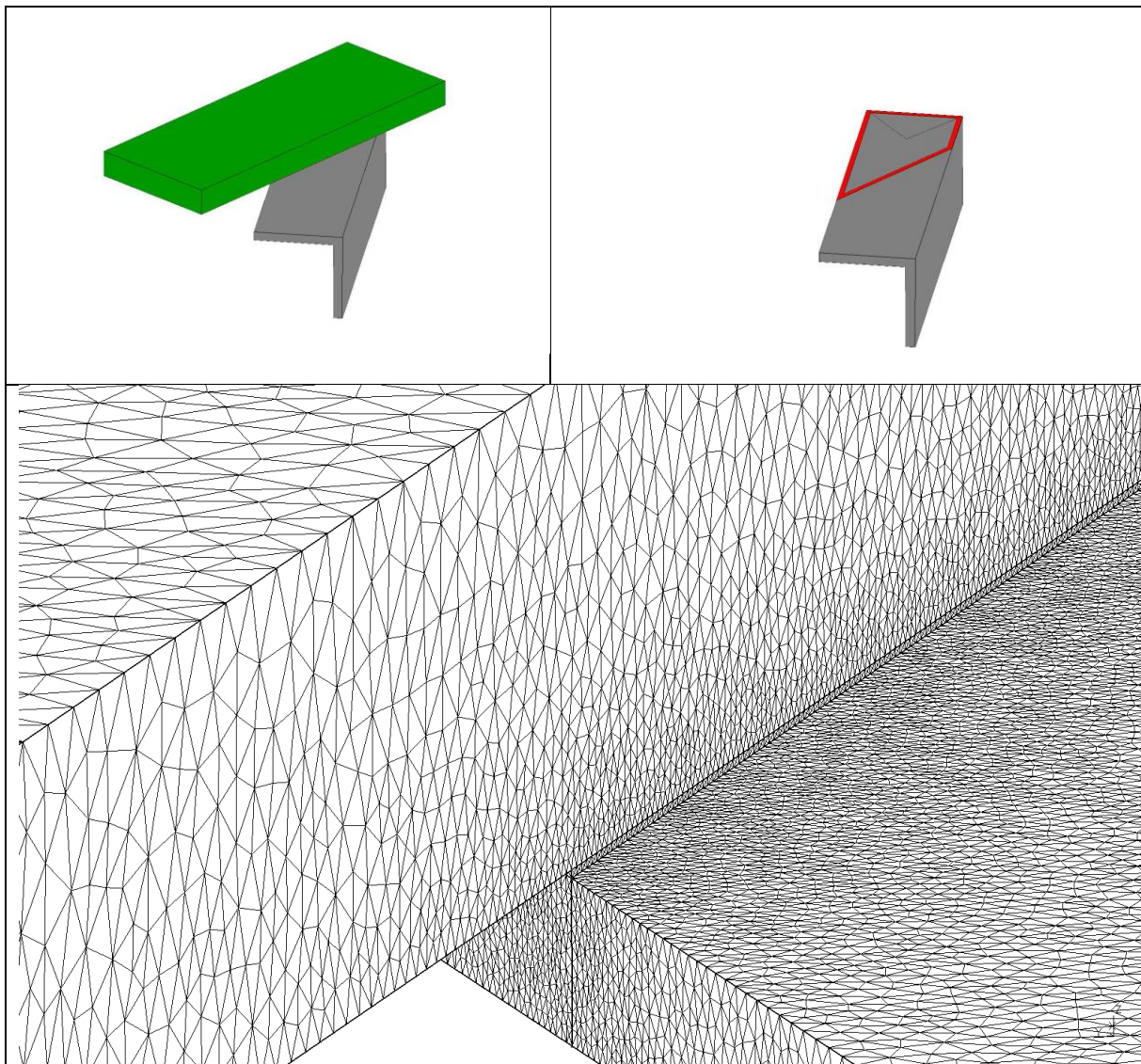


Illustration 15 : Vue générale du modèle (en haut, à gauche), détail de la liaison des deux pièces (en haut, à droite) et détail du maillage dans l'angle aigu à l'intersection des deux pièces (en bas)

Les déplacements sont bloqués sur les faces verticales de la semelle supérieure, à l'exception de celle située du côté de la cornière. La soudure entre la semelle supérieure et la cornière est modélisée par des liaisons parfaites des éléments situés sur le contour de la surface de contact entre les deux pièces (zone en rouge sur l'illustration 15).

Le modèle réalisé est linéaire. L'acier est modélisé par un matériau élastique linéaire isotrope.

Un chargement unitaire en contrainte est appliqué à l'extrémité libre de la cornière.

### **B. Résultats**

Le modèle laisse apparaître deux lieux de concentration de contraintes de traction (en rouge sur l'illustration 16) :



- À l'extrémité de la cornière, à proximité de l'aile verticale : celle-ci n'est pas susceptible d'entraîner la fissuration de la cornière ;
- Dans l'angle aigu de la liaison : ce résultat correspond au phénomène identifié sur l'ouvrage puisque c'est le lieu d'initiation des fissures observées.

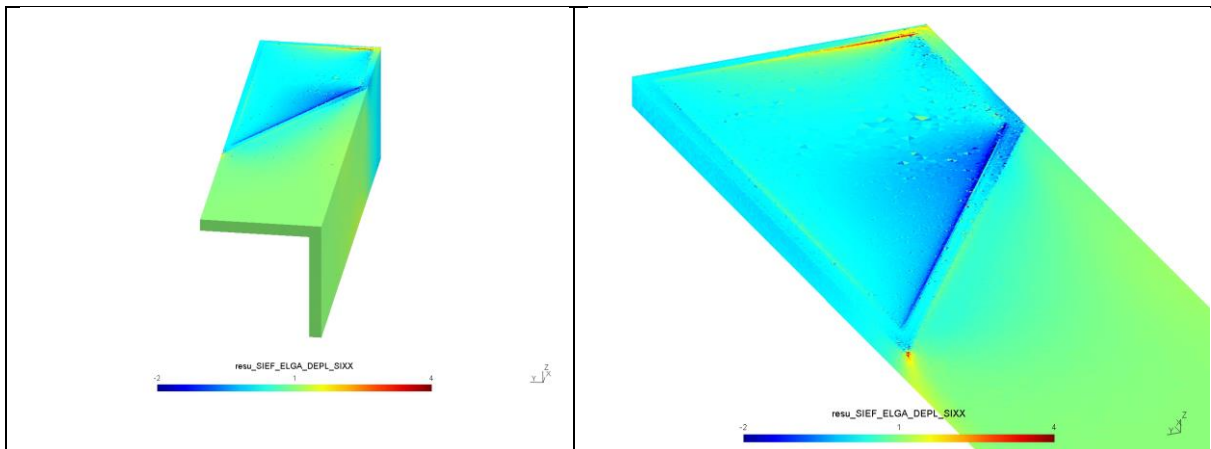


Illustration 16 : Contrainte normale dans la cornière : vue générale (à gauche) et vue plus précise (à droite)

Le modèle donne un facteur de concentration de contrainte d'environ 4. Néanmoins plusieurs paramètres sont susceptibles d'influencer ce facteur :

- L'angle dans le plan horizontal entre la cornière et la semelle supérieure : celui-ci varie du fait de l'espacement variable des cadres d'entretoisement d'une travée à l'autre ;
- La géométrie locale de la soudure qui n'est pas modélisée finement ici ;
- La qualité d'exécution de la soudure.

Même si la précision du résultat obtenu est très sensible aux paramètres ci-dessus, le modèle met en évidence une concentration de contrainte conséquente, favorisant d'autant plus la rupture par fatigue. À titre indicatif, au niveau du point 1, pour la catégorie de détail de 45 MPa, on atteint un endommagement de 100 % pour un facteur de concentration de contrainte de seulement 1.8.

## V. Instrumentation de l'ouvrage

Afin de conforter la partie calculatoire du diagnostic, l'ouvrage a été instrumenté et 2 prélèvements d'acier ont été réalisés.

Le but de ces expérimentations est de connaître :

- les caractéristiques de l'acier, et notamment sa fragilité vis-à-vis de la fissuration de fatigue,
- l'efficacité de la connexion, et notamment de voir le comportement des tabliers avec les contreventements supérieurs fissurés,
- le taux de travail des contreventements supérieurs, et de voir si les taux de contraintes mesurés peuvent expliquer les fissurations observées.

## 1. Composition de l'acier

Deux prélèvements ont été réalisés sur l'ouvrage : un sur les contreventements bien sûr, mais également un sur les entretoises (ou diaphragmes) de l'ouvrage. Si les contreventements ne sont là que pour reprendre les effets des charges permanentes en phase de construction (repris par la suite par la dalle béton), les entretoises empêchent le caisson de se distordre. Leur rupture serait plus problématique. Pour chaque échantillon, les essais suivants ont été réalisés :

- analyses chimiques afin d'identifier la composition de l'acier,
- observations métallographiques pour déterminer la structure et les propriétés de l'acier,
- essais de traction pour évaluer la nuance,
- essais de résilience afin d'évaluer la fragilité du matériau,
- examen au microscope électronique à balayage du faciès pour déterminer la nature des ruptures.

Ces essais ont mené aux principales conclusions suivantes :

- pour les 2 échantillons (entretoise et contreventement), l'acier est de type « non allié » à grains fins, de structure ferrito-perlitique,
- pour l'entretoise, les analyses n'ont pas mis en évidence de défauts particuliers dans la structure du métal ou de sensibilité particulière à la fissuration,
- pour les contreventements, par contre, une grande sensibilité à la rupture fragile a été montrée par les essais de résilience. Des défauts dans l'acier (inclusions de taille importante) génèrent une sensibilité à la rupture fragile.

Ces caractéristiques sont compatibles avec l'hypothèse d'une fissuration par fatigue.

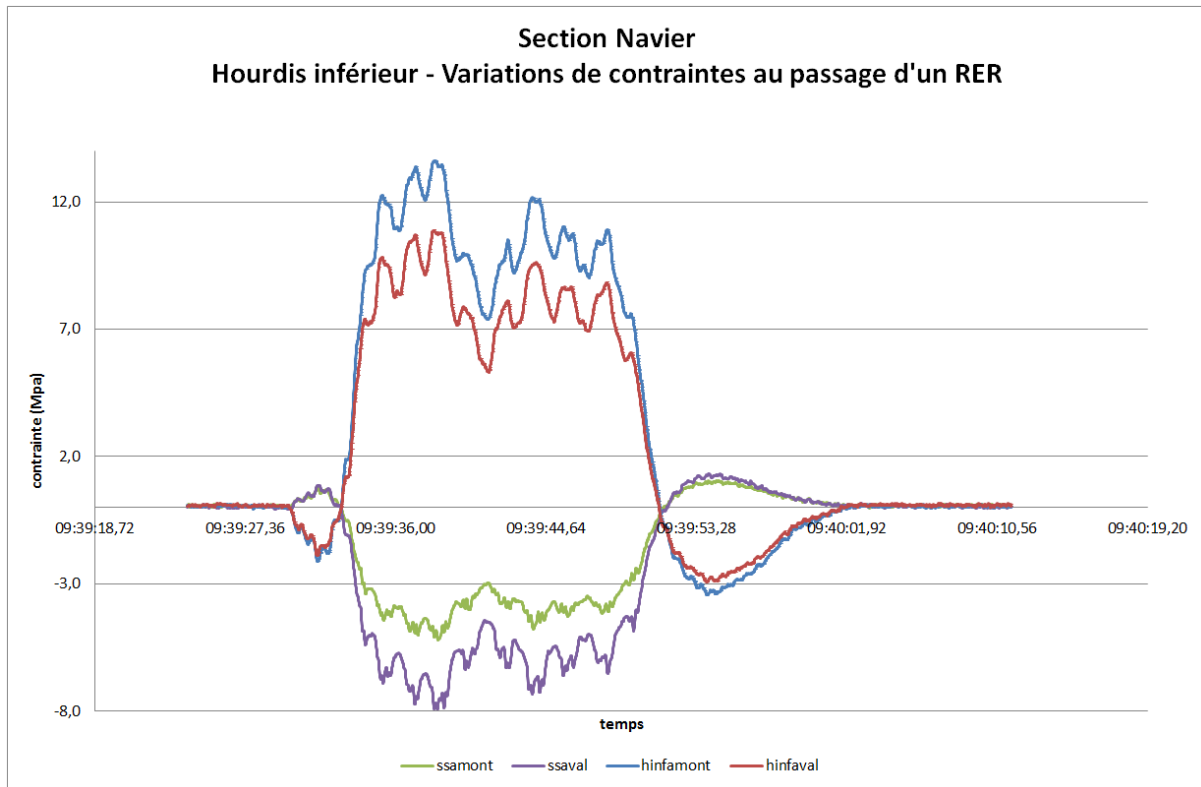
## 2. Mesure indirecte du glissement de la dalle

La connexion acier/béton devant reprendre les sollicitations emprisonnées dans les contreventements rompus, l'instrumentation de l'ouvrage a porté principalement sur l'efficacité de cette connexion. Pour ce faire nous avons :

- réalisé des instrumentations de section de type Navier à mi-travée de la travée 2,
- installé des capteurs de déplacements entre le hourdis béton et les semelles supérieures. Ces capteurs vont notamment pouvoir statuer sur l'action des effets thermiques sur la connexion.

Concernant les instrumentations de type Navier, 4 jauges de déformations sont placées à mi-travée (une sur chaque semelle supérieure et deux sur le fond de caisson). Ces jauges sont reliées à une station d'acquisition de 50 Hz, permettant de distinguer les effets dynamiques.

La figure 17 montre le résultat de ces 4 jauges au passage d'un RER.



**Illustration 17 : Navier d'une section à mi-travée**

On note tout d'abord que les contraintes dans les 2 semelles supérieures et dans le fond de caisson ne sont pas uniformes. Cette non uniformité (de l'ordre de 20 % d'écart entre le côté aval et amont) provient de :

- la dissymétrie du caisson (qui ne comporte qu'un seul encorbellement béton),
- la courbure de l'ouvrage créant de la distorsion dans le caisson,
- du freinage du RER,
- du biais de l'ouvrage créant des effets parasites,
- de la difficulté d'instrumenter une section de tablier perpendiculaire à la courbure.

En considérant la valeur moyenne des contraintes dans le fond de caisson et dans les semelles, on peut déduire la position de l'axe neutre et la comparer à la position théorique du centre de gravité. Ce dernier a été calculé en prenant un coefficient d'équivalence acier/béton de  $n=5$ .

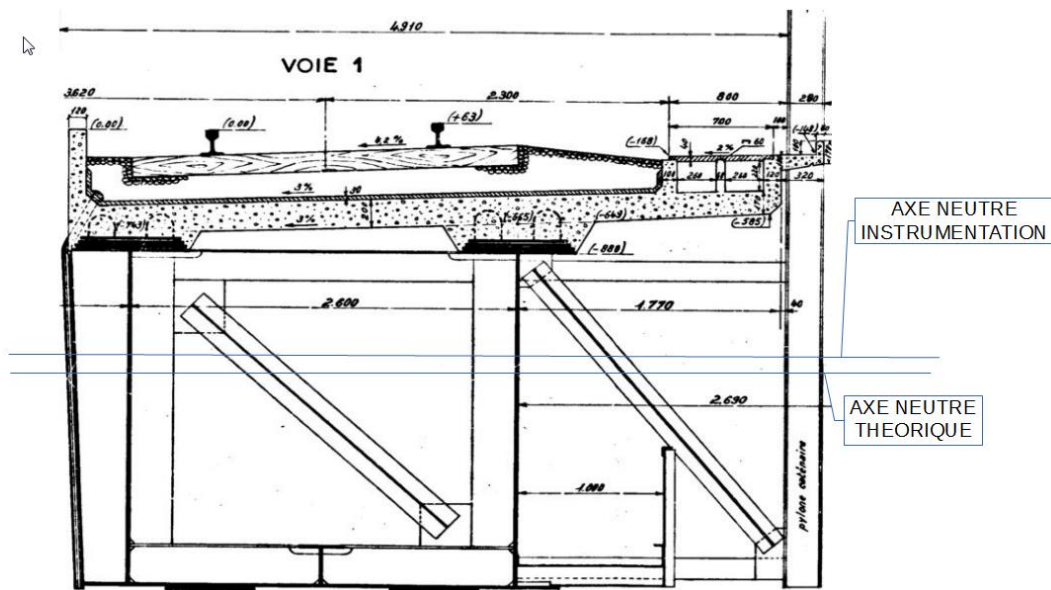


Illustration 18 : Comparaison de l'axe neutre instrumenté et de l'axe neutre théorique de la section mixte

L'instrumentation montre que 67% du caisson est tendue contre 65 % en théorie. Ainsi, les axes neutres théorique et instrumenté concordent ce qui permet de supposer une connexion parfaite entre le béton et le métal sans constater de détérioration de cette dernière.

### 3. Mesure directe du glissement de la dalle :

Trois capteurs de déplacements ont été mis en place sur le tablier SUD et reliés à la station d'acquisition de 50 Hz.

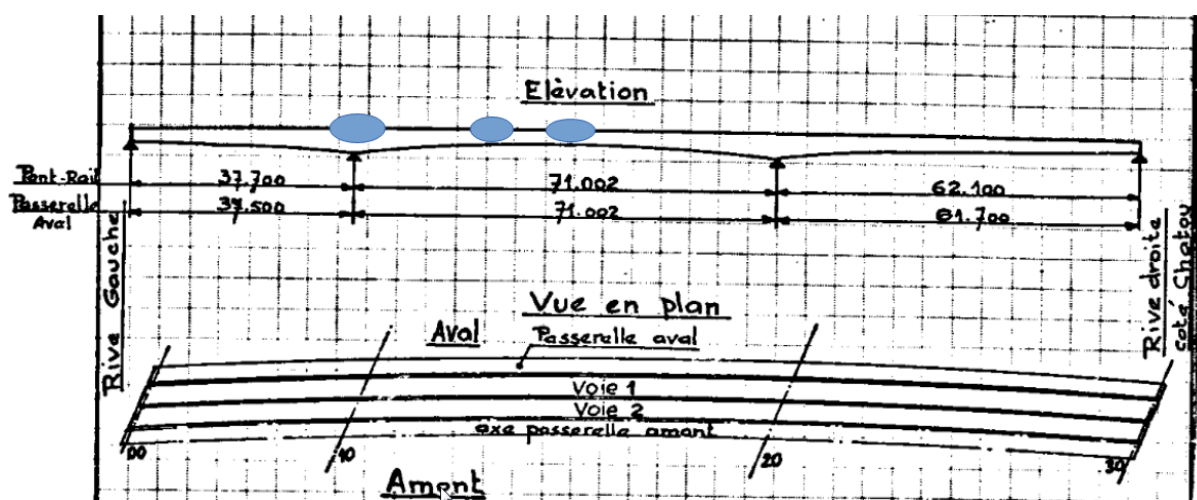


Illustration 19 : Position des capteurs de déplacement

Un capteur est placé sur pile et 2 autres vers la mi-travée. La distance entre les 2 capteurs situés à mi-travée est de 5 m.

Chaque capteur permet d'obtenir un déplacement relatif (en « mètres ») entre l'acier et le béton. Ce déplacement correspond à l'intégrale du glissement (sans unité) de la culée jusqu'au capteur. La différence des déplacements entre 2 capteurs consécutifs divisée par leur distance (valeur moyenne) donne une bonne approximation du glissement entre le béton et l'acier. La figure 20 montre la valeur du déplacement de ces 3 capteurs au passage d'un RER.

### Capteurs de déplacement au passage d'un RER

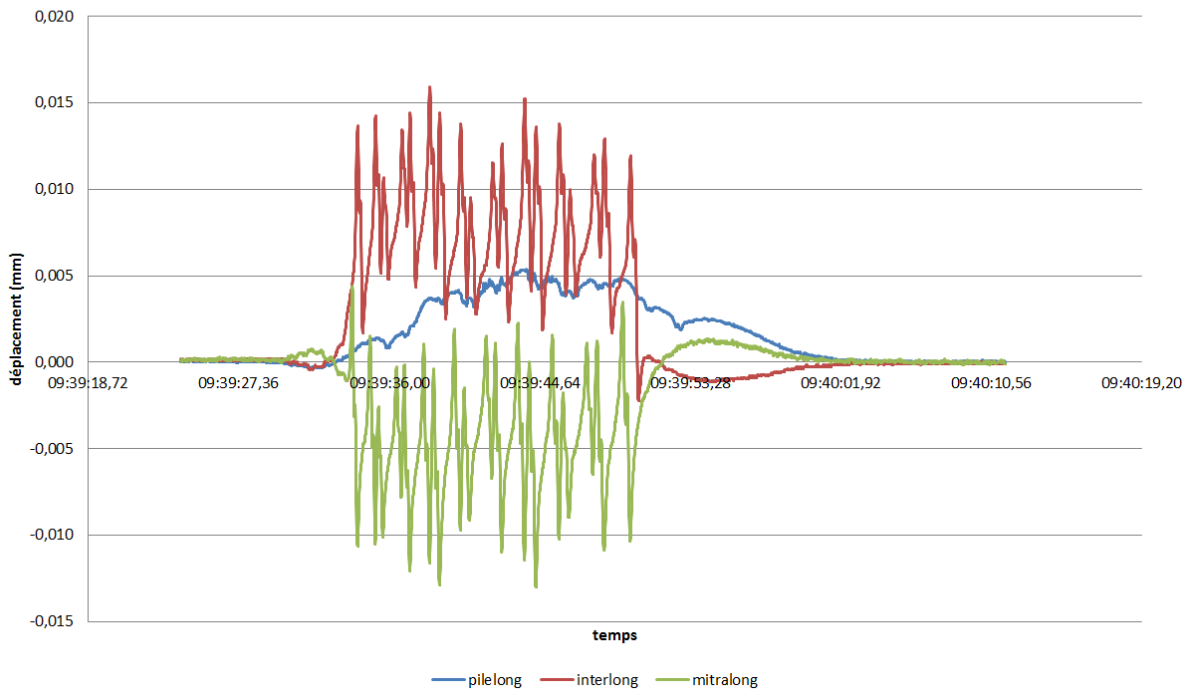


Illustration 20 : Déplacements du hourdis par rapport à l'acier dans les 3 sections instrumentées

L'illustration 20 met en évidence de très forts effets dynamiques. En prenant les valeurs extrêmes des 2 capteurs à mi-travée (mitralong et interlong sur le graphique) on note un déplacement de  $0,016 + 0,012 = 0,028$  mm sur 5 m, soit un glissement moyen de  $5,6 \mu\text{m/m}$ .

En prenant les valeurs extrêmes d'un des 2 capteurs à mi-travée et du capteur sur pile, on note un déplacement de  $0,016 + 0,005 = 0,021$  mm sur 35,5 m, soit un glissement moyen de  $0,6 \mu\text{m/m}$ .

Avec une faible valeur moyenne sur une demi-travée et un pic de faible amplitude proche de la mi-travée on peut considérer ce glissement comme nul.

#### 4. Mesure des contraintes dans les contreventements

Afin d'évaluer les effets dynamiques sur les cornières, nous avons décidé d'en instrumenter une en ces deux abouts. Sur chaque about, 2 jauges de déformation sont posées (en fibre inférieure et en fibre supérieure). Malheureusement, l'ensemble des cornières longues (L100) sont déjà fissurées et nous avons dû en instrumenter une courte.

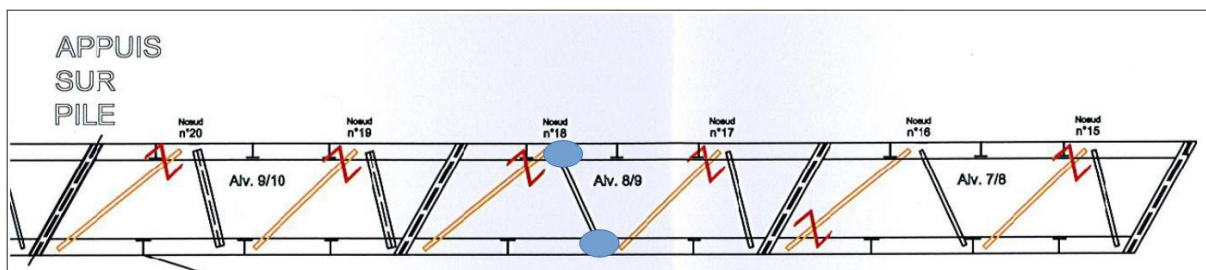


Illustration 21 : Cornière instrumentée



Illustration 22: Photo de l'instrumentation de la cornière

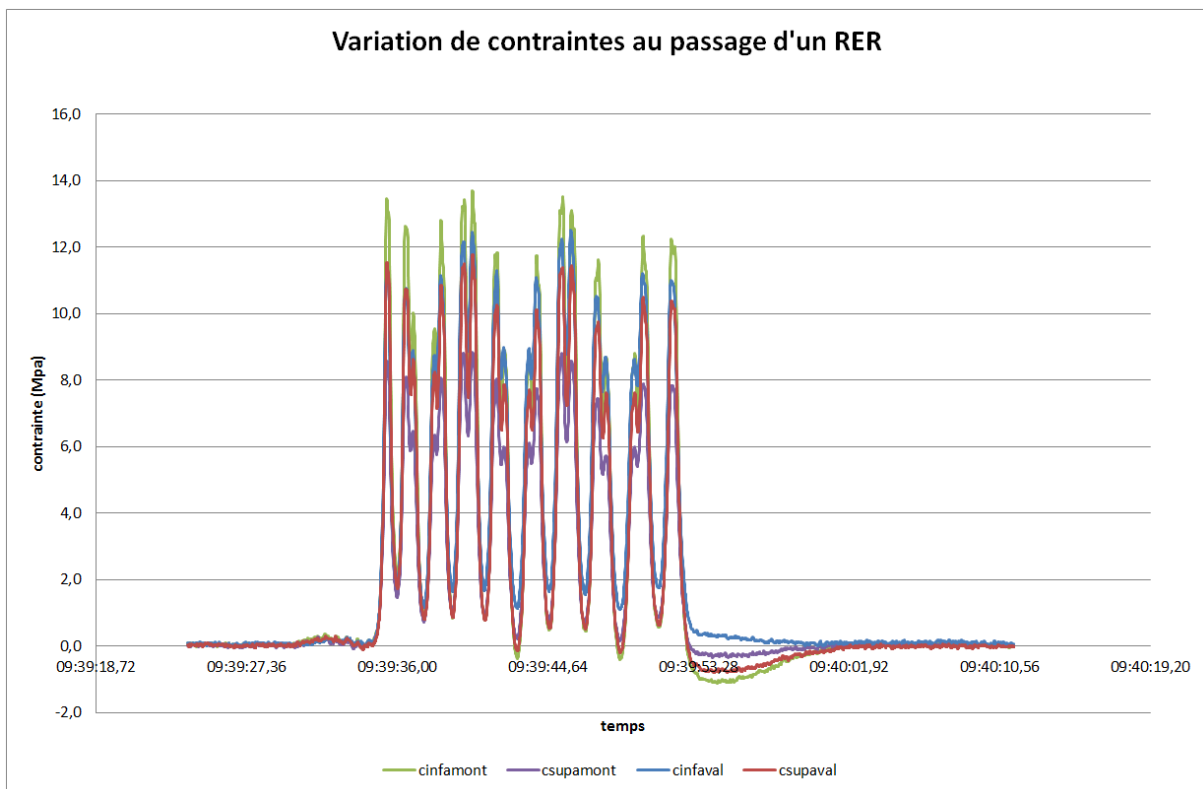


Illustration 23 : Contraintes dans le contreventement instrumenté

On note que la contrainte est quasiment uniforme dans la cornière sans aucun effet parasite.

Au passage d'un RER, la valeur moyenne de la contrainte dans la cornière est de 6,5 MPa mais avec un très fort effet dynamique : 10 cycles (8 doubles cycles en partie courante et 2

pics simples aux extrémités) de 2 fois la valeur moyenne. Ces 10 cycles correspondent très clairement à la structure du train. Par comparaison, les calculs numériques ont mené à 7 cycles d'étendues de contrainte de l'ordre de 10 MPa au passage d'un RER. Par ailleurs, l'instrumentation d'une cornière longue n'a pas été possible néanmoins les efforts dans ces cornières, et par conséquent les contraintes, y sont plus importants que dans les cornières courtes. Ces résultats semblent donc confirmer l'hypothèse de rupture par fatigue des cornières de contreventement.

## VI. Etude de la possibilité de déposer les diagonales de contreventement

En fonctionnement mixte, le contreventement métallique supérieur est normalement négligé ; il est d'ailleurs généralement retiré. Dans le cas de l'ouvrage de Chatou, il a été vu que des efforts continuaient de transiter dans les cornières de contreventement malgré la présence de la dalle. Il convient par conséquent d'évaluer le comportement de l'ouvrage en cas d'absence totale de contreventement métallique. Si les résultats sont satisfaisants, ce dernier pourra être retiré.

Pour ce faire, les efforts dans deux rangées de connecteurs (une rangée sur l'âme extérieure et une sur l'âme intérieure), avec et sans contreventement, ont été comparés sous plusieurs cas de chargement RER. L'illustration 24 présente la valeur de l'effort horizontal transmis par une rangée de connecteurs, avec et sans contreventement, pour un chargement RER dont la tête de train serait située à l'abscisse 200 m.

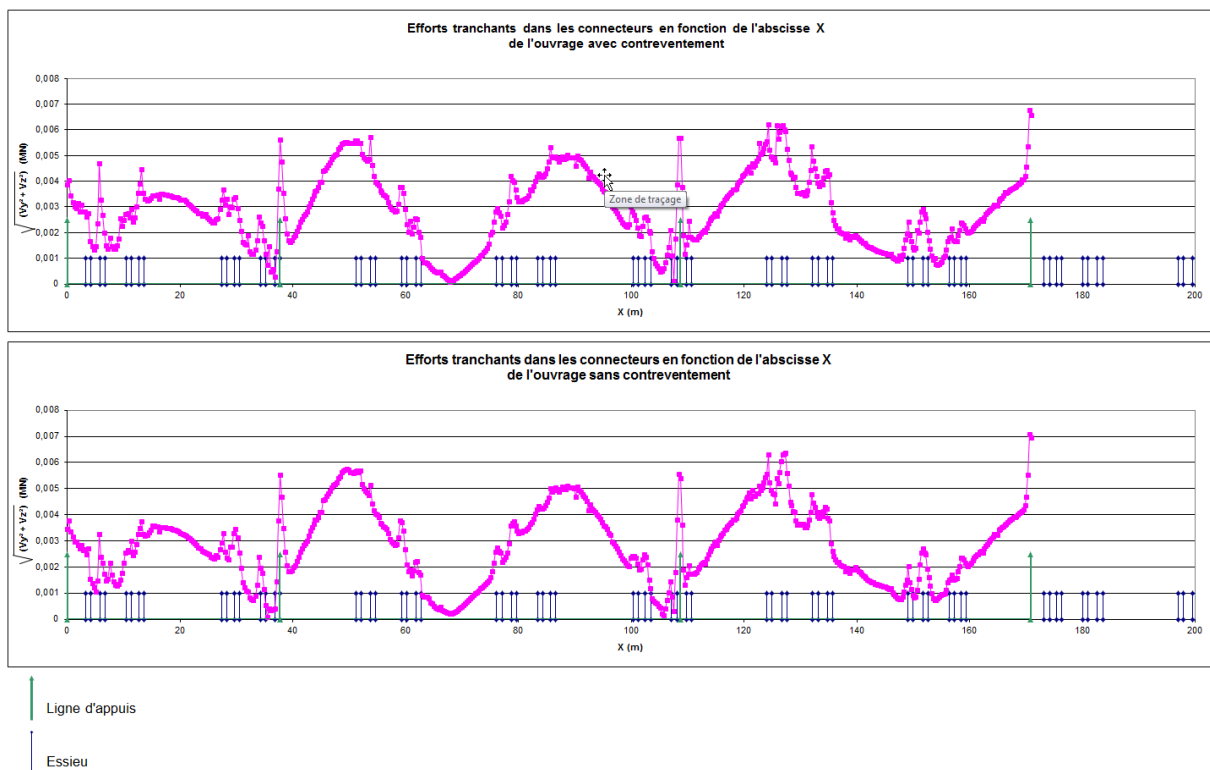


Illustration 24 : Comparaison de l'effort horizontal transmis par une rangée de connecteurs, avec et sans contreventement, pour un chargement RER donné

Hormis quelques effets locaux au droit des essieux, on constate que les graphiques avec et sans contreventement sont extrêmement similaires. L'absence de contreventement ne semble pas modifier le comportement de la structure sous trafic.

Il convient par ailleurs de s'assurer que la connexion est apte à reprendre, en plus des efforts dus au passage du RER, les effets de torsion du poids de l'acier et du béton emprisonnés dans les cornières au moment de la construction.

La note de calcul d'origine indique que le moment de torsion maximal repris par le contreventement supérieur sous l'action du poids de la charpente métallique et du béton frais vaut 1,78 MN.m. Ce moment de torsion correspond à un flux de cisaillement de 0,095 MN/m.

Toujours issu de la note de calcul, le glissement maximal sous l'action des charges de superstructures et des surcharges SNCF pondérées par 1,2 est de 1,26 MN/m. Le glissement total sans contreventement serait ainsi de 1,36 MN/m. Le cisaillement capable dans la connexion est de 1,30 MN/m soit un dépassement de moins de 5 % ce qui paraît tout à fait acceptable.

Le bon comportement de l'ouvrage a été confirmé par l'instrumentation.

## VII. Conclusions

La modélisation aux éléments finis de l'ouvrage a permis de montrer que le contreventement supérieur du pont de Chatou était sollicité malgré la présence de la dalle connectée et l'absence de glissement, confirmée par l'instrumentation.

Bien que les résultats numériques ne semblent pas conduire à des contraintes suffisantes pour expliquer une rupture par fatigue des cornières selon les catégories de détails de l'Eurocode, l'instrumentation a mis en évidence un fort effet dynamique, doublant la valeur moyenne des contraintes dans le contreventement. Ces résultats, ainsi que la présence d'inclusions de taille importante dans l'acier, semblent confirmer l'hypothèse de rupture des cornières de contreventement par un phénomène de fatigue sous le passage cyclique de RER.

Les diagonales de contreventement n'ont pas d'influence notable sur la rigidité de la structure, ni sur les efforts dans la connexion sous le passage des RER. Par conséquent, rien ne s'oppose à leur démontage.



## Références

[1] : SIA 263:2013, Construction en acier, 2013, SIA

[2] : A 03-406, Produits métalliques – Fatigue sous sollicitations d'amplitude variable, 1993, AFNOR

[3] : NF EN 1993-1-9, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier - partie 1-9 : Fatigue, 2005, AFNOR

# Déformations différées des structures en béton :

## Le pont de Savines

**J-P. SELLIN, J-F. BARTHELEMY,**

(CEREMA ITM/CTOA/DIM, Sourdun, [jean-philippe.sellin@cerema.fr](mailto:jean-philippe.sellin@cerema.fr), [jean-francois.barthelemy@cerema.fr](mailto:jean-francois.barthelemy@cerema.fr))

**Gaël BONDONET**

(CEREMA ITM /CTOA/DCSL, Sourdun, [gael.bondonet@cerema.fr](mailto:gael.bondonet@cerema.fr))

**J-M. TORRENTI**

(Université Paris-Est IFSTTAR, Marne-La-Vallée, France, [jean-michel.torrenti@ifsttar.fr](mailto:jean-michel.torrenti@ifsttar.fr))

### Résumé

Il est connu depuis le début du 20<sup>ème</sup> siècle que les structures en béton (armées et précontraintes) se déforment au cours du temps. Ces déformations dues au fluage et au retrait du béton ainsi qu'à la relaxation des aciers de précontrainte engendrent des problématiques de qualité de service pour les usagers et peuvent amener à des redistributions de contraintes dans la structure. Cet article illustre ces phénomènes dans le cas du pont de Savines. Celui-ci a été choisi d'une part pour les effets spectaculaires des déformations observées et d'autre part pour la quantité importante de mesures disponibles. L'objet de l'étude est de comparer les mesures in-situ aux flèches théoriques calculées sur la base des lois de dimensionnement actuelles. La comparaison montre que celles-ci sous-estiment systématiquement les déformations à long terme. Il est alors essentiel d'adapter ces lois afin de prédire les déformations futures et par conséquent les éventuelles redistributions d'efforts permettant ainsi d'identifier les maintenances adéquates. Ce rapport présente une des adaptations possibles des lois et discute des hypothèses utilisées, en particulier de l'évolution des fonctions de fluage et de retrait pour le béton mais également de celle de la fonction de relaxation des aciers.

### I. L'ouvrage et le suivi géométrique

Construit à la fin des années 50, le pont de Savines fait partie de la première génération de ponts précontraints par post-tension et construits par encorbellements successifs. Il est composé de 11 travées courantes de longueur 77 m et composées de 22 voussoirs, et de deux travées de rive (Figure 1).

A mi-travée, les fléaux sont assemblés grâce à un système d'articulation (Figure 2) rendant libres les déplacements horizontaux et les rotations. De ce fait, seuls les efforts de cisaillement sont transmis d'un fléau à l'autre. Par ailleurs, compte tenu de la symétrie et la périodicité des travées, l'ouvrage peut être vu, en première appréciation, comme une structure isostatique.

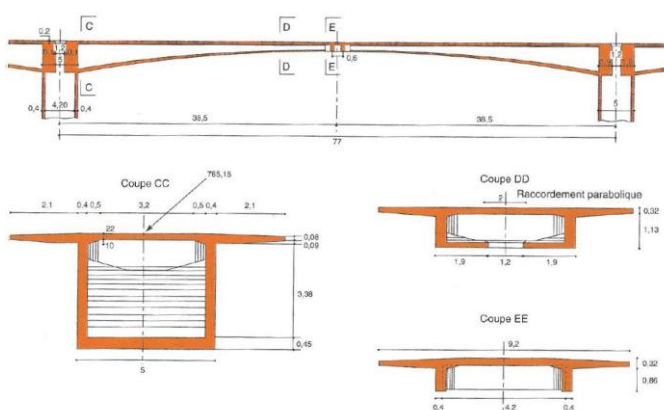


Figure 1 Vue détaillée d'une travée courante (Patron-Solares A. et al., 1996)



Figure 2 Vue détaillée d'une des articulations (© DIR Méditerranée)

Ce caractère isostatique imaginé par Jean Courbon présente l'avantage de ne pas redistribuer d'efforts dans la structure. Toutefois, ce système favorise les déformations libres et en particulier, les déformations verticales. Un an seulement après la mise en service du pont, des flèches importantes ont été relevées à mi-travée. Ces flèches atteignent aujourd'hui 160 à 180 mm. La photographie suivante (Figure 3) montre de quelle manière le pont est affecté par ces déformations et les possibles problèmes de service pour l'utilisateur.



Figure 3 Vue actuelle du pont d'un point de vue usager (© J-M. Torrenti)

C'est pourquoi, depuis sa mise en service, le pont a subi de nombreuses maintenances qui consistaient fréquemment en l'ajout d'enrobé à mi-travée afin d'améliorer le profil de la chaussée. Chacune de ces maintenances augmentant alors le poids propre et par conséquent les contraintes ainsi que les déformations de fluage, il a été décidé en 2003 d'accepter un état non plan de la chaussée.

Depuis l'apparition de ces déformations, l'ouvrage est régulièrement suivi grâce à des mesures topographiques. L'analyse de ces mesures met en évidence deux problématiques :

- celle des conditions environnementales qui sont, pour la plupart, méconnues;
- celle de la continuité des mesures car, suite aux changements d'exploitant en 1987 et 2005, la hauteur du repère de référence pour le nivellement des piles a été perdue (Figure 4) d'où une perte de continuité des mesures.

Afin de prendre en compte cette perte d'information, deux tendances plausibles sont alors imaginées : une stagnante à partir de 1987 et une seconde continuellement croissante (Figure 5) : la variation de flèche est représentée entre la date  $t$  actuelle et la date  $t_0$  correspondant à la date de mise en service de l'ouvrage (14 mai 1960).

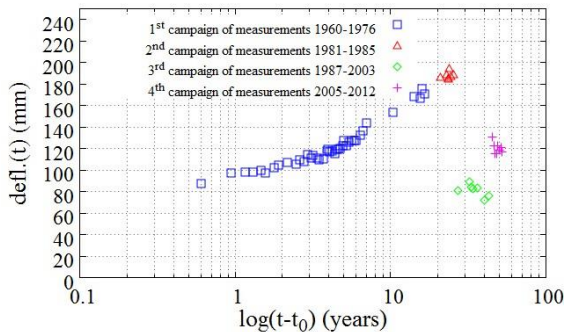


Figure 4 Mesures de flèche sur la travée "f" pour les quatre périodes de mesure

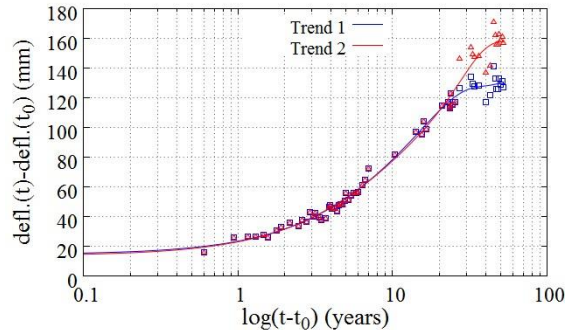


Figure 5 Evolution de la flèche depuis l'origine des mesures avec deux ajustements possibles

## II. Origine des déformations

Depuis la découverte du phénomène par Hyatt en 1907 (USA) et par Freyssinet en 1911 sur le pont de la Veurdre (France), il est connu que le béton subit des déformations différées au cours du temps. L'origine des déformations observées sur ce type de pont provient de l'effet combiné des déformations du béton avec celles consécutives de la relaxation des aciers.

De nombreuses études et recherches s'accordent à décomposer les déformations différées du béton en deux phénomènes : le retrait (indépendant de quelconque chargement extérieur) et le fluage (dépendant de l'état de contrainte). Le premier résulte des effets de la dépression capillaire due à l'hydratation des hydrates (retrait endogène) et au séchage de la pâte (retrait de séchage ou de dessiccation) (*Pons et Torrenti., 2008*). Le second est partiellement expliqué par les déformations différées qui ont lieu à l'échelle des hydrates (fluage propre) et par le fluage de dessiccation dû au séchage (*Acker P., 2001*).

Les temps caractéristiques du retrait et du fluage de dessiccation sont gouvernés par le processus de séchage tandis que celui du retrait endogène est gouverné par le processus d'hydratation. Quant à l'origine exacte du fluage propre, elle reste discutée. Pour certains, il serait dû au glissement visqueux des feuillettes de C-S-H (Silicates de Calcium Hydratés) (*Sanahuja J. et al., 2010*) tandis que d'autres prônent un mécanisme de dissolution et de recristallisation des hydrates au gré des mouvements hydriques (*Bazant Z. P. et al., 1988*).

Les déformations différées de l'acier sont, quant à elles, la représentation de phénomènes de propagation de défauts du réseau cristallin (dislocations) ou de glissements de joints de grain sous l'effet du chargement extérieur. La fonction de fluage (ou de relaxation) est directement liée à la tension initialement appliquée aux câbles. Des essais expérimentaux entrepris sur des durées allant jusqu'à 10 000 heures comme ceux de (Erdélyi A., 1989) (Figure 6) ont permis d'extrapoler les mesures donnant, pour les Eurocodes (NF EN1992-1-1 :2004) (§3.3.2 eq. 3.28-3.29-3.30 3.3.1), une loi puissance :

$$\frac{\Delta\sigma}{\sigma_i} = k_1 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{k_2 \cdot \mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} \quad \text{Équation 1}$$

Avec :

- t : temps exprimé en jours ;
- $\sigma_i$  : contrainte initiale dans l'armature à t=0 ;
- $\rho_{1000}$  : valeur garantie de la perte de relaxation à 1000 h ;
- $k_1$  et  $k_2$  : coefficients dépendants du type d'armatures ;
- $\mu = \sigma_i / f_{pk}$  : ratio entre contrainte initiale ( $\sigma_{p0}$  en post-tension) dans le câble et la limite de rupture garantie des aciers de précontrainte.

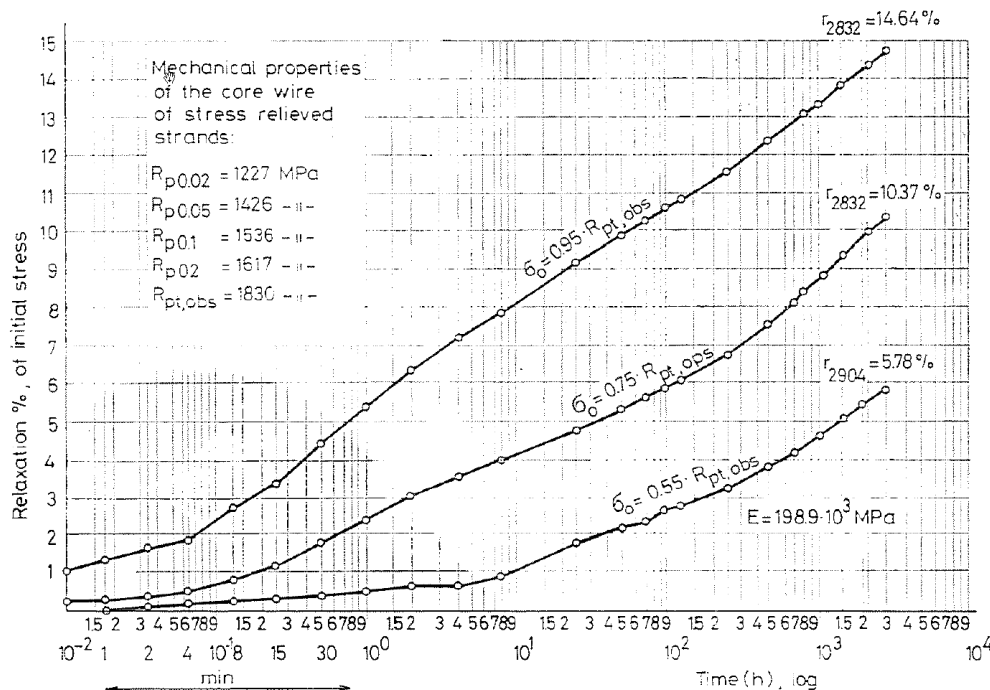


Figure 6 essais de relaxation : mesure de la perte de tension sous déplacement constant (Erdélyi A., 1989)

### III. Données et modélisation

#### 1. Modèle numérique

Afin de calculer les déformations verticales théoriques de l'ouvrage, le pont de Savines a été modélisé avec le logiciel St1 (DTecITM/DCSL, Logiciels Ouvrages d'Art) basé sur des éléments poutre. Compte tenu de la symétrie et du caractère isostatique de la structure

évoqués en section 1, seule une demi-travée (ou fléau) est modélisée comme une poutre en porte-à-faux en supposant un encastrement parfait.

L'algorithme pour le calcul des déformations différées est basé sur la théorie incrémentale (Acker P. et al., 1992) valable en viscoélasticité linéaire. Pour satisfaire cette condition, les contraintes ne doivent jamais excéder  $0,45.f_{pk}$ , critère fixé par les Eurocodes (NF EN1992-1-1 : 2004 et NF EN1992-2 : 2006) où  $f_{pk}$  est la résistance caractéristique du béton en compression.

Malgré l'âge avancé de l'ouvrage, des données d'avant-projet sont disponibles comme par exemple la composition théorique du béton des voussoirs ainsi que l'historique théorique de chantier. Bien que pouvant diverger de la réalité, ces données demeurent des bases utiles pour la représentation du modèle.

## 2. Phases de construction

Les archives ont permis de retrouver l'historique théorique du chantier permettant ainsi la modélisation des phases de construction : les phases de coulage et les dates de chargement de chacun des voussoirs. Les phases de maintenance (ajout de précontrainte extérieure, rabotage et rechargement) ont également été modélisées,

La première mesure topographique date du 14 mai 1960, correspondant au lendemain des essais de chargement. Cette date correspond aussi à la mise en service du pont.

## 3. Modèle de l'ouvrage

Le calcul des effets de séchage (retrait de séchage et fluage de dessiccation) requiert la notion de rayon moyen de séchage comme défini dans la norme NF EN1992-2 : 2006 tel que  $h = 2Ac/u$ , où  $Ac$  représente l'aire de la section et  $u$  le périmètre en contact direct avec l'atmosphère. Ce paramètre influence directement la cinétique de retrait. Sa valeur moyenne entre la section sur pile et à mi-travée est  $h = 45$  cm.

## 4. Propriété des matériaux

### A. Béton

La valeur moyenne de la résistance du béton mesurée sur site à 28 jours est en moyenne d'environ 40 MPa (*Électricité De France, 1960*). Comme défini dans les Eurocodes (NF EN1992-1-1 : 2004 et NF EN1992-2 : 2006), la résistance caractéristique du béton à 28 jours est donnée par :  $f_{ck,28} = f_{cm,28} - 8$  MPa soit 32 MPa. La composition théorique du béton est la suivante :

- 370 kg de ciment HRI ;
- 1340 kg d'agréats 10/20 en provenance de la rivière La Durance ;
- 595 kg de sable 0/8 ;
- eau 152 l.

Malgré l'existence de nombreuses mesures de résistance établies sur chantier, aucune mesure de module d'Young n'est disponible. C'est pourquoi, pour la suite des calculs, la valeur moyenne est déduite des différents standards utilisés. Pour l'Eurocode EN1992-2, le module d'Young est donné par :  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3}$ . A 28 jours, le module théorique est alors :  $E_{cm} = 33$  GPa.

La densité calculée selon la composition théorique est de 2457 kg/m<sup>3</sup>. En prenant en compte le taux d'armatures passive (renforcements locaux, de flexion et au tranchant), le poids volumique est estimé à 25,7 kN/m<sup>3</sup> en considérant une quantité d'armatures passives et actives d'environ 170 kg/m<sup>3</sup>.

Selon le type d'agrégats utilisés, l'Eurocode 2 permet la réduction du module d'Young du béton. Bien que la composition théorique du béton soit connue et que les granulats soient de type roulé 10/20, leurs caractéristiques mécaniques ne le sont pas. Or ces caractéristiques peuvent fortement influencer le module d'élasticité du béton. C'est pourquoi, le cas le plus défavorable est utilisé pour l'étude (comme proposé par l'EN1992-2) : le module d'élasticité instantané est alors minoré de 30 %.

### **B. Ciment**

Les documents disponibles de l'époque indiquent que le ciment utilisé est de type H.R.I. (Haute Résistance Initiale). Il est admis qu'il correspond à un ciment actuel de type "R" selon la norme NF EN197-1 : 2012.

### **C. Câbles de post-tension**

Les caractéristiques des câbles de post-tension S.E.E.E. F13 et FU 4600 comme la section, le recul des ancrages, la limite d'élasticité ou encore le coefficient de friction sont donnés par les agréments techniques datant des années 60 (*Ministère de l'Équipement, 1966*). Ceux-ci fournissent une valeur de relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 9\%$ . Malgré cette valeur connue, des études entreprises grâce à une série de tests à arbalète (*IFSTTAR, 2009*) suggèrent que, pour ces premières générations de câbles, la relaxation à 1000 heures a été sous-estimée et est probablement comprise entre 9 et 12 % (*DTecITM, 2014*). En effet, les câbles de type S.E.E.E. F13 peuvent être classifiés dans le groupe 1 (1950-1958) ou dans le groupe 2 (1959-1967), et appartiennent donc aux premières générations de câbles (fils de diamètre 7 mm de la fin des années 50 à la fin des années 60).

La contrainte moyenne obtenue suite aux mesures de tension sur site lors de la mise en tension des câbles est de 1250 MPa (*CETE Méditerranée, 1976*).

En 1966, afin de réduire la flèche à mi-travée, de la précontrainte additionnelle (par post-tension) a été appliquée à l'intérieur du caisson avec des câbles de type FU 4600. L'effet structurel de cette maintenance est également modélisé grâce aux plans et aux notes de calculs de l'époque. Suite à une rupture de fil, ces câbles ont été remplacés en 1978.

## **5. Conditions environnementales**

### **A. Hygrométrie du site**

Le paramètre hygrométrie (ou humidité relative) intervient dans l'expression du retrait de séchage et dans celle du fluage de dessiccation. Bien que cette variable (fluctuante au gré des saisons, des mois et des jours) ne soit pas connue précisément, une série d'une vingtaine de mesures (*Catinot L., 1977*) entreprises durant 2 ans (1964 à 1966) permet d'estimer l'hygrométrie moyenne du site : RH = 75 %. Cette valeur relativement importante peut être expliquée par le fait que le pont traverse le lac de Serre-Ponçon.

### **B. Effets thermiques**

Afin de limiter les effets de gradient thermique sur l'ouvrage, les mesures topographiques ont été menées en général de nuit.

Par ailleurs, l'effet d'un gradient de température entre hourdis supérieur et inférieur n'a pas été modélisé.

## 6. Comparaison entre mesures in-situ et flèches calculées

Le travail de simulation est entrepris en utilisant les relations des Eurocodes (*NF EN1992-1-1 : 2004 et NF EN1992-2 : 2006*).

A l'instant  $t_0$  (date de mise en service), la précontrainte engendre une rehausse du tablier (ou une contre-flèche) de 15,9 mm. Cette déformée à la date  $t_0$  représente la configuration de référence permettant ainsi la comparaison des données numériques aux données expérimentales (Figure 5).

Lors de la simulation, les contraintes maximales calculées en fibre supérieure et en fibre inférieure sont respectivement 5,3 MPa et 11,4 MPa. De fait, l'hypothèse du comportement viscoélastique (section 3.1) est vérifiée.

Les résultats numériques (représentés sur la Figure 7) montrent que les flèches obtenues avec les Eurocodes sous-estiment systématiquement de 2 à 3 fois environ les mesures in-situ.

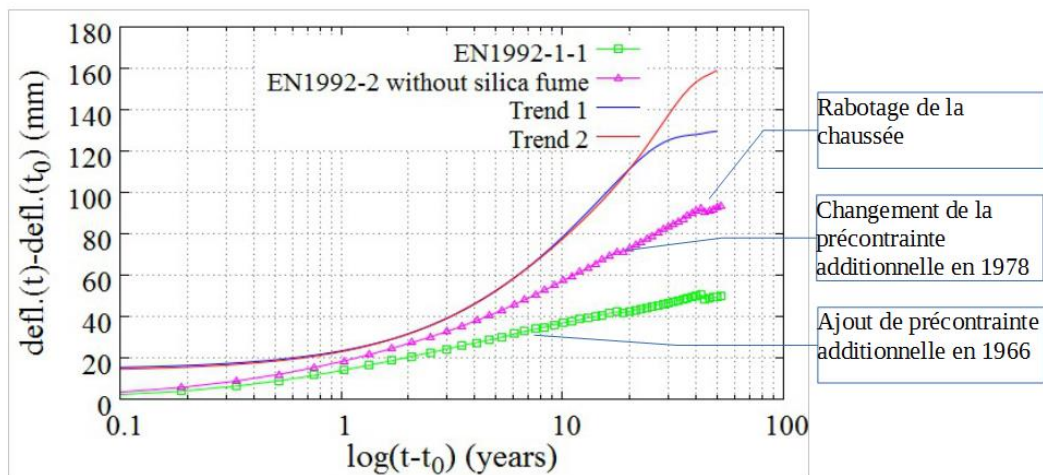


Figure 7 Comparaisons entre les mesures in-situ et les flèches obtenues par simulations

De plus, les résultats de simulation montrent que la flèche due à l'effort tranchant reste négligeable dans l'expression totale de la flèche (moins de 1 %).

## 7. Sensibilité des paramètres

Afin de comprendre le rôle et l'importance de chacun des paramètres utilisés par les normes actuelles, la sensibilité de la flèche vis-à-vis de chacun d'entre eux est analysée.



### A. Sensibilité aux paramètres d'entrée

L'influence des paramètres d'entrée est observée en comparant la flèche obtenue en bout de fléau après 50 ans. Le principe est d'examiner l'amplitude de variation relative de la flèche  $\Delta f/f$  induite par une variation relative  $\Delta p/p$  de chaque paramètre autour d'une valeur de référence tout en gardant les autres paramètres fixes. La variation relative de flèche  $\Delta f/f$  est alors représentée et comparée à la valeur de référence. Les paramètres sont ensuite classés selon la valeur absolue de leur influence relative sur la flèche  $s=(\Delta f/f)/(\Delta p/p)$  (Tableau 1).

Paramètre	Sensibilité	s
Masse volumique du béton	Très haute	0,93
Relaxation des aciers	Très haute	0,85
Résistance en compression du béton	Haute	0,67
Humidité relative moyenne	Haute	0,66
Poids des superstructures	Moyenne	0,46
Tension initialement appliquée aux câbles	Basse	0,14
Rayon moyen de séchage	Basse	0,10

Tableau 1 Sensibilité des paramètres pour les Eurocodes (NF EN1992-1-1 : 2004 et NF EN1992-2 : 2006)

### B. Sensibilité aux phénomènes de retrait et de fluage

Afin de comprendre l'importance de chaque phénomène, la participation de chacun d'eux est modulée par l'intermédiaire de coefficients pondérateurs  $k_i$ . La décomposition des déformations relatifs différés s'écrit alors :  $\varepsilon = k_{as}\varepsilon_{as} + k_{ds}\varepsilon_{ds} + k_{bc}\varepsilon_{bc} + k_{dc}\varepsilon_{dc}$  où  $\varepsilon_{as}$ ,  $\varepsilon_{ds}$ ,  $\varepsilon_{bc}$  et  $\varepsilon_{dc}$  sont respectivement le retrait de endogène, le retrait de séchage, le fluage propre et le fluage de dessiccation. Contrairement à l'EN1992-2 (NF EN1992-2 : 2006), l'EN1992-1-1 (NF EN1992-1-1 : 2004) ne fait pas de distinctions entre fluage propre et fluage de dessiccation (dans ce cas, seul le coefficient  $k_f$  est pris en compte). En outre, l'EN1992-2 permet d'adapter la cinétique de fluage grâce au coefficient  $k_c$  intervenant dans l'expression de la fonction de complaisance :

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} - k_c \cdot \beta_c} \quad \text{Équation 2}$$

où  $(t - t_0)$  représente l'âge de chargement du béton et avec  $\beta_c = 0.40 \cdot e^{3.1 f_{cm}/f_{ck}}$  (NF EN1992-2 : 2006).

Afin de connaître les phénomènes majeurs à l'origine des déformations différées du béton, l'influence de chaque coefficient indépendamment les uns des autres est représentée sur la Figure 8 (figure gauche pour l'EN1992-1-1 et droite pour l'EN1992-2). La variation de flèche est alors comparée à la flèche obtenue lorsque l'ensemble des coefficients pondérateurs sont égaux à 1 (flèche de référence).

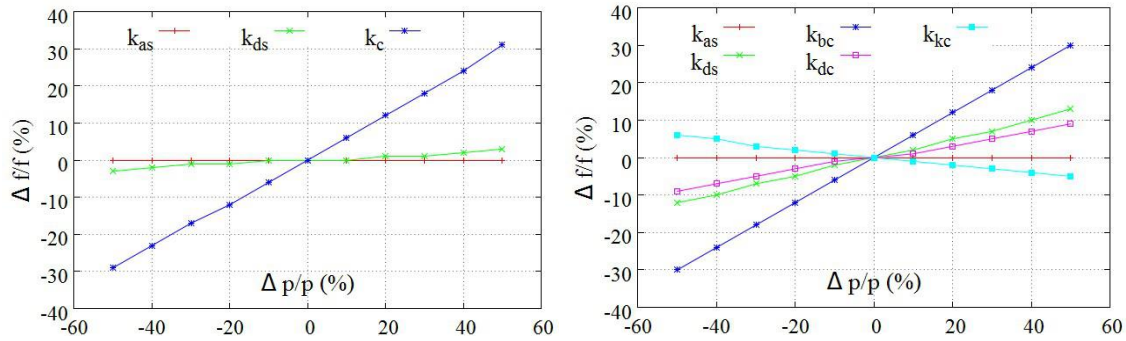


Figure 8 Sensibilité de la flèche en fonction de la variation relative de chaque coefficient pondérateur pour l'EN1992-1-1 (gauche) et pour l'EN1992-2 (droite)

L'analyse montre que, pour les deux normes, les paramètres les plus importants sont ceux relatifs au fluage propre.

## 8. Optimisation du modèle

D'après la Figure 7, les normes telles que l'EN1992-1-1 ou l'EN1992-2 sous-estiment systématiquement les flèches observées. Afin de s'approcher des mesures, les coefficients pondérateurs présentés dans le paragraphe précédent sont ajustés grâce à un algorithme basé sur la méthode des moindres carrés. Comme l'EN1992-2 permet de dissocier le fluage propre et le fluage de dessiccation et permet en plus de faire varier la cinétique de fluage, ce code est choisi pour parfaire au processus d'optimisation.

De plus, la Figure 7 montre que la variation relative de flèche semble linéaire avec le fluage et le retrait dans la gamme de variation envisagée. Elle révèle également qu'une diminution de la flèche, due à une baisse du fluage (en augmentant par exemple la résistance en compression du béton), peut être compensée par une augmentation due au retrait (en diminuant par exemple l'humidité relative de l'air ambiant). C'est pourquoi, afin d'éviter une surabondance d'informations, le nombre de paramètres utilisés lors de l'optimisation est limité à ceux du fluage :  $k_{fp}$ ,  $k_{fd}$  et  $k_c$  et à ceux qui se sont montrés les plus sensibles et/ou relativement méconnus comme la relaxation des aciers à 1000 heures et la masse volumique du béton (cf. Tableau 1).

En outre, des essais de laboratoire (Granger, 1995) ont montré une variabilité des déformations de fluage après trois ans sous charge constante relativement élevée pour des bétons de résistance voisine :  $\pm 50$  %. Le bulletin (*fib Bulletin 42, 2008*) quant à lui prévoit une variance de 60 %. C'est pourquoi, lors de l'optimisation, les coefficients pondérateurs de fluage varient entre 0,4 et 1,6.

Le tableau 2 résume, pour les deux tendances identifiées (Figure 5), les contraintes d'optimisation choisies et les paramètres finalement optimisés.

	Contraintes	Sensibilité s	Valeur optimisée	
			Tendance 1	Tendance 2
$k_{bc}$	$0,4 < k_{bc} < 1,6$	0,60	1,5	1,6
$k_{dc}$	$0,4 < k_{dc} < 1,6$	0,18	1,5	1,6
$k_{kc}$	$0,1 < k_{kc} < 7,5$	0,12	1,4	1,4
$\rho_{1000}$	$9\% < \rho_{1000} < 12\%$	0,85	11,8	12
$\gamma_c$	$25 \text{ kN/m}^3 < \gamma_c < 27 \text{ kN/m}^3$	0,93	26,7	27

Tableau 2 Résultats d'optimisation pour l'EN1992-2

La Figure 9 représente la comparaison entre les mesures in-situ de flèche et les flèches calculées suite à ce processus d'optimisation. Il est alors possible de représenter de manière correcte, sur ce laps de temps, les déformations mesurées.

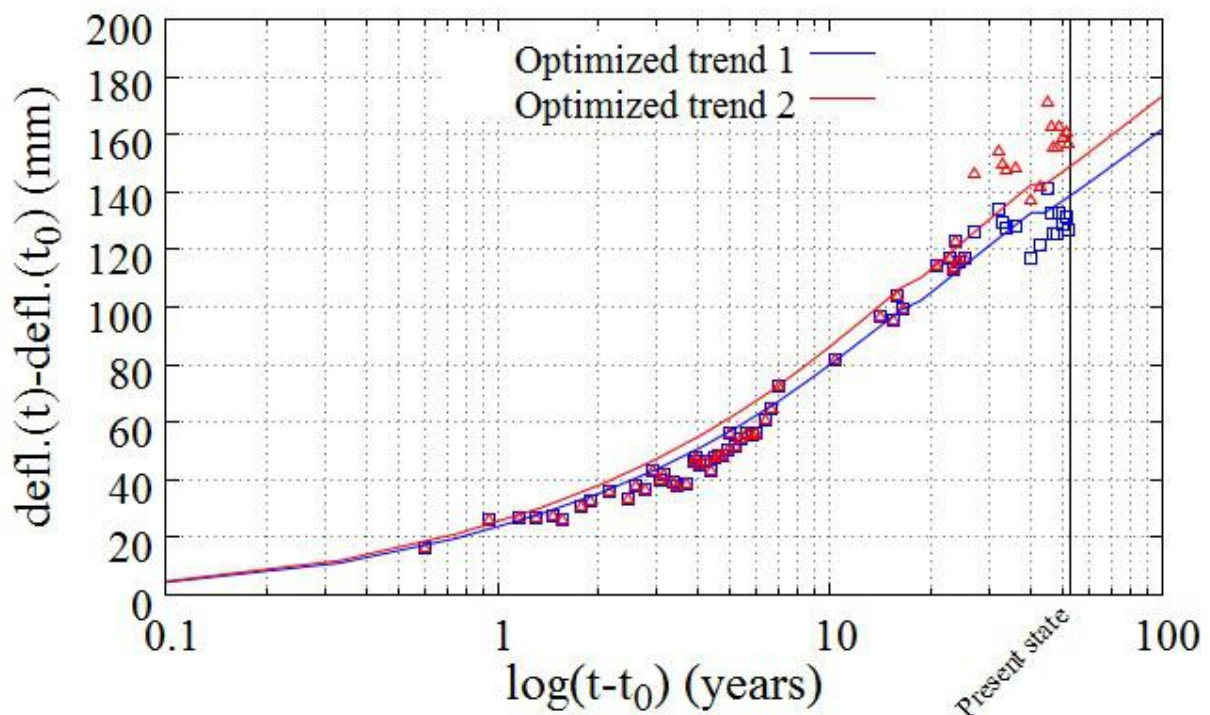


Figure 9 Prédictions de la flèche obtenu après optimisation pour les prochaines 50 années

De manière contre-intuitive et contrairement à la tendance 1 bâtie précédemment, après optimisation, la courbe 1 ne semble pas stagner. En effet, le ralentissement de flèche escompté et prévu par la fonction de complaisance du béton et présentant un comportement asymptotique (Équation 2) n'est pas visible du fait de l'interaction entre les aciers de précontrainte et le béton. En effet, la relaxation des aciers, telle qu'elle est inscrite dans l'EN1992-2 est de forme hyperbolique (Équation 1) et ne prévoit donc pas de comportement asymptotique.

L'hypothèse évoquée en section 3.1 est également validée pour la date actuelle puisque les contraintes de compression atteignent au maximum 4 MPa en fibre supérieure et 10 MPa en fibre inférieure.

#### IV. Discussions et conclusions

Bien que les mesures topographiques soient relativement précises, il demeure difficile d'identifier le comportement futur de l'ouvrage à cause de la perte de l'origine des mesures. Malgré ces incertitudes, il apparaît que dans le cas du pont de Savines, les calculs basés sur les normes actuelles sous-estiment les déformations à long termes de la structure. Après optimisation, il demeure donc délicat de prévoir une éventuelle stagnation des flèches dans les prochaines années.

Plusieurs raisons peuvent expliquer les différences observées :

- Plusieurs ponts souffrant du même type de pathologie que le pont de Savines sont présentés dans (Bažant Z. P. et al., 2011). L'article dévoile que les flèches de ces ponts évoluent de manière logarithmique avec le temps durant plusieurs décennies. En ce qui concerne notre étude, le graphique de la Figure 9 suggère que la déformation du pont de Savines suit la tendance 2. C'est en partie la raison pour laquelle le ModelCode 2010 (*fib Bulletin 65, 2012*) propose que la fonction de complaisance du béton suive une loi non asymptotique. Malgré tout, bien que la fonction de complaisance de l'EN1992-2 tende vers une asymptote horizontale, l'évolution de la flèche semble de forme logarithmique (Figure 9) du fait de la présence des câbles de précontrainte dont la relaxation demeure croissante.
- La rédaction de l'EN1992-1-1 est ambiguë concernant la forme de la fonction de relaxation des aciers de précontrainte (asymptotique ou non) : "Les valeurs à long terme ( finales) des pertes par relaxation peuvent être estimées à un temps  $t$  égal à 500 000 heures (soit 57 ans environ)". En effet, si la relaxation n'a pas de caractère asymptotique, mathématiquement parlant, il est impossible d'obtenir une stagnation de la flèche. En outre les fortes températures atteintes en été par exemple sur le hourdis supérieur peuvent accentuer les pertes par relaxation des aciers (Yu Q. et al., 2013)
- Les effets de traînage de cisaillement sont connus pour être relativement importants pour les ponts caissons construits par phases: cet effet peut atteindre 25% de la flèche totale (Kristek, V. et al., 1987) (Vitek J. et al., 2000). Une étude menée pour le pont de Palau (Bažant Z.-P., 2012) estime son effet à 20 %. Dans le cas du pont de Savines, ces effets sont négligés compte tenu de la faible participation de l'effort tranchant sur la flèche totale.

Les deux premiers points soulevés ci-dessus illustrent l'effet combiné du fluage du béton et de la relaxation des câbles de précontrainte sur l'évolution de la flèche du pont. Le fait que l'une ou l'autre des lois (fluage du béton ou relaxation des aciers) continue de croître à long terme alors que l'autre demeure bornée induit une croissance de la flèche. Il semble donc délicat de se baser uniquement sur l'évolution de cette dernière pour en déduire les lois des différents matériaux. D'autres informations telles que des mesures de tension des câbles devraient permettre de lever les incertitudes concernant le couplage entre les deux effets.

L'adaptation des codes grâce à des coefficients pondérateurs comme autorisée par les Eurocodes permet de retrouver les mesures in-situ. Elle permet aussi d'obtenir une tendance

pour les années à venir et ainsi de prévoir les déformations futures et d'éventuelles redistributions de contrainte. Cette méthode présente l'avantage de pouvoir prédire le comportement à court-terme mais nécessite la correction manuelle des lois. De plus, ces coefficients correcteurs ne sont pas dotés de sens physique. En effet, l'analyse menée montre qu'en augmentant un coefficient et en diminuant un autre de manière adéquate, il est possible d'obtenir une même flèche. En d'autres termes, le problème posé présente une infinité de solutions.

Il a été montré sur cet exemple que les standards actuels ne permettent pas modéliser de manière suffisamment précise les déformations à long terme de cet ouvrage relativement complexe. L'analyse d'autres structures présentant ce type de comportement et instrumentées peut s'avérer utile afin d'affiner les modèles et la connaissance des lois de fluage.

## **Remerciements**

Les auteurs souhaitent remercier la Direction Interdépartementale des Routes de Méditerranée (DIR Méditerranée) pour avoir fournis nombre documents tels que notes de calcul et de réparations et les plans d'époque de l'ouvrage. Les auteurs souhaitent également remercier François Toulemonde et Christian Cremona pour leurs suggestions et recommandations.

## Références

- Acker P. (2001) Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms, Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials, Proceedings of ConCreep-6 MIT, Elsevier, London, pp 15-25.
- Acker P., Eymard, R. (1992) Fluage du béton : un modèle plus performant et plus simple à introduire dans les calculs numériques, Institut technique du bâtiment et des travaux publics, n°507 (B295).
- Bažant Z. P., Prasannan, S. (1988) Solidification theory for aging creep, Cement and Concrete Research, n°18(6), pp 923-932.
- Bažant, Z. P., Hubler, M., & Yu, Q. (2011) Excessive creep deflections: An awakening. Concrete international, n°33(8), pp 44-46.
- Bažant, Z. P., Yu, Q., & Li, G. H. (2012) Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms. Journal of Structural Engineering, n°138(6), pp 676-686.
- Catinot L. (1977) Rapport sur les résultats des mesures topographiques, Électricité De France.
- CETE Méditerranée (1976) Reprise de la note de calcul, Ministère de l'Équipement, Aix En Provence.
- DTecITM: auparavant Sétra, Logiciel de Calcul de Structure à barre: <http://www.setra.fr/html/logicielsOA/>, Divion Calcul de Structures et Logiciels.
- DTecITM (2014, à paraître) Conception des réparations structurales et des renforcements d'ouvrages.
- Électricité De France (1960), Contrôle des bétons: Résultats des essais à la compression.
- Erdélyi A. (1989). Estimating the relaxation of prestressing tendons, Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol 33, No 1-2 (1989), pp 19-32.
- fib Bulletin 42 (2008) Constitutive modelling of high strength/high performance concrete, fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- fib Bulletin 65 (2012) Model code 2010, final draft, fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.
- Granger, L. (1995) Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires: analyse et modélisation, Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- IFSTTAR (2009) Guide technique: Mesure de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète.
- Krístek, V., & Bažant, Z. P. (1987) Shear lag effect and uncertainty in concrete box girder creep. Journal of Structural Engineering, n°113(3), pp 557-574.

Ministère de l'Équipement (1966) Agrément technique n° 82 et n°73-128: câble S.E.E.E. F13 et FU 4600: Agrément à divers procédés de précontrainte, <http://www.piles.setra.developpement-durable.gouv.fr/documents-anciens-sur-les-ouvrages-r331.html>, Date d'accès 9 Janvier 2014.

NF EN1992-1-1:2005 Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Concrete structures, Part 1-1: Buildings.

NF EN1992-2:2006 Calculs des structures en béton, Partie 2: Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives,

NF EN197-1:2012 Cement Part 1: composition, specifications, and conformity criteria for common cements.

Pons G., Torrenti J.M., (2008) Le retrait et le fluage, in La durabilité des bétons: bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement, Ollivier J.P., Vichot A., Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, pp 167-216.

Patron-Solares A., Godart B. and Eymard R. (1996) Etude des déformations différées du pont de Savines (Hautes-Alpes). Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, n°203, Mai-Juin 1996, pp 91-103.

Sanahuja J., Dormieux L. (2010) Creep of a C-S-H gel: a micromechanical approach. Anais da Academia Brasileira de Ciências, n°82(1), pp 25-41.

Vítek, J., Křístek, V. (2000) Deflections and Strains of Prestressed Concrete Bridges, 16th congress of IABSE, Lucerne, 2000.

Yu, Q., Bažant, Z. P. (2013) Viscoplastic Constitutive Relation for Relaxation of Prestressing Steel at Varying Strain and Temperature. CONCREEP-9, MIT.

# Pont Mathilde – Diagnostic et réparation d'un tablier métallique après incendie

**Sébastien DEFAUX, David MARCHESSE**

(CEREMA Normandie - Centre, [sebastien.defaux@cerema.fr](mailto:sebastien.defaux@cerema.fr), [david.marchesse@cerema.fr](mailto:david.marchesse@cerema.fr))

**Marylène REDOUANI**

(Conseil Départemental de Seine-Maritime, [marylene.redouani@seinemaritime.fr](mailto:marylene.redouani@seinemaritime.fr))

## Résumé

Le pont Mathilde, construit en 1979, franchit la Seine à Rouen. Fin octobre 2012, un violent incendie a affecté une travée métallique indépendante de cet ouvrage nécessitant sa fermeture totale. Cet article présente les désordres affectant l'ouvrage et les mesures d'urgence mises en place. Il décrit ensuite le diagnostic complet de cette travée métallique et le choix du type de réparation. Le diagnostic a été établi à partir d'un examen des cordons de soudure, la réalisation de nombreux essais non destructifs in situ, le prélèvement de quelques échantillons pour la réalisation d'essais en laboratoire et un relevé général de la déformation de la travée incendiée. Parmi différents scénarios de réparation possibles, remplacement total ou partiel de la travée, travaux à quai ou sur place, le choix a été fait d'une reconstruction partielle après dépose de la travée. Les principales phases et difficultés du chantier de remise en état sont également abordées.

## I. Introduction

Le 29 octobre 2012, l'accident puis l'incendie d'un camion-citerne sur le pont Mathilde à Rouen a gravement endommagé une de ses travées métalliques, interdisant toute circulation sur ce pont. Emprunté quotidiennement par plus de 80 000 véhicules (dont 20 % de poids lourds), il est le plus fréquenté des six ponts de la ville.

Le pont a été immédiatement fermé à la circulation routière ainsi que la navigation fluviale dans le bras sous l'ouvrage ; celle-ci étant détournée vers le bras nord de la Seine habituellement réservé aux activités de plaisance.

La conception de cet ouvrage présente des singularités qui ont été prises en compte pour le diagnostic et la réparation de l'ouvrage. Un diagnostic complet de la travée métallique a été réalisé afin d'adapter les mesures d'urgence et de définir le projet de réparation le mieux adapté. Sa réalisation a dû surmonter quelques difficultés techniques notamment au niveau de la dalle orthotrope.



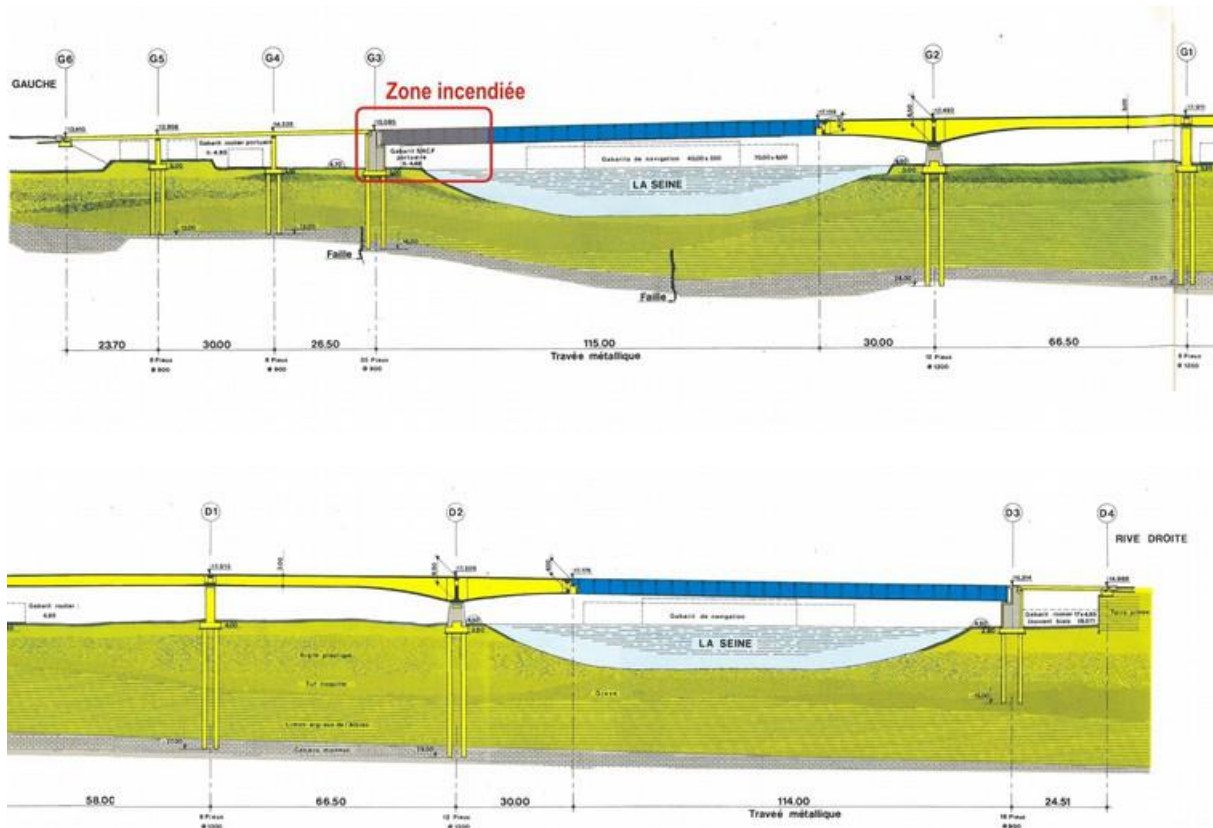


Figure 1 Élévation du pont Mathilde

## II. Présentation de l'ouvrage

Construit en 1979, le pont Mathilde permet le franchissement des deux bras de la Seine et de l'Île Lacroix. Long de 585 mètres, il est composé de structures diverses.

Sur l'Île Lacroix, l'ouvrage comporte un tablier double caisson en béton précontraint. Les trois travées centrales ont été coulées sur cintre, les deux consoles cantilever d'un porte à faux de 30 mètres au-dessus de la Seine ont été construites par encorbellements successifs. Le phasage de construction prévoyait, dans un premier temps, la réalisation des consoles et des travées de rive puis la pose des deux tabliers métalliques. Le coulage de la travée centrale permettant le clavage du tablier ainsi que la mise en tension de la dernière phase de précontrainte a été réalisée après la mise en place des travées métalliques.

Chacune des travées métalliques s'appuie d'une part sur une culée et d'autre part sur la partie en cantilever du caisson précontraint. Elles ont des portées de 115 m. Elles sont constituées de deux poutres et d'une dalle orthotrope large de 22,70 m. Celle-ci s'élargit en rive pour permettre le raccordement avec les bretelles d'accès. Les poutres, distantes de 17,34 mètres, ont une hauteur constante de 4,00 m. La dalle orthotrope est une tôle de 12 mm raidie par des augets de 6 mm d'épaisseur, les pièces de pont sont espacées d'environ 4,00 m. L'ensemble de la structure métallique est réalisée en acier E36 à l'exception des semelles inférieures qui sont en E46 en partie centrale. Cette conception est innovante pour l'époque.

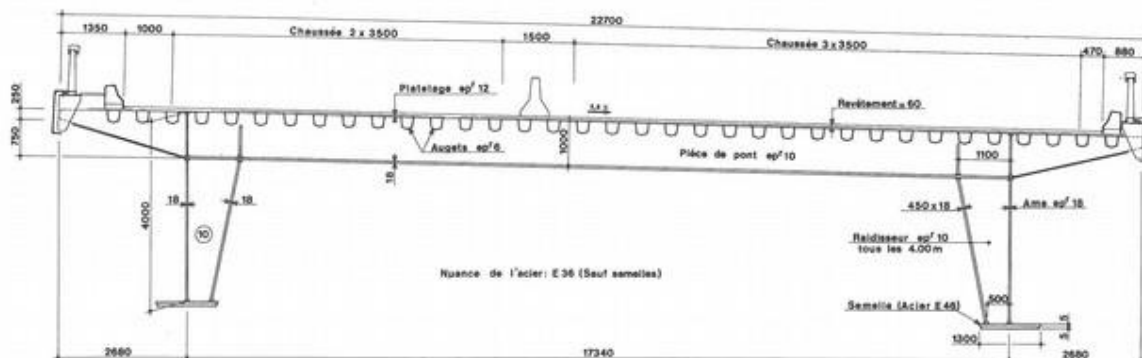


Figure 2 : Coupe transversale de la travée métallique

### III. Incendie

Le 29 octobre 2012, un camion-citerne en provenance d'une bretelle à l'extrémité sud du pont se couche en traversant la DBA centrale, percute un véhicule circulant sur la voie opposée. L'hydrocarbure qu'il transporte s'enflamme, se répand sur toute la largeur du tablier puis se déverse, par le joint de chaussée et les gargouilles, sous l'ouvrage enflammant ainsi les camions de forains stationnés sous l'ouvrage pendant la durée de la foire Saint-Romain. L'ouvrage est ainsi soumis à deux foyers d'un incendie violent. Les pompiers sont intervenus rapidement. L'incendie n'a fait aucune victime.



Figure 3 : Incendie – Source : Département de Seine-Maritime

## IV. Comité technique et mesures d'urgence

Le Département de Seine-Maritime, maître d'ouvrage, a alors sollicité la constitution d'un comité technique composé d'experts du Cerema, de la DREIA, de l'IFSTTAR et présidé par E. Humbert du CGEDD, afin de l'assister dans l'établissement du diagnostic, définir les mesures conservatoires et étudier la meilleure solution pour la remise en état de l'ouvrage.

Des réunions de crise ont eu lieu entre les différents gestionnaires de voiries de l'agglomération rouennaise. Un nouveau plan de circulation a été mis en place et adapté fréquemment.

L'ouvrage ayant tenu sous son poids propre, aucune palée n'a été mise en place dans la Seine avant la réalisation du diagnostic afin de ne pas modifier la répartition des efforts dans la structure déformée.

Avant les premiers résultats d'essai sur l'acier des poutres, un chauffage des 10 premiers mètres de la poutre aval a été mis en œuvre afin d'éviter toute rupture fragile par temps froid des cordons de soudures lors d'une période de gel fin novembre.

Après analyse des premières investigations, il a été décidé de rétablir la circulation fluviale sous l'ouvrage en décembre 2012.

## V. Diagnostic

Par mesure de sécurité le diagnostic a été réalisé sans mise en place de moyens lourds sur la travée métallique. Les essais in situ et les prélèvements ont été réalisés à partir du quai en nacelle élévatrice pour la partie incendiée et avec une passerelle négative positionnée sur l'ouvrage central en béton précontraint afin d'obtenir des valeurs de référence sur la partie saine des poutres. Le diagnostic est défini afin de pouvoir adapter les mesures prises en urgence à l'état réel de l'ouvrage et définir un projet de réparation adapté. Il comprend des essais pour déterminer les caractéristiques des matériaux affectés par l'incendie ainsi que des modélisations et instrumentations afin d'apprécier le comportement et les capacités de l'ouvrage dans son état actuel. [1]

## 1. Principaux désordres sur la travée métallique

La travée métallique soumise à l'incendie présente des déformations importantes. Le platelage présente une déformation en accordéon, il s'est alternativement soulevé et abaissé entre les pièces de pont. La géométrie de la poutre aval a également été profondément modifiée avec l'apparition de diagonales tendues sur ses 8 premiers mètres. La baisse du module et de la limite d'élasticité de l'acier avec la chaleur sont à l'origine de ces déformations. Le platelage a dû subir un effort de compression important pendant l'incendie, la dilatation de la travée métallique étant bloquée entre la culée et l'ouvrage en béton précontraint qui compte un point fixe.



Figure 4 : Déformation de la dalle orthotrope - Source : Cerema



Figure 5 : Déformation de la poutre aval - Source : Cerema

## 2. Relevé topographique laser

Pour quantifier ces déformations en intensité et étendue, le tablier a fait l'objet d'un relevé lasergramétrique par l'entreprise SITES. Cette méthode a permis la mesure de coordonnées

de plusieurs centaines de millions de points avec une précision de 3 à 5 millimètres. Il ressort une flèche de 21 cm de la poutre aval et une déformation de l'âme de  $-18$  à  $+28$  cm par rapport à un plan vertical moyen. La déformation du platelage sur une trentaine de mètres en forme d'ondulations a une amplitude de plus de 30 cm.



Figure 6 : Nuage de point du relevé lasergramétrique - Source : SITES



Figure 7 : Déformation des 8 premiers mètres de la poutre aval - Source : SITES

### 3. Examen des cordons de soudures

Un premier examen visuel des principaux cordons de soudeure de la partie incendiée n'a pas révélé de désordres imputables à l'incendie ou aux déformations. Un contrôle par méthodes non destructives a été réalisé par le Laboratoire Havrais d'Essais Mécaniques (LHEM) afin de confirmer ces premières observations. Ces contrôles ont été réalisés par ressuage et magnétoscopie sur les soudures âme/semelle, en particulier aux extrémités des diagonales tendues, et les soudures des raidisseurs verticaux. Les naissances des semelles additionnelles ont également été contrôlées par ultra-sons. Ces examens ont révélé quelques cratères de corrosion sur un linéaire limité de soudeure mais surtout l'absence de fissures imputables à l'incendie.

#### 4. Conséquences des fortes températures sur l'acier

Exposée à de fortes températures (au-delà de 725°C), la structure métallographique de l'acier se modifie et un refroidissement brutal (trempe) de celle-ci conduit à la formation de martensite plus dure et plus cassante. À court terme, l'ouvrage pouvait donc présenter un risque de rupture fragile par basse température (l'incendie a eu lieu au début de l'hiver), la température atteinte pendant l'incendie ne pouvant être précisément estimée. Les investigations réalisées ont couplé des essais non destructifs in situ et des essais sur prélèvement en laboratoire :

- Mesure de dureté,
- Réplique métallographique;
- Essai de résilience;
- Essai de traction.

#### 5. Dureté Vickers

Cette mesure de dureté de surface est facilement réalisable in situ avec un matériel léger. La dureté peut être corrélée avec la résistance à rupture de l'acier (EN ISO 18625). Dans le cas présent une augmentation de la dureté aurait pu traduire une trempe de l'acier. De nombreux essais ont été réalisés sur les dix premiers mètres de la travée, en particulier sur la semelle et l'âme de la poutre aval qui ne pouvaient pas faire l'objet de prélèvement. Quelques essais ont été réalisés sur l'extrémité saine de la travée afin de servir de référence. Pour l'acier E36, les mesures dans la zone incendiée varient de 150 à 162 pour une valeur de 157 sur la zone saine.

#### 6. Réplique métallographique

Cet essai qualitatif est complémentaire de la dureté Vickers. Sa mise en œuvre, quoique plus longue, ne présente pas de contrainte supplémentaire, aussi la localisation des essais a suivi la même logique. Au total dix répliques ont été réalisées. Ces observations ont conclu à une absence d'évolution de la microstructure.

Cet essai a été réalisé par l'Institut de Soudure du Havre, il comprend :

- meulage pour éliminer les couches superficielles,
- préparation de la zone par polissage à l'aide d'abrasifs de plus en plus fins,
- attaque de la zone polie pour révéler la microstructure par une solution chimique d'acide nitrique et d'éthanol,
- prise d'une empreinte de la microstructure par pose d'un film d'acétate de cellule,
- examen du film au microscope.

#### 7. Essai Charpy et de résistance mécanique

Les prélèvements à fin d'essais mécaniques ont été réalisés sur des éléments secondaires (raidisseurs) ou très redondants (augets) afin de ne pas affaiblir la stabilité des poutres principales. Les essais Charpy sont particulièrement appropriés pour évaluer la fragilisation de l'acier suite à sa trempe. Ces échantillons ont également fait l'objet d'essais de traction, de mesure de dureté, d'analyse chimique et d'examen de la microstructure.



Figure 8 : Jeu d'éprouvettes par type de prélèvement - Source : LHEM

Les valeurs de résilience à  $-20^{\circ}\text{C}$  sont satisfaisantes (de 95 à  $159\text{ J/cm}^2$ ). Les résultats sont homogènes entre la partie saine et la partie incendiée et toutes les valeurs sont supérieures à la valeur de référence de  $50\text{ J/cm}^2$ .

Ces essais n'ont pas mis en évidence de phénomène de trempe de l'acier résultant de l'aspersion des eaux d'extinction de l'incendie. L'acier a conservé ses caractéristiques de résistance, de résilience et de ductilité.

## 8. Appareils d'appui

L'inspection visuelle des appareils d'appui à pot glissants de la culée après l'incendie ne permettait pas de vérifier l'état de ces composants internes. Aussi le risque de leur blocage n'a pu être levé sans investigations complémentaires. Celles-ci ont été décidées au vu des conséquences d'un éventuel blocage : un fonctionnement par à coup pouvait conduire à la fissuration ou rupture des poutres métalliques en cas de fragilisation importante par trempe de l'acier (les résultats d'essais sur le métal n'étaient pas encore connus). L'autre risque était la transmission d'efforts au niveau des appuis pouvant dégrader les consoles d'appui clouées par précontrainte à l'extrémité du caisson ou entraîner un déplacement des appareils d'appui sur le chevêtre de la culée. Les mouvements transversaux et longitudinaux des cinq appareils d'appui de la travée métallique ont donc été suivis par des capteurs de déplacement avec une fréquence suffisamment élevée (une mesure par minute) pour s'assurer de l'absence de blocage.

Ce suivi a permis de conclure à un fonctionnement normal des appareils d'appui (glissants sur culée et fixe sur le cantilever). Néanmoins, il n'est pas possible d'estimer précisément leur coefficient de frottement.

## 9. Inspection des culées

La culée a été directement soumise à l'incendie. Un premier examen visuel et une purge au marteau du béton non-adhérent ont permis de constater un écaillage de surface, localement la mise à nu d'armatures et un rosissement des granulats, signe d'une forte montée en température et d'une baisse de la résistance du béton. L'épaisseur de béton altéré semble être globalement de 3 à 5 cm. Celle-ci reste mineure vis-à-vis de l'épaisseur des éléments structuraux de la culée.

Des carottes de 10 cm de diamètre ont été prélevées pour des essais de compression en différents endroits. Un élancement de 1 a été retenu pour avoir une meilleure sensibilité vis-à-vis de la profondeur. Les résultats d'essais confirment l'absence de perte de résistance au-delà des tous premiers centimètres.



Figure 9 : Ecaillage du béton de la culée avec coloration de certains granulats - Source : Cerema



## 10. Calcul de la géométrie déformée

Le Cerema Infrastructures de transport et matériaux a réalisé un modèle mécanique aux éléments finis tenant compte des effets du second ordre de l'about de la poutre aval à partir des relevés réalisés par SITES. Un premier calcul élastique a permis de démontrer la bonne tenue de l'ouvrage sous son poids propre pondéré par 1,35 et un effort horizontal de 300 tonnes (pour prendre en compte les incertitudes sur le fonctionnement des appareils d'appui) en vue de la réouverture de la circulation fluviale. Un second calcul, à titre indicatif, avec comportement élasto-plastique du matériau a permis de démontrer que la structure restait stable jusqu'à deux fois son poids propre. Cette réserve de sécurité permet à un engin d'accéder au platelage pour des travaux de remise en état.

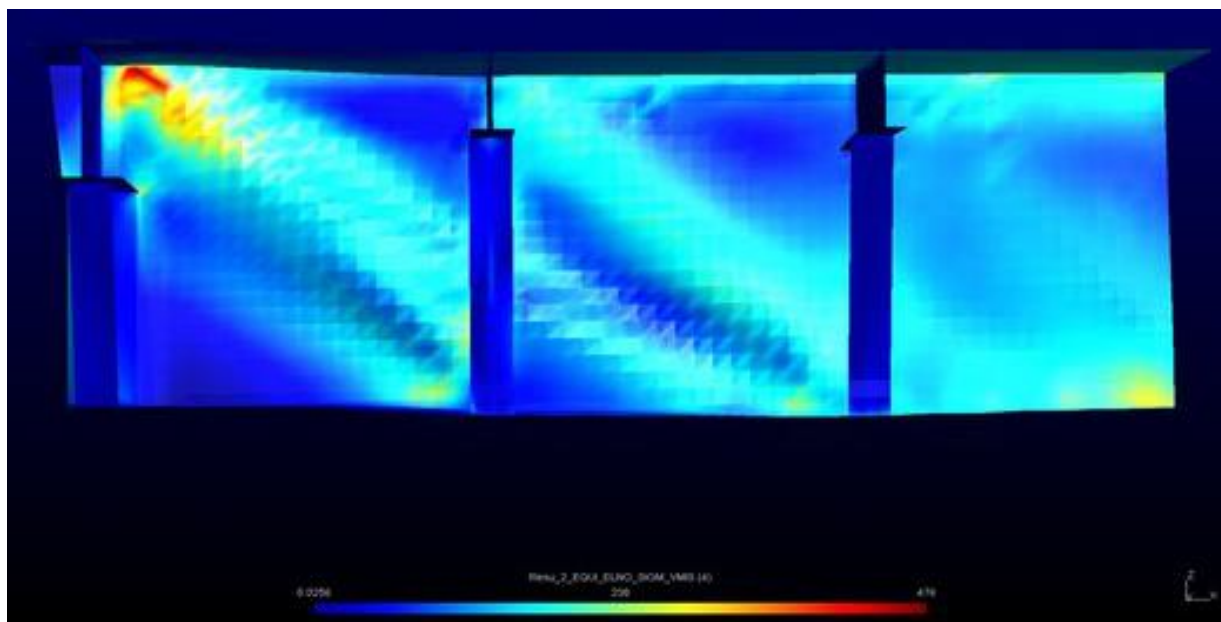


Figure 10 : Résultat du calcul élastique au second ordre - Source : Cerema

## VI. Scénarios de réparation

Différents scénarios de réparation ont été envisagés soit avec un remplacement intégral de la travée incendiée, ce qui permet de la mettre en cohérence avec les nouveaux règlements de calcul, soit un remplacement partiel limité à la zone dégradée. Les scénarios comparent également les possibilités de réparation en place ou après dépose de la travée.

### 1. Scénario n°1a : dépose de la travée et remplacement partiel

Ce scénario prévoit la dépose de la travée après son allègement par démolition des superstructures et le lestage du cantilever. En effet le tablier en caisson précontraint a été clavé après la pose des tabliers métalliques. La mise en place d'un leste est donc nécessaire pour limiter la traction en fibre inférieure de la travée de rive.

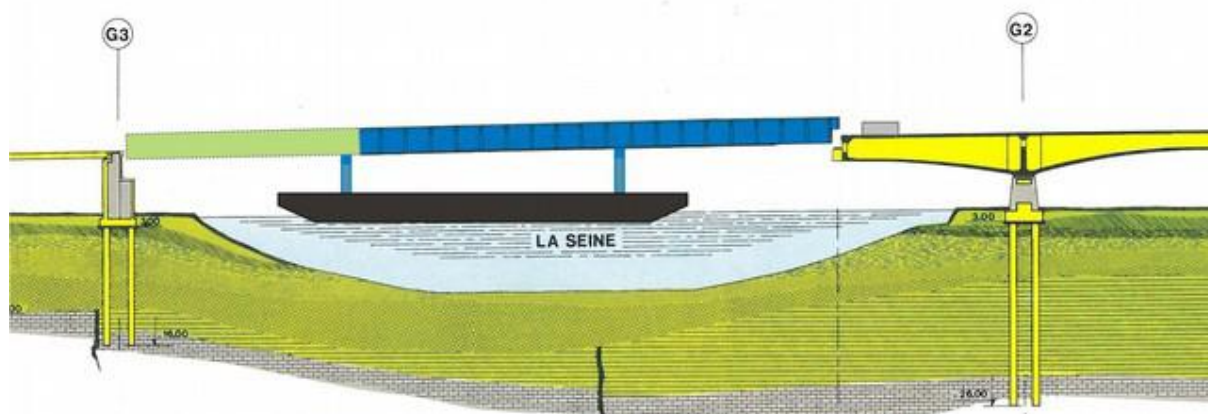


Figure 11 : Scénario n°1

La première estimation au moment de l'étude de faisabilité prévoyait 300 tonnes réparties sur 9 mètres linéaires. La travée est ensuite amenée sur un quai afin de remplacer la partie incendiée par un élément neuf fabriqué en usine et la protection anticorrosion régénérée. La travée est ensuite reposée et un nouveau complexe étanchéité roulement réalisé. La culée est réparée en temps masqué pendant le travail à quai.

Le scénario 1b est semblable dans le déroulement des opérations mais avec le remplacement total de la travée.

## 2. Scénario n°2 : remplacement partiel in situ

Ce scénario prévoit un remplacement partiel comme le n°1a) mais sur place et non à quai. Une palée provisoire est mise en place dans la Seine pour soutenir la partie conservée après découpe de la partie incendiée. La palée doit être dimensionnée pour supporter des chocs de péniches ou être protégée par des ducs d'albe. La partie neuve est alors amenée par tronçons à la grue.

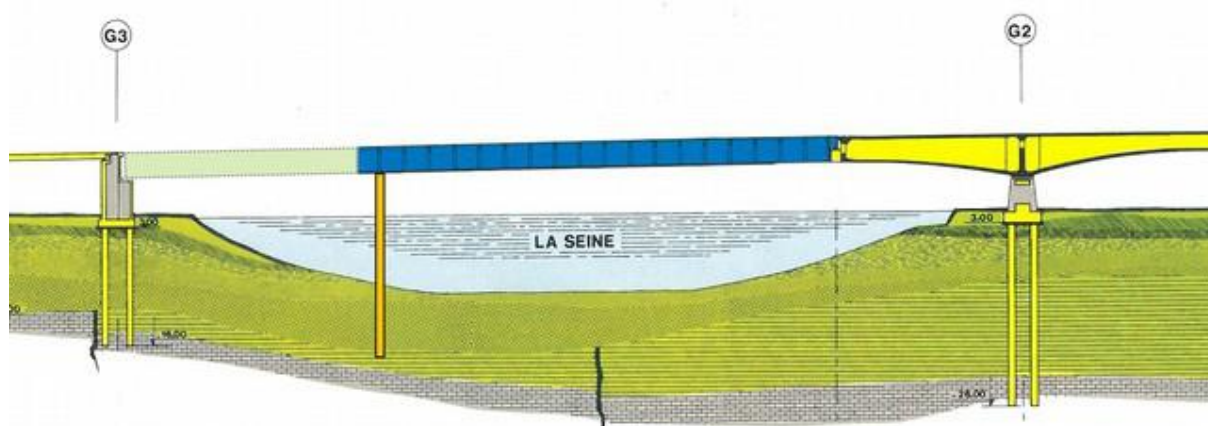


Figure 12 : Scénario n°2

## 3. Choix du scénario

Le scénario n°1a a été retenu. Les travaux étant limités à la travée incendiée la mise en conformité avec les eurocodes d'une seule partie du franchissement avait un intérêt limité. D'autre part, il convenait de conserver un poids constant de la travée afin de ne pas augmenter les efforts sur l'ouvrage central. De plus, une inspection de la travée métallique jumelle, après la fermeture de l'ouvrage, a confirmé l'absence de désordres dus à sa conception. La solution

d'une reconstruction partielle à l'identique a donc été retenue. La solution n°2 a été écartée étant techniquement la moins sûre, la plus soumise aux aléas de chantier, présentant des conditions de travail plus difficiles et ayant un impact significatif sur la circulation fluviale pendant toute la durée du chantier.

#### 4. Périmètre de réparations

L'acier ne présentant pas d'altération, le périmètre des réparations a été déterminé sur la base des déformations de la structure à partir des relevés lasergramétriques des deux travées métalliques ainsi que de la norme NF EN 1090-2 « Exécution des structures en acier ». Pour la poutre aval, le relevé effectué sur la travée métallique jumelle faisait apparaître des déformations limitées à 20 mm par rapport à un plan vertical moyen. La norme définit une tolérance de 26,7 mm ( $b/150$ ) pour l'âme des poutres principales. C'est cette dernière valeur qui a été retenue. Le relevé de la travée métallique incendiée mettait en évidence des déformations supérieures à 26,7 mm sur une longueur d'environ 40 mètres. À noter que la précision des mesures à +/- 5 mm n'affecte pas ce périmètre.

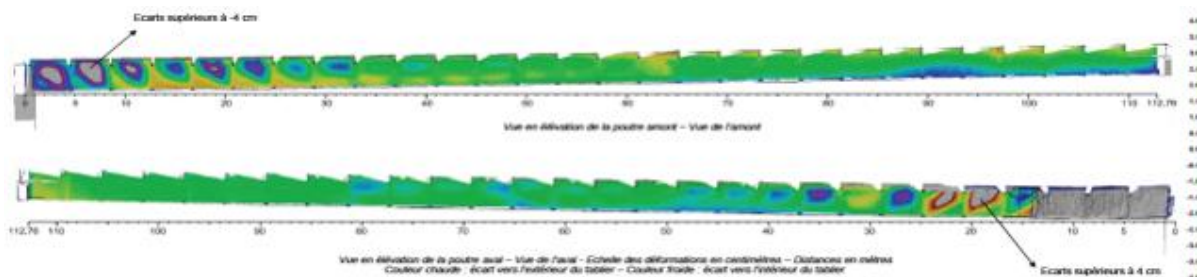


Figure 13 : Relevé lasergramétrique des poutres - Source : SITES

Pour le platelage, la définition du périmètre a été plus délicate. Le relevé topographique depuis l'extrados est faussé par la présence des enrobés et l'accès à l'intrados est limité à cause de la restriction d'accès sur la travée. Des relevés lasergramétriques complémentaires ont donc été prévus après retrait de l'enrobé avant dépose et des relevés visuels après l'arrivée à quai.

## VII. Travaux

Le marché de réparation est publié le 26 mars 2013 pour une remise des offres au 21 mai 2013. Il prévoit un début de travaux pour l'été 2013 pour une durée d'un an. Il a été attribué à Freyssinet (mandataire), Victor Buyck Steel Construction et ViaFrance Normandie pour un coût des travaux de 7,4 millions d'euros.

### 1. Dépose de la travée (20 février 2014)

Les travaux préparatoires à la dépose ont consisté en l'allègement de la travée par retrait de l'enrobé et de l'encorbellement, la mise en place du lest sur l'extrémité du cantilever et la mise en place de renforts au niveau des appuis sur la barge et des kamags pour le transfert à quai.

La première phase des travaux consiste à démolir le complexe étanchéité roulement d'un poids d'environ 350 tonnes. Ces travaux sont réalisés avec une pelle mécanique dont le godet a été adapté avec une lame. Par temps frais, l'enlèvement du complexe de la dalle orthotrope n'a pas posé de difficultés particulières, celui-ci se décollant facilement par plaques de grandes dimensions sans abîmer le platelage. Le nettoyage de la tôle fut parachevé par hydrodécapage.



Figure 14 : Démolition du complexe étanchéité-roulement - Source : Cerema

L'accès des engins lourds au tablier a été limité pour que la descente de charge apportée sur l'extrémité dégradée des poutres soit compensée par le poids de l'enrobée retiré.

320 tonnes d'enrobées ont servi de lest sur le cantilever, le reste, pollué par des hydrocarbures, a été évacué.

Lors de sa construction, la travée métallique a été mise en place sans l'élargissement accueillant une bretelle. Situé à l'extrémité incendiée, il a été oxycoupé puis évacué par une grue automotrice préalablement à la dépose de la travée. Ceci permet de soulager la partie dégradée des poutres qui fonctionnera en console lors de la dépose.



Figure 15 : Dépose de l'élargissement - Source : Cerema

La première étape d'envergure est la dépose complète de la travée métallique de 115 mètres et d'un poids de 900 tonnes. Préalablement, l'absence de blocage a été vérifié visuellement et

par vérinage de chaque ligne d'appui. L'entreprise Sarens était chargée de l'opération. Des conditions météorologiques particulières doivent être réunies : vent inférieur à 15 m/s, courant inférieur à 1 m/s mais surtout un coefficient de marée favorable. En effet, bien que située à une centaine de kilomètres de la mer, Rouen subit les effets de la marée (marnage moyen de 3,00 m). Les effets combinés de la marée et du déballastage des barges permettent le soulèvement de la travée métallique, renforcée au droit des appuis provisoires. La configuration de l'about de poutre côté cantilever et la souplesse du tablier nécessitaient un soulèvement de l'ordre de 2,50 mètres.

Après abaissement des tours de vérinage, la barge passe sous les cinq ponts de Rouen, lors de coefficients de marée favorables, pour se diriger vers le Quai de Petit-Couronne lieu choisi pour exécuter les travaux de réparation. La travée est débarquée par kamags et mise sur appuis provisoires.



Figure 16 : Prise en charge de la travée par la barge- Source : Cerema



Figure 17 Passage sous le pont Jeanne d'Arc - Source : Cerema

## 2. Travaux à quai

Des essais ont été réalisés sur la peinture de la partie conservée. Ils ont fait apparaître une bonne adhérence, une épaisseur correcte et l'absence de dégradation visible. Il a été décidé de faire un simple avivage par sablage et d'appliquer partiellement un complexe anti-corrosion compatible (couche intermédiaire et de finition).

C'est à Gand (Belgique) dans les ateliers de Victor Buyck Steel Construction que le tronçon neuf d'une quarantaine de mètres de longueur est construit. Il est ensuite transporté, en une seule pièce, par voie maritime et fluvial jusqu'au quai où les travaux d'assemblage ont commencé début mai. La teneur élevée en carbone équivalent des aciers constituant le pont Mathilde a conduit à réaliser une qualification des modes opératoires de soudage à partir d'échantillons prélevés directement sur la structure après sa dépose.



Figure 18 : Fabrication du tronçon neuf - Source : Cerema

L'examen de la dalle orthotrope à quai a révélé la déformation de certains augets au-delà du périmètre initial de remplacement. Un relevé exhaustif a été réalisé sur la partie conservée et sur une zone représentative de la travée jumelle. À partir du relevé de l'ouvrage sain et de la norme NF EN 1090-2, les augets présentant une déformation supérieure à 4,6 mm ont été remplacés. Ceci correspond à deux panneaux de platelage situés à mi-travée en prolongement direct de la partie remplacée. Ces déformations peuvent avoir pour origine le flambement des augets sous la compression due à la dilatation bloquée lors de l'incendie et à la flexion sous poids propre.



Figure 19 : Auget déformé - Source : Cerema



Figure 20 : Remplacement partiel du platelage - Source : Cerema

En parallèle des travaux sur le tablier métallique à quai, l'épaisseur de béton dégradé a été purgée et reconstituée par du béton projeté par voie sèche. Un treillis soudé a été mis en œuvre afin de limiter les effets du retrait et assurer une liaison avec la culée. Un anti graffiti coloré a été appliqué afin d'uniformiser la couleur des parements.

## VIII. Conclusion

La travée métallique a été reposée le 26 juin 2013 avec son encorbellement. Le complexe étanchéité-roulement a été réalisé durant le mois de juillet permettant la réalisation des épreuves le 12 août 2013. Elles ont mobilisé 24 camions d'un poids total de 816 tonnes. Le comportement de l'ouvrage ayant été jugé satisfaisant la réouverture du pont Mathilde a eu lieu le 26 août 2013 dans le respect de délais annoncés.



Figure 21 : repose de la travée métallique - Source : Cerema

## Principaux intervenants

Maître d'ouvrage : Conseil départemental de Seine-Maritime

Assistance au Maître d'ouvrage : Comité technique

Maître d'œuvre : Conseil départemental de Seine-Maritime

Assistance au maître d'œuvre : Profractal

Entreprise : groupement Freyssinet, Victor Buyck Steel construction, ViaFrance

Sous-traitant peinture : Lassarat

Contrôle extérieur travaux : Cerema Normandie Centre - Cerema Est

Coût total : 7,4 millions d'euros TTC



## Références bibliographiques

- [1]. B. GODART, J. BERTHELLEMY, J.P. LUCAS (2014) – « Diagnosis of a large steel bridge close to collapse during a fire » - 37th IABSE Symposium, Engineering for Progress, Nature and People, Madrid, September, 3-5, 2014,
- [2]. B. GODART, J. BERTHELLEMY, J.P. LUCAS (2015) « Diagnosis, assessment and repair of the Mathilde bridge close to collapse during a fire » - revue SEI d'août 2015.

## Les dernières publications Ouvrages d'Art

Toutes les publications présentées sont disponibles à la vente au bureau des ventes du CEREMA ITM : <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/>

### Guide joints de chaussées



Ce guide est destiné aux concepteurs et aux gestionnaires de ponts routes. Il présente les fonctions et les différents types de joints de chaussées ainsi que les référentiels normatifs et réglementaires applicables à leur conception et à leur exécution garantissant la qualité des produits et de leur mise en œuvre.

Le guide présente une méthode de calcul du souffle aux Eurocodes et les dispositions applicables en matière de joints sur les ouvrages à circulation mixte ainsi que le traitement de l'étanchéité, des joints de trottoirs et des joints longitudinaux en aidant au choix à partir des contraintes propres à chaque ouvrage : souffle, trafic, géométrie du tracé, coût...

Le guide fournit les éléments contractuels des marchés d'exécution de pose de joints de chaussée et les dispositions à prendre en matière de suivi et de contrôle intérieur et extérieur.

Enfin, le guide développe, dans un dernier chapitre, les actions de surveillance et d'entretien à mettre en œuvre tout au long de la vie d'un joint de chaussée pour garantir la sécurité des usagers et la pérennité de la structure.

**A commander auprès du bureau de vente de la DTecITM**

### Eurocode 7 Application aux fondations superficielles (NF P94-261)



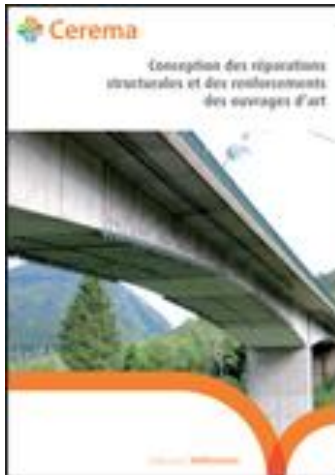
Ce guide méthodologique aborde la mise en application de la norme d'application française de l'Eurocode 7 traitant des fondations superficielles, la norme NF P94-261. Destiné aux géotechniciens et ingénieurs de calcul des structures, il présente les principes de justifications françaises des fondations superficielles découlant de l'Eurocode 7.

Complété par des exemples détaillés et des logigrammes de synthèse des démarches de calcul, il ambitionne de servir efficacement les professionnels de la réalisation des fondations superficielles et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'œuvre.

Il contribuera dans son domaine, à faciliter le passage des règlements de calcul actuels aux Eurocodes.

**A commander auprès du bureau de vente de la DTecITM**

## Guide « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art »



Le présent guide, rédigé par un groupe de travail constitué de membres du Cerema et des directions interdépartementales des routes (DIR) expose les pratiques en vigueur dans le MEDDE en matière de conception de réparations structurales et de renforcements des ouvrages d'art.

Il propose une adaptation des règlements et règles de l'art utilisés pour le calcul des ouvrages d'art neufs au cas des ouvrages existants.

Il rappelle la démarche générale d'élaboration d'un projet de réparation et traite du « calcul et de la modélisation » du projet, en proposant des réponses aux questions récurrentes auxquelles

sont confrontés les projeteurs :

- Quel règlement de calculs et quel règlement de charge utiliser ?
- Quels coefficients de sécurité retenir ?
- Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment le résultat des mesures et instrumentations ?
- Quelles caractéristiques retenir pour les matériaux ?
- Comment tenir compte des pathologies observées ?
- Quels sont les aménagements et dérogations possibles par rapport à un ouvrage neuf ?
- etc.

Il est complété par des annexes techniques téléchargeables sur le site de la DTecITM du Cerema (en cours de finalisation).

**A commander auprès du bureau de vente de la DTecITM**

© 2016 - Cerema

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement , créé au 1er janvier 2014 par la fusion des 8 CETE, du Certu, du Cetmef et du Sétra.

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en oeuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

**Mise en page** › Cerema/DTecITM

**Crédit photo de la couverture** › © Cerema

**Crédits photos** › © IFSTTAR - © Cerema

**ISBN** : 978-2-37180-109-7

**Pour toute correspondance** › [Redaction-BOA.CTAO.DTecITM@cerema.fr](mailto:Redaction-BOA.CTAO.DTecITM@cerema.fr)

[www.cerema.fr](http://www.cerema.fr) › Rubrique « Nos éditions »

# Bulletin du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

[www.infra-transports-materiaux.cerema.fr](http://www.infra-transports-materiaux.cerema.fr)

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - [www.cerema.fr](http://www.cerema.fr)

Direction technique 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