

# Leçons de la fissuration d'un pont à l'effort tranchant

Autor(en): **Moreau, Philippe / Virlogeux, Michel**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **11 (1980)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-11383>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## IX

### **Leçons de la fissuration d'un pont à l'effort tranchant**

Lehren aus Schubrisen an einer Brücke

Lessons from Shear Cracking of a Bridge

#### **PHILIPPE MOREAU**

Directeur du Département des Etudes et Méthodes  
Campenon Bernard Cetra  
Clichy, France

#### **MICHEL VIRLOGEUX**

Ingénieur des Ponts et Chaussées, Prof. ENPC  
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes  
Bagneux, France

### **RESUME**

Les études qui ont été menées, après la fissuration à l'effort tranchant d'un pont caisson à trois âmes, ont montré l'importance que pouvait avoir la déformabilité transversale d'un ouvrage, et les limites des calculs classiques, faits sur la base de l'hypothèse de Saint-Venant. Elles ont aussi montré l'insuffisance des habitudes réglementaires dans le cas des ouvrages à forte précontrainte verticale. Enfin, une attention particulière doit être portée à la mise en œuvre de barres de précontrainte courtes, comme c'est le cas pour la précontrainte verticale.

### **ZUSAMMENFASSUNG**

In einer dreistegigen Kastenbalkenbrücke sind Schubrisse festgestellt worden. Die Untersuchungen haben die Bedeutung der Querverformbarkeit eines Tragwerks und die Grenzen der Hypothese von Saint-Venant gezeigt. Sie weisen auch auf die Unzulänglichkeit der üblichen Vorschriften für Tragwerke mit kräftiger vertikaler Vorspannung hin. Schliesslich bedarf die Anwendung kurzer Vorspannstangen, wie etwa bei vorgespannten Bügeln, ganz besonderer Sorgfalt.

### **SUMMARY**

The analyses which have been carried out, after the development of shear cracks in a three-web box girder, have shown the importance of transversal deformability of bridges, and the limits of classical analysis, developed on the basis of the Saint Venant hypothesis. They have also shown the limits of the codes, in the case of bridges with heavy vertical prestressing. Finally, particular attention must be given to practical tensioning of short prestressing bars, as for example prestressed stirrups.



## 1. INTRODUCTION

Si les exemples d'ouvrages fissurés en flexion longitudinale par insuffisance de précontrainte ne manquent pas, nous ne connaissons en France qu'un seul exemple récent d'ouvrage fissuré à l'effort tranchant.

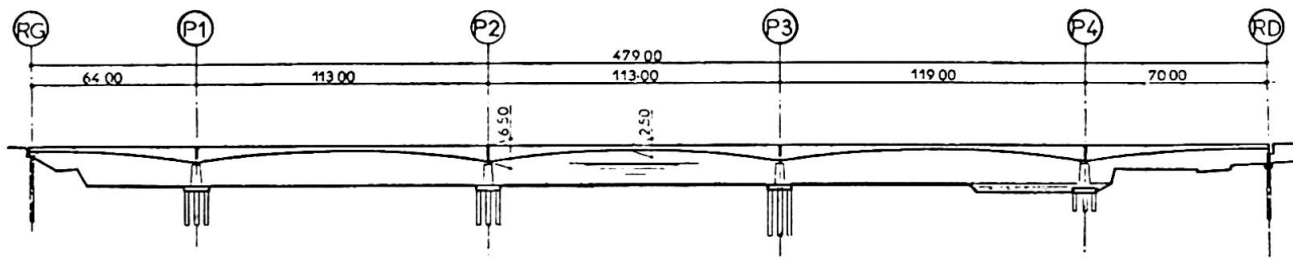
Cela vient de ce que les phénomènes physiques dont l'oubli ou la sous estimation ont provoqué de nombreux incidents de flexion longitudinale – différence de température entre les fibres extrêmes du tablier, redistribution d'efforts par fluage, importance des pertes de précontrainte par frottement –, ne produisent que des efforts tranchants très faibles, incapables d'avoir une incidence notable sur la fissuration.

Il était donc particulièrement intéressant de faire l'étude des causes de la fissuration du pont d'O. car elle était susceptible de mettre en évidence des phénomènes encore mal connus.

Bien entendu, comme c'est le cas chaque fois que des désordres apparaissent, ils sont dus à la superposition de plusieurs causes. Et nous laisserons de côté les erreurs et les insuffisances des calculs initiaux, qui ont pu être mises en évidence par l'expertise, pour ne nous attacher qu'aux éléments réellement intéressants.

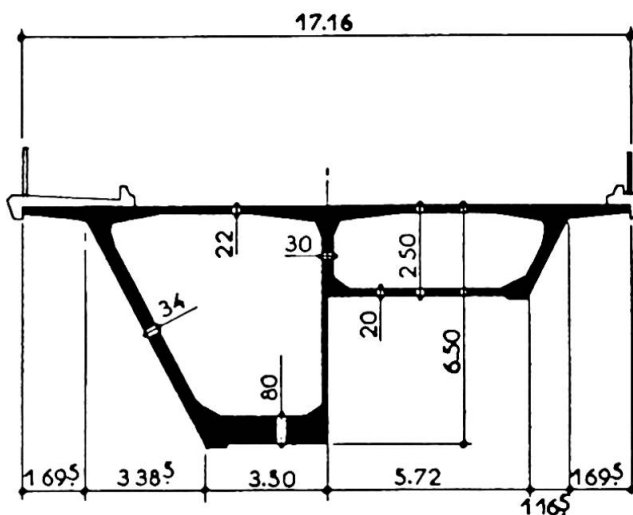
## 2. DESCRIPTION RAPIDE DE L'OUVRAGE ET DES DESORDRES

Le pont étudié comporte cinq travées de 64 - 113 - 113 - 119 et 70 mètres de portées. Il s'agit d'un pont caisson à trois âmes construit par encorbellements successifs sur équipages mobiles.



L'épaisseur des âmes latérales est de 34 centimètres, pour tenir compte des difficultés de bétonnage dues à leur inclinaison, tandis que l'âme centrale n'a qu'une épaisseur de 30 centimètres.

Le câblage de l'ouvrage n'est pas classique. Les câbles de fléau sont horizontaux. Ils sont ancrés dans les joints de voussoirs successifs, au niveau des goussets supérieurs, à la liaison entre le hourdis et les âmes. Les câbles de continuité sont dans le hourdis inférieur, au niveau des âmes ou dans leur voisinage immédiat. Ils sont ancrés sur des bossages situés dans les goussets inférieurs, à la liaison entre le hourdis et les âmes. Comme aucun câble ne traverse les âmes, la précontrainte n'apporte aucune réduction d'effort tranchant. La résistance des âmes au cisaillement est donc assurée par une précontrainte verticale, mise en œuvre au moyen de barres DJP de 26 millimètres de diamètre, et d'ancrages de type STUP-FREYSSINET à pas de vis fin. L'espacement des barres est variable le long de l'ouvrage, pour adapter la précontrainte verticale aux cisaillements extrêmes.



De façon à permettre ultérieurement l'éventuel passage d'une ligne d'aérotrain, l'ouvrage comporte, en plus des entretoises sur piles, des entretoises intermédiaires, sensiblement placées au tiers de la portée de chaque travée principale.

Une fissuration d'effort tranchant particulièrement nette est apparue dans certaines travées, essentiellement au voisinage des entretoises intermédiaires. L'ouverture des fissures les plus importantes atteignait 6 dixièmes de millimètres.

### 3. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

1. Dans une âme déterminée, le cisaillement d'effort tranchant est donné par :

$$\tau_i = \frac{p_i T}{b_{ni} Z} \quad 1$$

où  $b_{ni}$  est la largeur droite nette totale de l'âme considérée,  $Z$  le bras de levier du couple élastique,  $T$  l'effort tranchant réduit, et  $p_i$  la proportion de l'effort tranchant passant dans l'âme considérée.

La proportion de l'effort tranchant passant dans une âme d'un caisson se calcule en supposant le caisson indéformable transversalement, en résistance des matériaux classique.

2. Mais ces calculs classiques sont nettement insuffisants, dans certains cas, car ils négligent la déformabilité transversale de l'ouvrage.

Dans les calculs classiques, pour un caisson symétrique à trois âmes, une charge centrée à le même effet qu'une charge égale uniformément répartie. Mais en réalité, pour une charge centrée, il apparaît une déformation transversale des hourdis, et l'âme centrale subit un déplacement vertical nettement supérieur à celui des âmes latérales.

Un calcul aux éléments finis, fait sur une demi-travée de l'ouvrage étudié, en adoptant des conditions aux limites permettant de simuler le comportement réel, a permis de faire une étude précise de la structure.

La figure 4 donne les lignes d'influence de la proportion d'effort tranchant reprise par une âme. On constate que le comportement de l'ouvrage est nettement différent de celui d'un caisson transversalement indéformable.

Cependant, l'enveloppe des charges d'exploitation ne change pas énormément, car l'augmentation des efforts produite par les chargements au niveau d'une âme est compensée par une diminution des efforts de transfert, lorsque les autres âmes sont chargées.

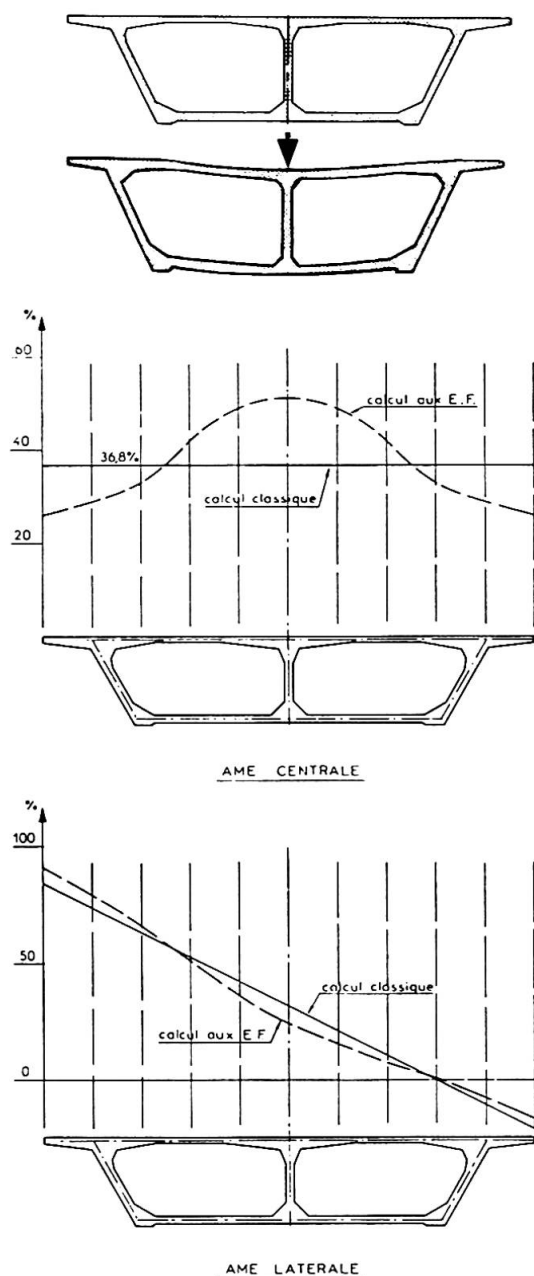
Par contre, dans le cas d'un caisson à trois âmes, il est essentiel d'étudier avec précision la répartition des charges permanentes. Dans le cas de l'ouvrage étudié, la place des âmes d'une part, et d'autre part la plus grande concentration des câbles de précontrainte dans l'âme centrale – près de 50 % compte tenu des dispositions constructives adoptées –, ont conduit à une concentration excessive des charges sur cette âme.

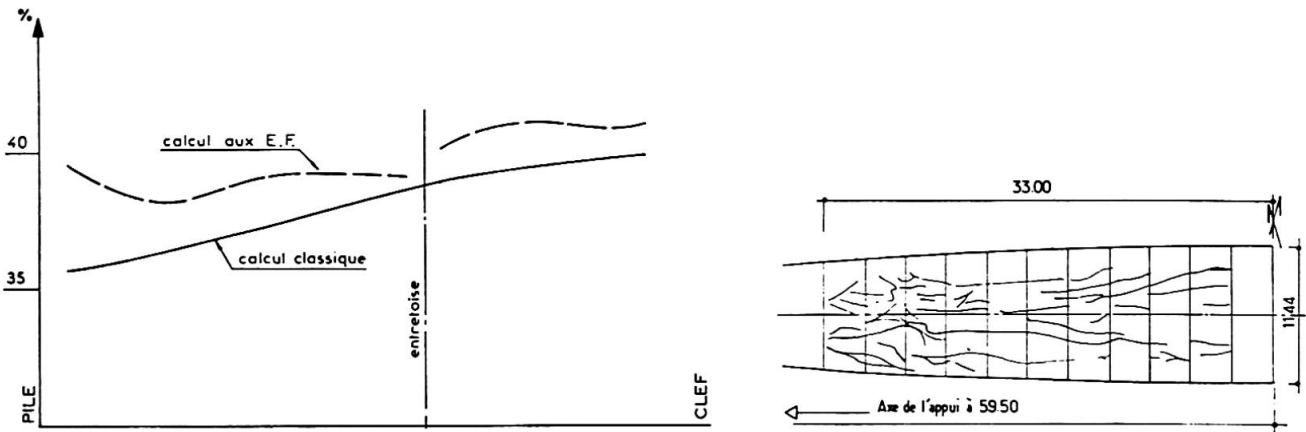
Ce phénomène est confirmé par l'existence d'une fissuration du hourdis inférieur, due à la flexion transversale engendrée par la surcharge de l'âme centrale, qui produit une déformation transversale du type de celle de la figure 6.

3. Dans le cas d'un pont droit, en caisson symétrique à deux âmes, on peut se contenter des calculs classiques lorsque la déformabilité des âmes n'est pas trop différente de celle des hourdis, et lorsque les charges d'exploitation sont relativement faibles.

Dans les autres cas, il est prudent de tenir compte de la déformabilité transversale du caisson.

Il faut en tous cas se méfier des ouvrages dont les hourdis sont nettement plus déformables que les âmes – âmes épaisses, grandes portées transversales –, et il est préférable de répartir la précontrainte entre les différentes âmes proportionnellement à la part des charges qu'elles supportent.





L'exemple de l'ouvrage étudié met aussi en évidence l'intérêt que peuvent présenter des entretoises intermédiaires, dans le cas de caissons trop déformables. Compte tenu des résultats obtenus par des calculs comparatifs, faits d'une part en ajoutant une entretoise à la clef, et d'autre part en supprimant les entretoises intermédiaires existantes, on peut penser que la réalisation d'entretoises espacées de 15 à 20 mètres aurait suffi pour que le comportement de l'ouvrage se rapproche beaucoup de celui d'un caisson rigide.

4. CISAILLEMENT ADMISSIBLE

1. Une autre difficulté provient de l'évaluation du cisaillement admissible selon les prescriptions règlementaires. La formule la plus couramment utilisée, due à Messieurs CHALOS et BETEILLE, s'écrit :

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}_j}{\sigma'_j} (\bar{\sigma}'_j - \sigma'_x - \sigma'_y) (\bar{\sigma}_j + \sigma'_x + \sigma'_y) + \sigma'_x \sigma'_y \quad 2$$

où  $\bar{\tau}$  est le cisaillement admissible,  $\sigma'_x$  la contrainte de compression longitudinale,  $\sigma'_y$  la contrainte de compression due à la précontrainte verticale, et où  $\bar{\sigma}_j$  et  $\bar{\sigma}'_j$  sont données par :

$$\bar{\sigma}_j = 0,42 \sigma_j \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}'_j = 0,42 \sigma'_j \quad 3$$

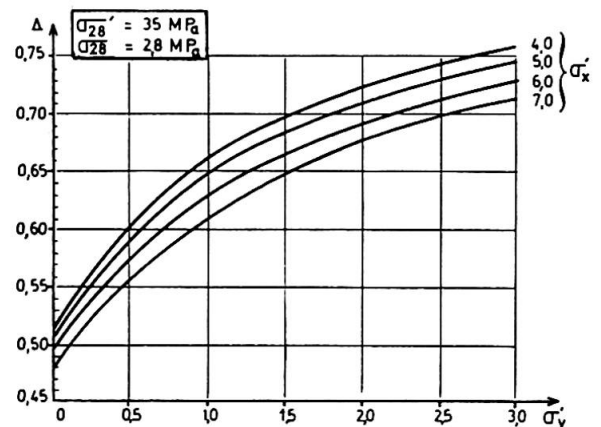
où  $\sigma_j$  et  $\sigma'_j$  sont respectivement la résistance à la traction et la résistance à la compression du béton.

Cette formule – pas plus que les autres formules données par les différents règlements français – n'assure pas une sécurité homogène. En effet, si on établit le rapport

$$s = \frac{\bar{\tau}}{\tau_f} \quad 4$$

où  $\tau_f$  est le taux de cisaillement produisant la fissuration, évalué par la formule 2 en y remplaçant les contraintes admissibles,  $\bar{\sigma}_j$  et  $\bar{\sigma}'_j$ , par les résistances correspondantes,  $\sigma_j$  et  $\sigma'_j$ , on constate qu'il est de l'ordre de 0,5 pour les faibles valeurs de la précontrainte verticale, pour atteindre 0,75 à 0,80 pour de fortes valeurs.

En d'autres termes, une majoration imprévue de l'effort tranchant de 30 à 40 % – due par exemple à une série d'erreurs de calcul, comme c'est le cas pour l'ouvrage étudié –, ne provoque aucune fissuration dans un ouvrage de conception classique, sans précontrainte verticale, mais provoque la fissuration d'effort tranchant dans un ouvrage ayant recours à une importante précontrainte verticale.



Cela provient de ce qu'aucun coefficient de sécurité n'est appliqué au terme croisé ( $\sigma'_x \sigma'_y$ ).

2. Il faut d'ailleurs évaluer avec beaucoup de prudence la contrainte de compression introduite par la précontrainte verticale.

En effet, la mise en œuvre de la précontrainte verticale est délicate, car il faut tendre des barres extrêmement courtes, et par conséquent particulièrement sensibles aux effets du recul d'ancrage.

On avait cru pouvoir résoudre le problème en utilisant des barres filetées à très faible pas de vis. Mais plusieurs incidents ont montré que la tension réelle des barres, après blocage des ancrages, n'étaient souvent que les deux tiers de celle escomptée.

Des mesures extrêmement précises, faites par extensométrie sur les barres de précontrainte, ont montré que la seule méthode fiable consiste à mettre en tension les barres au vérin, à l'aide d'un pont métallique dégageant complètement l'emplacement de l'écrou de serrage. Et le serrage de l'écrou doit être fait à l'aide d'une clef et d'un maillet.

En outre, les efforts de précontrainte peuvent ne pas être intégralement appliqués à l'âme intéressée. Dans le cas de l'ouvrage étudié, la présence de l'entretoise intermédiaire a localement réduit l'efficacité de la précontrainte verticale, et il n'est pas étonnant que ce soit dans cette zone que la fissuration ait été la plus marquée.

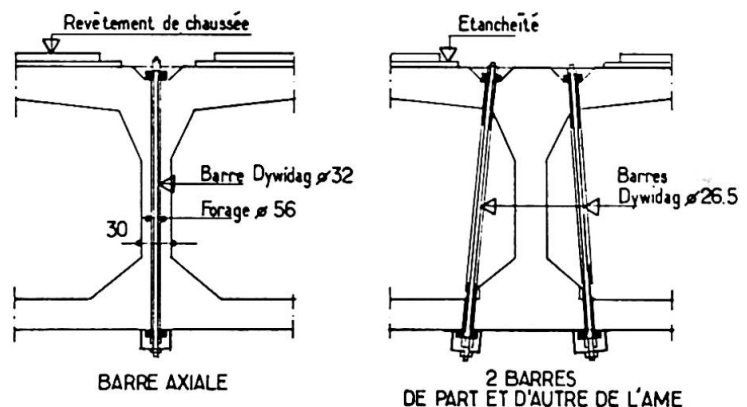
## 5. REPARATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage a été réparé par injection des principales fissures et mise en œuvre d'une précontrainte verticale complémentaire dans les zones où cela s'est avéré nécessaire.

Deux séries de barres ont été mises en œuvre. Tout d'abord des barres de 32 millimètres de diamètre ont été mises en place dans l'âme centrale, après forage complet dans l'âme. Et dans les zones où la présence de câbles de précontrainte interdisait cette opération, une barre de précontrainte de 26,5 millimètres de diamètre a été placée de chaque côté de l'âme centrale.

Cette opération a dû être faite avec beaucoup de précautions.

- 1) L'enrobé a été découpé à la scie, puis la chape a été découpée à son tour, avec un léger décalage pour permettre de refaire une étanchéité après réparation.
- 2) L'emplacement théorique des câbles a été tracé sur le béton à la craie.
- 3) Les encoches d'ancrage des barres de précontrainte ont été réalisées au marteau piqueur léger, ce qui a permis de mettre à nu la nappe supérieure d'armatures et les gaines des câbles de précontrainte.



- 4) Les forages des barres situées de part et d'autre de l'âme centrale ont été réalisés avec une foreuse manuelle.
- 5) Aucun câble ne pouvant se trouver dans l'axe, une fois passée la nappe supérieure, il a été possible de forer les trous axiaux à la machine, jusqu'à 25 centimètres de la fibre inférieure. En dessous, il était possible de rencontrer un câble de continuité mal placé. Une source gammagraphique a donc été descendue dans chaque forage, tandis qu'une plaque sensible était placée en sous face du caisson. Si le cliché garantissait qu'il n'y avait pas de câble de précontrainte, le forage était poursuivi jusqu'en fibre inférieure, sinon le trou était abandonné et la barre axiale remplacée par une paire de barres placées de part et d'autre de l'âme centrale.
- 6) Les forages des barres situées de part et d'autre de l'âme centrale, dans le hourdis inférieur, ont aussi été réalisés avec une foreuse à main. Ce fut l'opération la plus délicate, car il n'était pas possible de localiser avec certitude les aciers passifs et les câbles.

L'ensemble de ces précautions a permis de mettre en œuvre la précontrainte verticale nécessaire, sans difficulté majeure, et d'assurer une remise en état satisfaisante de l'ouvrage.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide