

# CONTRÔLE DES EFFORTS DANS LES HAUBANS ET SUSPENTES : UNE NÉCESSITÉ POUR LA GESTION DES OUVRAGES D'ART

**C. SAUVAGE<sup>1</sup>, P. GILLES<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Ingénieur Industriel Chef de Service, Service Public de Wallonie, Direction de l'Expertise des Ouvrages,  
Rue Côte d'Or 253, B-4000 Liège, Belgique

<sup>2</sup> Premier Ingénieur des Ponts et Chaussées, Service Public de Wallonie, Direction de l'Expertise des Ouvrages,  
Rue Côte d'Or 253, B-4000 Liège, Belgique

## I. INTRODUCTION

Les haubans, suspentes et câbles de postcontrainte extérieure sont des éléments essentiels d'une structure. Les efforts qu'ils appliquent à l'ouvrage doivent être bien connus et vérifiés tant à la construction que durant l'exploitation.

Lors de la construction, c'est surtout la valeur absolue des efforts qui est importante. Par contre durant l'exploitation, l'attention se portera principalement sur la variation des efforts depuis la construction. Ces variations peuvent être normales (effet thermique, fluage,...) mais elles peuvent aussi traduire une dégradation de l'élément ausculté (corrosion, rupture,...).

La détermination des efforts précités peut se faire au départ des mesures de vibrations. Les haubans et suspentes sont les principaux types d'éléments auscultés. Les câbles de postcontrainte extérieure peuvent aussi être auscultés par cette technique mais aucun cas ne sera présenté ici.

Cette technique permet de déterminer les efforts avec une incertitude de 2 à 5 % lorsque la valeur absolue est recher-

chée. Si seule la variation d'effort est recherchée, l'incertitude ne dépasse pas le pourcent.

Depuis une vingtaine d'années, la Direction de l'Expertise des Ouvrages du Service Public de Wallonie (anciennement le Ministère de l'Équipement et des Transports de la Région Wallonne) applique cette technique régulièrement. Le présent article fait la synthèse de la méthode utilisée et présente quelques cas concrets dont les mesures au viaduc de Millau effectuées en 2004.

## II. RAPPEL DE LA MÉTHODE

### II.1 Formulation de base

Le principe de base de la mesure consiste à assimiler le hauban, la suspente ou le câble de postcontrainte extérieure à une barre tendue.

La vibration d'une telle barre tendue sollicitée par flexion (effet du vent, d'un coup de marteau,...), est décrite,

moyennant l'hypothèse de mouvements faibles, par l'équation différentielle à deux variables suivante :

$$T \frac{d^2 y}{dx^2} - EI \frac{d^4 y}{dx^4} = \mu \frac{d^2 y}{dt^2} \quad (1)$$

avec : T : effort dans l'élément

E : module d'élasticité du matériau

I : moment d'inertie de l'élément

$\mu$  : masse linéique de l'élément

t : variable temps

x : variable de position des points le long de l'élément

y : variable de position des points dans le sens de la flexion.

La résolution de cette équation va se faire en considérant 3 modèles distincts :

- Modèle A : élément sans rigidité flexionnelle
- Modèle B : élément avec rigidité flexionnelle constante et articulé à ses extrémités
- Modèle C : élément ne répondant pas aux modèles A et B.

Pour les modèles B et C, les conditions d'extrémité doivent être connues, ce qui constitue une des difficultés majeures de la méthode et implique une connaissance détaillée des fixations d'extrémités et des mouvements des supports de ces fixations. Dans certains ancrages il est parfois difficile de définir la position des points fixes et donc par conséquent de déterminer la longueur vibrante de l'élément ausculté.

Pour le modèle A, le fait que EI soit nul entraîne un comportement identique quelques soient les conditions d'extrémités.

L'analyse des résultats de mesures se fera de manière à vérifier que le modèle utilisé corresponde à la réalité. En cas de doute, il est parfois nécessaire d'effectuer, en début de campagne, des mesures en parallèle et limitées en nombre, par d'autres méthodes plus coûteuses (mesures au vérin,...).

## II.2. Modèle A - Élément sans rigidité flexionnelle

En négligeant la rigidité flexionnelle, le modèle se ramène à celui d'un fil pesant et tendu dont la rigidité flexionnelle EI est nulle. Robert, Bruhot et Gervais [3] ont montré que cette hypothèse d'une rigidité flexionnelle nulle était valable pour tout élément dont la rigidité flexionnelle EI vérifie la relation :

$$EI \leq 25.10^{-6}.T.L.^2$$

avec : L : longueur vibrante de l'élément

Ce modèle est d'application pour la majorité des haubans et pour certains câbles de postcontrainte extérieure.

L'équation différentielle (1) se simplifie ( $EI = 0$ ) et ses solutions conduisent à la formulation suivante :

$$f_{iT} = \frac{i}{2L} \sqrt{\frac{T}{\mu}} \quad (2)$$

avec :  $f_{iT}$  : fréquence correspondant au mode i

i : indice du mode de vibration (1, 2, 3, 4 .....)

Le milieu étant non dispersif (la vitesse des ondes de vibration est constante), les ondes qui se réfléchissent aux points d'ancrage, forment des ondes stationnaires matérialisées par des modes de vibrations.

Les fréquences des différents modes de vibrations forment un ensemble constitué d'une fondamentale suivie de ses harmoniques qui en sont des multiples entiers.

Il en résulte que la courbe des fréquences en fonction des indices des modes de vibrations est une droite.

La vérification de cette caractéristique lors des mesures sur ouvrage permet de s'assurer de la validité du modèle de fil pesant et tendu dans le cas précis étudié.

Pour une mesure de fréquence donnée  $f_{iT}$ , l'effort est déduit de la formule (2) et vaut

$$T = (4.f_{iT}^2.L^2.\mu)/i^2 \quad (3)$$

Il arrive parfois que les modes inférieurs donnent des fréquences s'écartant de la droite précitée, suite à des phénomènes de couplage avec les fréquences propres du pont lui-même.

Dans ce cas, il y a lieu de prendre comme fréquence fondamentale de calcul  $f_{IT}$ , la moyenne pondérée des

fréquences mesurées c'est-à-dire  $\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{f_{iT}}{i}$  après avoir

supprimé les fréquences douteuses.

## II.3. Modèle B - Élément à rigidité flexionnelle constante et articulé à ses extrémités

Dans ce modèle, la rigidité flexionnelle EI n'est plus négligeable. Mais elle est constante sur toute la longueur vibrante de l'élément. D'autre part, les conditions d'extrémités sont assimilables à des articulations.

Ce modèle englobe certaines suspentes des ponts bow-string ainsi que certains haubans et câbles de postcontrainte extérieure (en fonction de leur longueur et de leur section).

L'analyse de ce modèle se fait en le décomposant vectoriellement suivant d'une part le modèle d'un fil pesant et tendu et d'autre part celui d'une poutre rigide sans effort axial. Cette décomposition est valable si les extrémités articulées restent fixes [4].

Le fil pesant et tendu correspond au modèle A (§ II.2).

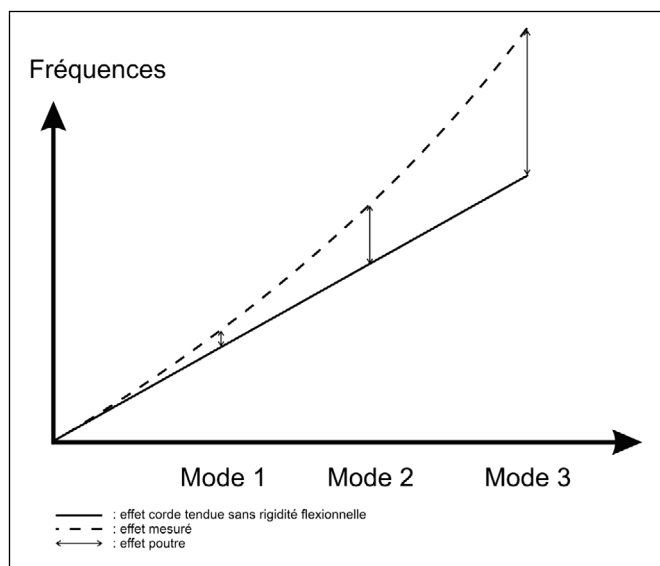
Pour la poutre rigide sans effort axial, la fréquence propre  $f_{iEI}$  est définie par l'équation (4).

$$f_{iEI} = \frac{i^2.\pi}{2} \sqrt{\frac{E.I}{\mu.L^4}} \quad (4)$$

La combinaison vectorielle de ces deux modèles, permet de définir la fréquence modale du modèle B suivant l'équation (5).

$$f_i = \sqrt{f_{iT}^2 + f_{iEI}^2} \quad (5)$$

La figure 1 illustre la courbe de ces fréquences modales en fonction des indices modaux.



**Figure 1 : Élément avec rigidité flexionnelle constante : évolution des fréquences propres avec les indices des modes de vibration**

En combinant les équations (4) et (5), la formulation de la fréquence propre du modèle B devient :

$$f_i^2 = i^2 f_{iT}^2 + i^4 \left( \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\mu \cdot L^4}} \right)^2 \quad (6)$$

L'usage de l'équation (2), permet d'exprimer l'équation (6) pour deux modes distincts (a et b) et d'en déduire la valeur de l'effort T correspondant suivant l'équation (7).

$$T = 4 \cdot (b^4 f_a^2 - a^4 f_b^2) \cdot L \cdot \mu / (a^2 b^4 - a^4 b^2) \quad (7)$$

avec :

a, b : indice de deux modes

$f_a$ ,  $f_b$  : fréquences propres mesurées correspondant aux modes a et b

Le calcul de l'effort T peut être réalisé en utilisant plusieurs couples de fréquences propres. Les valeurs ainsi obtenues doivent normalement être indépendantes des couples de fréquences propres. Si tel est bien le cas, l'effort T est donné par la valeur moyenne des valeurs calculées grâce à chaque couple de fréquence. L'écart-type est également déterminé afin de vérifier la validité de la détermination de l'effort T.

## II.4. Modèle C - Éléments à rigidité flexionnelle variable

Dans ce troisième modèle, la rigidité flexionnelle EI n'est pas négligeable et elle peut varier le long de la longueur vibrante. En outre les conditions d'extrémités peuvent être multiples : articulation et/ou encastrement.

Ce modèle correspond généralement aux suspentes de ponts bow-string.

La détermination analytique des efforts n'est plus possible dans ce cas. La résolution numérique va se baser sur la méthode d'intégration dite « aux différences finies ».

Cette méthode a été intégrée dans un logiciel d'analyse et

de traitement des mesures développé par la Direction de l'Expertise des Ouvrages. Il permet de déterminer les efforts dans un élément dans les cas suivants :

1. Rigidité flexionnelle EI de l'élément non nulle et éventuellement variable le long de celui-ci.
2. Longueur vibrante de l'élément pas exactement connue, c'est-à-dire lorsque les points d'attache à l'ouvrage, caractérisés par un mouvement vibratoire nul, ne sont pas précisément localisés.

La procédure de calcul se base sur deux groupes d'équations.

D'une part l'équation différentielle (1) et les équations de base de la théorie de la flexion des poutres (8) :

$$\theta = y'$$

$$M = EI y'' \quad (8)$$

$$Q = EI y'''$$

avec :  $\theta$  : pente de la déformée

M : moment de flexion

Q : effort tranchant

D'autre part la relation existant entre les conditions d'extrémités exprimées pour chacune des 4 grandeurs :

1. y (déplacement latéral),
2.  $\theta$  (pente de la déformée),
3. M (moment de flexion) et
4. Q (effort tranchant)

Il est démontré [2] que pour chacune de ces grandeurs, les valeurs finales  $F_i$  ( $x=L$ ) sont des combinaisons linéaires des valeurs initiales  $I_i$  ( $x=0$ ).

A chaque extrémité, deux grandeurs sont toujours nulles : y et  $\theta$  dans le cas d'un encastrement ou y et  $\theta$  dans le cas d'une articulation.

Les valeurs finales  $F_1$  et  $F_2$  nulles peuvent donc être définies en fonction des valeurs initiales  $I_1$  et  $I_2$  non nulles selon les équations (9) :

$$F_1 = a_{11} \cdot I_1 + a_{12} \cdot I_2 = 0 \quad (9)$$

$$F_2 = a_{21} \cdot I_1 + a_{22} \cdot I_2 = 0$$

Ces relations sont vérifiées dès que le déterminant est nul soit :

$$a_{11} \cdot a_{22} - a_{12} \cdot a_{21} = 0 \quad (10)$$

Le schéma de calcul se base sur trois étapes répétées pour chaque fréquence mesurée.

**Étape 1**

L'effort T et la longueur L sont estimés approximativement.

**Étape 2**

Autour de ces valeurs estimées, une gamme de valeurs est choisie tant en effort qu'en longueur. Au sein de chacune de ces gammes, un pas d'incrémentation est choisi :  $\Delta t$  et  $\Delta l$ .

**Étape 3**

Cette étape correspond à un double calcul itératif sur la longueur et sur l'effort. Les variables longueur l et effort t varient dans les gammes de longueur et d'effort définies à l'étape 2.

Les équations (1) et (8) sont intégrées entre  $x = 0$  et  $x = l$  en considérant le couple (l,t). Au terme de l'intégration, le calcul du déterminant (10) est réalisé. Le changement de son signe permet de définir que la valeur de l'effort est correcte et l'itération peut se poursuivre avec une nouvelle valeur de longueur  $l + \Delta l$ . A défaut, le calcul se poursuit

avec la même valeur de longueur  $l$  et une valeur d'effort incrémentée  $t + \Delta t$ .

Au terme de cette double intégration, une courbe de points est définie dans l'espace Effort-Longueur.

Après avoir répété ces opérations pour chaque fréquence propre, toutes les courbes vont se croiser en un même point définissant ainsi la longueur vibrante exacte et l'effort réel. En pratique ce croisement n'est pas parfaitement ponctuel. Dès lors une courbe des moyennes des efforts ainsi qu'une courbe des variances sont tracées en fonction des longueurs considérées (figure 8). Le point commun à l'ensemble des courbes est alors défini par la longueur donnant la variance minimum et par l'effort moyen correspondant.

### III. APPLICATIONS

#### III.1. Mesures des efforts au Viaduc de Millau en France

##### III.1.1. Présentation de l'ouvrage

Le viaduc de Millau est un ouvrage multi haubané de 2 460 m de long qui franchit 280 m plus haut, le Tarn entre le Causse Rouge et le Causse du Larzac dans le sud de la France.

Les sept piles sont prolongées par autant de pylônes qui supportent chacun une double nappe centrale de  $2 \times 11$  haubans.

Le tablier métallique a été réalisé par poussage depuis les deux culées, la jonction étant réalisée au-dessus du Tarn. Chaque morceau de tablier lancé comporte, en son extrémité lancée, un pylône avec  $2 \times 6$  haubans. Après jonction, les pylônes complémentaires sont placés ainsi que l'ensemble des 154 haubans.

##### III.1.2. Objectif des mesures

Après montage des haubans, ceux-ci sont mis en tension suivant des valeurs d'efforts théoriques. Cette opération va conférer au tablier un certain profil en long qui ne correspond pas nécessairement à celui souhaité. Il est donc nécessaire de procéder à un réglage des efforts dans les haubans afin d'obtenir le profil en long définitif. Deux données sont nécessaires pour déterminer la valeur de ces réglages :

- le profil en long actuel
- l'effort réel dans chaque hauban.

Deux phases de mesures ont donc été réalisées, l'une pour déterminer les efforts avant réglage et l'autre pour vérifier les efforts après ce réglage.

Une troisième phase de mesure a été menée afin d'apprécier l'effet indirect des amortisseurs des haubans sur les fréquences propres. Cette dernière mesure et les efforts qui en ont été déduits serviront de référence pour toute la vie de l'ouvrage.

##### III.1.3 Caractéristiques des haubans

Les haubans sont constitués de torons T15S de classe 1860 MPa, galvanisés, gainés et cirés. Les torons d'un hauban sont protégés par une gaine en polyéthylène haute densité

(PEHD). Les haubans comportent de 45 à 91 torons et leur longueur varie de 57 à 180 m. La masse linéique des haubans (masse des torons et de la gaine) fluctue de 67 à 137 kg/m.

En partie inférieure, un tube anti-vandalisme protège l'amortisseur.

Les haubans sont tendus depuis l'intérieur du caisson métallique constituant le tablier. Un même effort est appliqué à chaque toron d'un hauban (système isotension)

##### III.1.4. Procédure de mesure

Pour chaque phase de mesure, les étapes suivantes ont été suivies :

- Placement des accéléromètres sur la gaine du hauban au-dessus du tube anti-vandalisme (figure 2).
- Mesure simultanée sur 4 haubans durant 5 minutes.
- Analyse fréquentielle des signaux enregistrés et vérification de la validité du modèle A du fil pesant et tendu (voir § II.2 ci-dessus).

Calcul des efforts sur base des fréquences correspondant au mode de vibration n°2.

Pour réaliser les mesures de l'ensemble des 154 haubans de 1 à 2 journées étaient nécessaires suivant les conditions météorologiques et de chantier.



Figure 2 : Viaduc de Millau - position de l'accéléromètre de mesure sur un des haubans

##### III.1.5. Validation du modèle d'analyse

La validation de la méthode consiste à vérifier que le hauban répond bien au modèle A utilisé pour calculer les efforts, à savoir celui de la corde tendue sans rigidité flexionnelle (§ II.2).

La courbe représentant l'évolution des fréquences de vibration en fonction des modes a été tracée pour chaque hauban.

Ces courbes ont été comparées aux droites théoriques, et les coefficients de corrélation obtenus sur 5 fréquences au minimum ont toujours été supérieurs à 0.99.

##### III.1.6. Incertitude des mesures

L'incertitude des mesures est déterminée d'une part par une analyse de propagation des incertitudes et d'autre part en comparaison avec les résultats obtenus par mesure au vérin (système isotension).

Le calcul de l'effort se basant sur l'équation (3), l'analyse de propagation des incertitudes aboutit à l'expression de l'incertitude relative de l'effort selon l'équation (11) :

$$\frac{\Delta T}{T} = \sqrt{2 \left( \frac{\Delta L}{L_{\min}} \right)^2 + 2 \left( \frac{\Delta f}{f} \right)^2 + \left( \frac{\Delta \mu}{\mu} \right)^2} \quad (11)$$

avec : T : effort

$\Delta T$  : incertitude absolue sur l'effort

L : longueur

$\Delta L$  : incertitude absolue sur la longueur

f : fréquence

$\Delta f$  : incertitude absolue sur la fréquence

$\mu$  : masse linéique

$\Delta \mu$  : incertitude absolue sur la masse linéique

L'incertitude absolue sur la détermination des fréquences est de 1/300 Hz compte tenu de la durée de l'enregistrement et du taux d'échantillonnage.

L'incertitude relative sur la masse linéique est estimée à 2 % alors que l'incertitude absolue sur la longueur est estimée à 50 mm pour le hauban le plus court d'une longueur de 57 m.

L'incertitude relative totale sur les efforts calculée à l'aide de la relation (11) vaut donc 2.1 %

Par ailleurs, lors d'une phase de mesure préliminaire, des mesures d'effort par vibration ont été réalisées simultanément à des mesures par pesage de 10 torons par hauban (mesures réalisées par Freyssinet). Le tableau 1 donne la correspondance entre ces deux types de mesures.

Haubans	Efforts déduit des fréquences (kN)	Efforts déduit des pesages (kN)	Différences relatives (%)
P7-S11	3768.8	3682.2	+ 2.3
P7-S10	4059.0	4119.2	- 1.4
P7-S8	4784.5	4798.5	- 0.3
P7-S6	3747.1	3771.3	- 0.6
P7-S4	3203.8	3213.1	- 0.3
P7-S2	2929.4	2940.3	- 0.4

**Tableau 1 – Viaduc de Millau : comparaison entre mesures d'efforts par vibration et par pesage**

Les différences d'efforts entre les deux techniques sont très faibles et au maximum proche de l'incertitude relative totale de 2,1 %.

### III.1.7. Problématique des amortisseurs

Comme souvent, les haubans du viaduc de Millau sont équipés d'amortisseurs destinés à éviter une amplification excessive des mouvements naturels des haubans.

Dans le cas présent, deux types d'amortisseurs ont été utilisés :

- amortisseur en élastomère pour les haubans des deux longueurs les plus courtes
- amortisseur hydraulique pour les autres haubans.

Ces amortisseurs sont positionnés, par rapport à l'ancrage inférieur, à une distance variant suivant le hauban de 1,2 m

à 3,7 m. Dans le modèle du fil pesant et tendu, il convient de bien connaître la position des points fixes des haubans afin d'en déduire leur longueur vibrante. Avant pose des amortisseurs, ces points fixes sont simples à localiser et correspondent aux ancrages. Après positionnement des dispositifs d'amortissement, le point fixe inférieur s'en trouve modifié. Sa nouvelle position devient difficile à prédire puisque rien ne permet d'affirmer qu'il se déplace au droit de l'amortisseur.

Cette incertitude a pu être levée dans le cas présent grâce à des mesures réalisées lors de différentes phases. En effet l'ensemble des fréquences des haubans de deux pylônes ont été mesurées sans et avec amortisseurs mais sans aucune charge supplémentaire sur l'ouvrage à ce stade de fin de construction. Il est donc raisonnable de supposer qu'entre les deux phases les efforts dans les haubans sont restés identiques. Toutefois, entre ces deux mesures, l'essai de chargement du pont a été effectué dès lors une petite redistribution d'efforts entre les haubans n'est pas à exclure.

La première série de mesures (sans amortisseur) a permis de calculer la valeur des efforts en considérant comme points fixes les deux ancrages. En supposant les efforts inchangés, la deuxième série de mesures des fréquences (avec amortisseur) permet de déterminer la nouvelle longueur entre points fixes. Bien entendu, seule la position du point fixe inférieur change. La courbe de la figure 3 reprend la distance entre l'ancrage inférieur et ce nouveau point fixe exprimée par rapport à la distance entre le même ancrage et l'amortisseur. L'examen de ce graphe permet de constater que les points fixes se sont déplacés de l'ancrage inférieur vers l'amortisseur à environ 80 % de la distance ancrage inférieur - amortisseur. Les variations observées sur ce graphe sont dues probablement à l'essai de chargement évoqué ci-dessus.

Ces mesures ne mettent pas en évidence une différence de comportement entre les amortisseurs en élastomère et hydrauliques.

### III.1.8. Conclusions

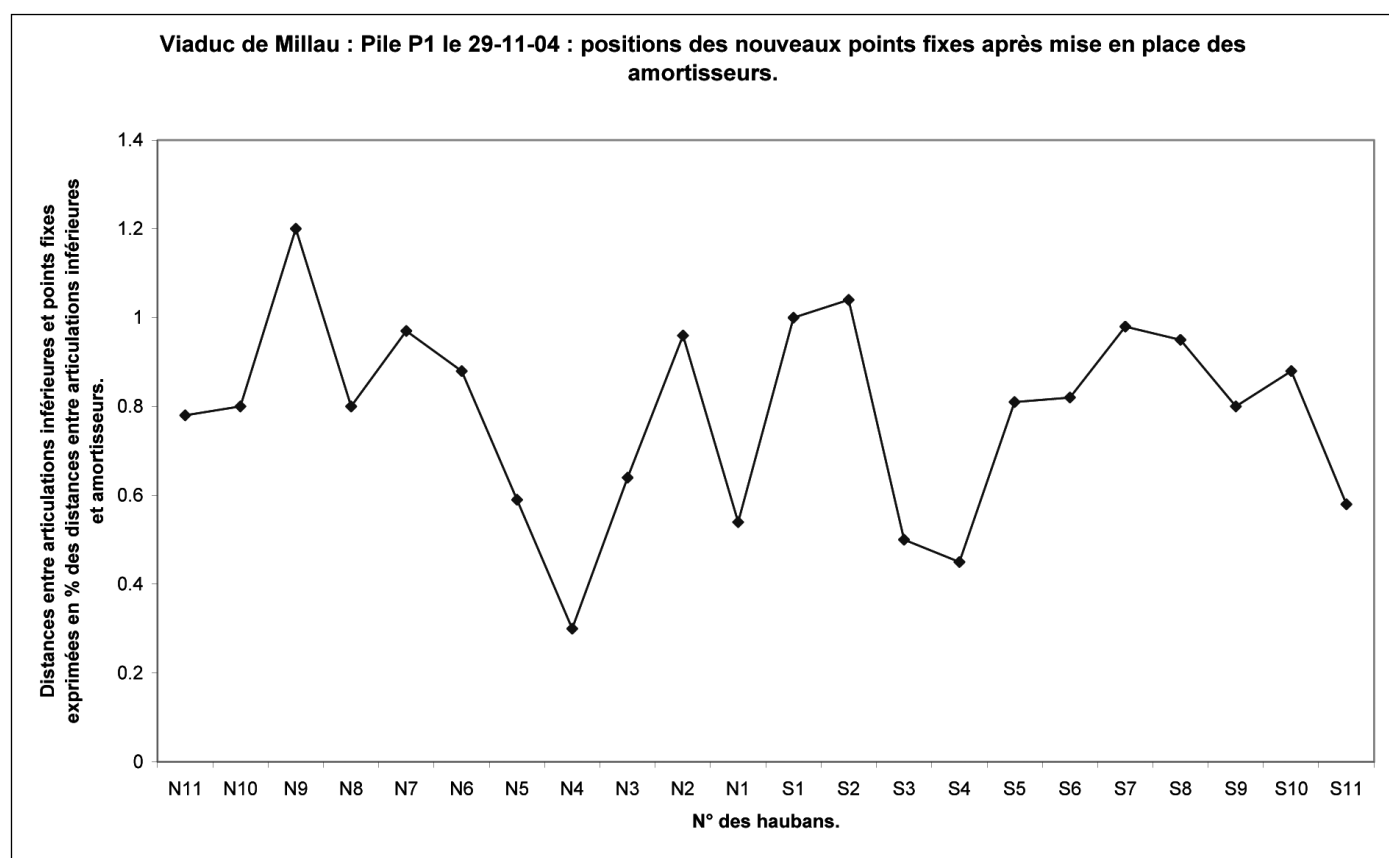
Les mesures effectuées au viaduc de Millau ont permis de connaître rapidement et précisément (incertitude relative de 2.1 %) les efforts dans les haubans afin de procéder aux derniers réglages destinés à obtenir le profil en long souhaité pour le tablier.

Ces mesures qui constituent une référence essentielle par rapport à la gestion de l'ouvrage durant son exploitation, ont également permis de mettre en évidence l'effet des amortisseurs. Ceux-ci modifient notablement la longueur entre points fixes. Mais pour autant, les points fixes ne se déplacent pas au droit des amortisseurs mais un peu avant ceux-ci (à 20 % de la longueur amortisseur – ancrage).

## III.2. Pont de Hesperange au Grand Duché de Luxembourg

### III.2.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont Victor Bodson à Hesperange se situe sur le contournement sud-est de la ville de Luxembourg et



**Figure 3 : Distribution des nouveaux points fixes inférieurs après mise en place des amortisseurs**

enjambe la vallée de l'Alzette séparant les plateaux de Howald et d'Itzig.

Il s'agit d'un pont haubané symétrique équipé d'une double nappe centrale de 2 x 16 haubans (figure 4). Cet ouvrage courbe a une largeur de 27 m et une longueur de 260 m.

Le tablier mixte acier-béton se compose de deux caissons métalliques trapézoïdaux entretoisés et d'une dalle en béton armé d'épaisseur variable. Il est soutenu par des haubans formés chacun de 55 à 85 torons d'une longueur variant de 38 à 135 m.



**Figure 4 : Pont de Hesperange – nappe de haubans en enfilade**

### III.2.2. Objectifs des mesures

Les premières mesures, commandées par la société responsable du montage des haubans et effectuées en 1993 et 1994, avaient 3 buts :

- contrôler, en cours de montage, la validité des valeurs théoriques des efforts,
- déterminer, en fin de chantier, les charges définitives reprises par les haubans, qui serviront de référence pour toute la vie de l'ouvrage,
- évaluer l'efficacité des amortisseurs installés sur 5 haubans à partir de la détermination du coefficient d'amortissement.

Les secondes mesures, commandées par le service gestionnaire de l'ouvrage et effectuées en 2004, avaient pour objectif de contrôler le bon comportement des haubans après 10 ans d'exploitation.

### III.2.3. Résultats des mesures

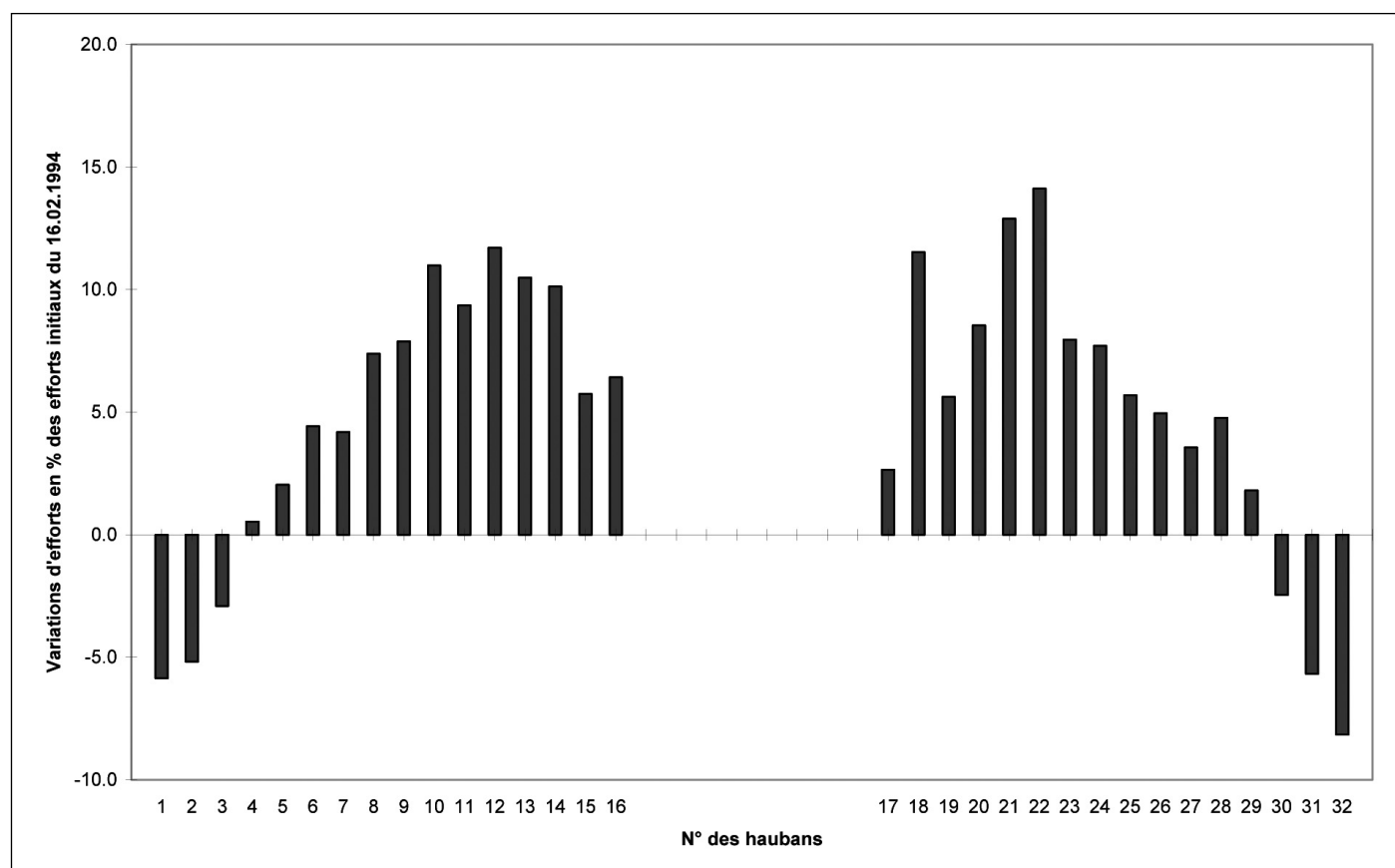
Les efforts sont déduits des fréquences de vibration des haubans, après avoir contrôlé que ceux-ci se comportent bien suivant le modèle A du fil pesant et tendu (§ II.2).

Le tableau 2 reprend les valeurs obtenues à la fin de la construction du pont en 1994.

Les mesures de 2004 sont reprises en comparaison avec celles de 1994 à la figure 5. Celle-ci reprend pour chaque hauban l'évolution des efforts en pourcentage de l'effort de 1994. L'axe des ordonnées reprend le numéro des haubans suivant l'axe longitudinale du pont ; le pylône étant situé entre les haubans 16 et 17.

Haubans	Efforts déduits des fréquences de vibrations (kN)	Efforts théoriques (kN)	Différences (%)	Haubans	Efforts déduits des fréquences de vibrations (kN)	Efforts théoriques (kN)	Différences (%)
1	260	285	- 8.8	17	797	777	2.6
2	318	340	- 6.5	18	717	768	- 6.6
3	389	408	- 4.7	19	525	528	- 0.6
4	418	442	- 5.4	20	522	527	- 0.9
5	491	508	- 3.3	21	427	446	- 4.3
6	485	501	- 3.2	22	435	458	- 5.0
7	478	487	- 1.8	23	451	461	- 2.2
8	465	474	- 1.9	24	462	464	- 0.4
9	469	462	1.5	25	463	482	- 3.9
10	446	442	0.9	26	482	497	- 3.0
11	451	436	3.4	27	479	505	- 5.1
12	441	435	1.4	28	413	430	- 4.0
13	552	507	8.9	29	378	391	- 3.3
14	515	516	- 0.2	30	399	413	- 3.4
15	773	758	2.0	31	293	303	- 3.3
16	817	766	6.7	32	318	335	- 5.1

**Tableau 2 - Pont Victor Bodson : Mesures d'efforts lors de la construction**



**Figure 5 : Pont de Hesperange - variations des efforts durant les 10 premières années**



L'allure de ces variations d'efforts présente des caractéristiques assez marquées :

- symétrie par rapport au pylône
- variation progressive
- accroissement des efforts à l'exception des haubans les plus longs qui se déchargent.

Les causes de ces évolutions sont à trouver dans le fluage combiné des haubans et du tablier. Pour les haubans les plus longs, l'incidence du fluage du tablier est faible vu la proximité de la culée et le fluage des haubans amène une baisse des efforts. Par contre, à la mi-travée, c'est le fluage du tablier qui prédomine provoquant une hausse des efforts.

### III.3 Passerelle de Gembloux en Belgique

#### III.3.1. Présentation de l'ouvrage

La passerelle de Gembloux permet à un réseau de voie lente (accès réservé uniquement aux piétons et aux cyclistes), d'enjamber une route nationale au nord de Namur (figure 6).

L'ouvrage est biais et comporte une travée unique. Le tablier est constitué de 3 poutres métalliques principales et d'une dalle en béton armé collaborante. Il est soutenu à la mi-portée par 6 suspentes reliées à un arc métallique, qui est biais par rapport au tablier. Quatre torons, constituant le



Figure 6 : Passerelle de Gembloux.

tirant, relie les pieds d'arc. A chaque culée, un chevêtre métallique en caisson relie les pieds d'arcs avec le tablier. La passerelle a une portée de 21,7 m entre appuis et une largeur de 2,7 m.

#### III.3.2. Objectifs des mesures

Les mesures sont effectuées dans le cadre de l'épreuve de chargement de l'ouvrage en vue de contrôler le bon comportement des suspentes durant les différentes phases de mise en charge réalisées.

#### III.3.3. Résultats des mesures

Au vu du type d'ancrage, il était difficile de déterminer précisément les points fixes. Dès lors les mesures ont été interprétées en considérant le modèle C (§ II.4).

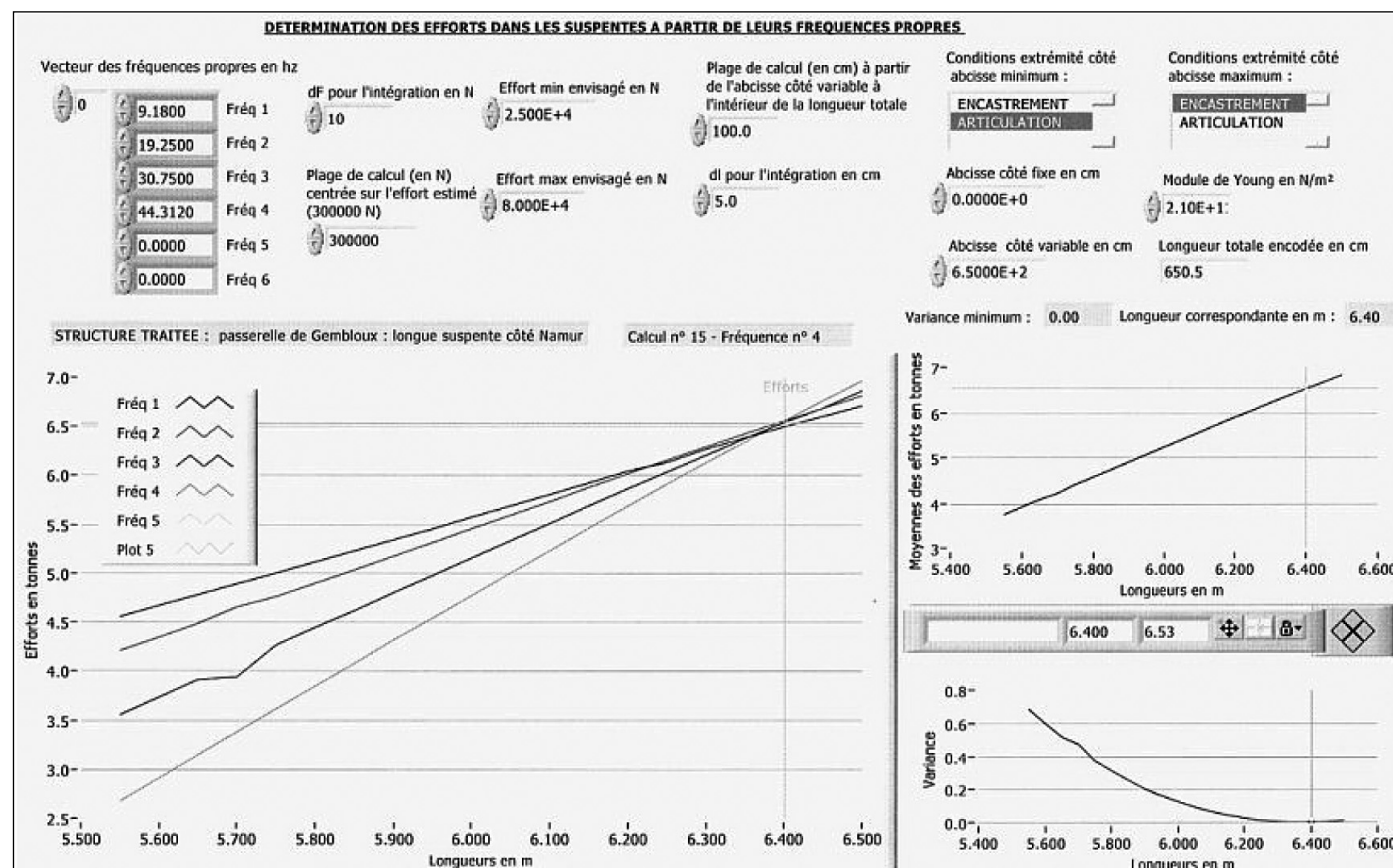


Figure 7 : Fenêtre de calcul utilisée pour la détermination des efforts dans les suspentes de ponts, lorsque les longueurs vibrantes sont indéterminées



La figure 7 représente la fenêtre de calcul du calcul par différences finies correspondant à une des suspentes de la passerelle précitée. Cette figure donne, pour une série de fréquences de vibrations mesurées, les différentes courbes calculées. Le croisement des courbes permet de déterminer pour cette suspente, la longueur entre points fixes et l'effort réel à savoir dans le cas illustré 6.4 m et 64.06 kN (6.53 tonnes).

### III.4. Pont haubané de Lanaye en Belgique

#### III.4.1. Présentation de l'ouvrage

Le pont de Lanaye, d'une longueur totale de 232 m, franchit le canal Albert avant la frontière hollandaise. Il relie les entités de Lanaye et d'Eben-Emael.

Il s'agit d'un pont haubané asymétrique possédant un seul pylône en béton encastré sur la fondation. Il est équipé de 2 nappes de 5 haubans ancrés dans la culée contrepoids (côté Lanaye) et de 2 nappes de 10 haubans ancrés au tablier (côté Eben-Emael).

Le tablier, en forme de caisson, est constitué de deux maîtresses poutres métalliques et de dalles en béton armé (granulats légers).

La partie principale, enjambant le canal Albert, a une longueur de 177 m et une largeur de 13,3 m et les haubans, formés de 104 à 325 fils parallèles galvanisés ( $\varnothing$  7 mm), ont des longueurs de 49,25 à 165,79 m.

Les fils sont protégés par des gaines en PEHD qui ont été injectées de résine époxy-brai.

#### III.4.2. Objectifs des mesures

L'ensemble des ponts haubanés gérés par le Service Public de Wallonie fait l'objet d'un contrôle périodique des efforts dans les haubans. C'est dans ce cadre que sont réalisées les mesures au pont de Lanaye.

Les haubans se comportent suivant le modèle A fil pesant et tendu (§ II.2).

#### III.4.3. Résultats des mesures

Les différentes campagnes de mesures réalisées au pont de Lanaye ont permis de mettre en évidence des pertes d'efforts évolutives et irréversibles sur les deux haubans les plus longs.

Le phénomène s'est d'abord présenté sur le long hauban côté Maastricht en 2001 (figure 9). Au début, le hauban a fait l'objet de différentes investigations sur site. Lorsque la chute d'effort a atteint 30 %, il a été décidé de remplacer ce hauban. Juste avant ce remplacement, la perte avait évolué jusqu'à environ 50 % de l'effort initial !

Après son remplacement, le hauban a été examiné en détail et l'origine de la dégradation a été identifiée comme étant la combinaison de plusieurs éléments, à savoir :

- infiltration d'eau dans le hauban par de petits événements non rebouchés à la construction,

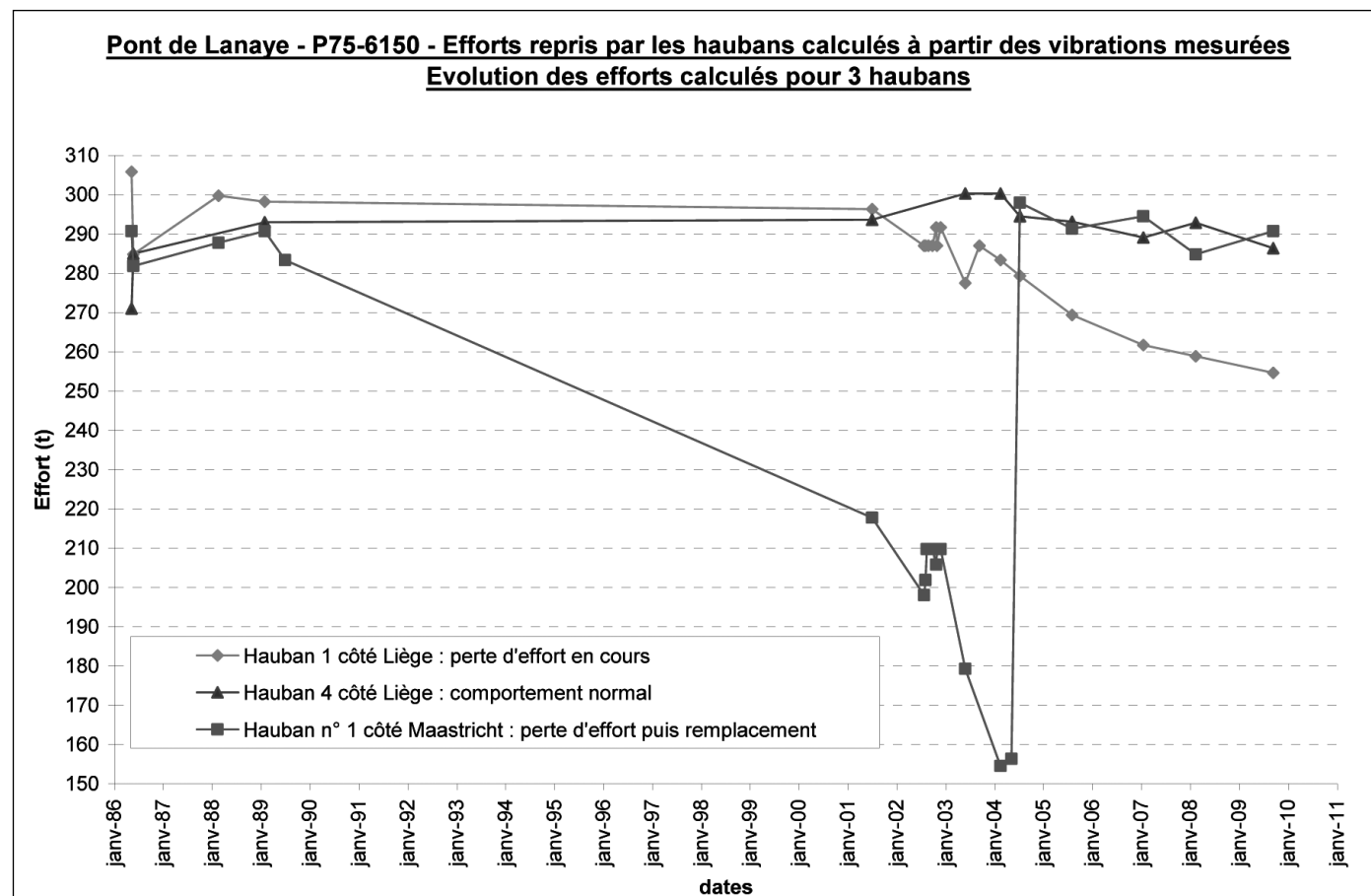


Figure 8 : Courbes d'évolution des efforts pour 3 haubans du pont de Lanaye

- fissuration dans la résine d'injection,
- défaut d'injection d'époxy-brai dans les premiers mètres supérieurs,
- disparition de la galvanisation sur certains fils en partie haute où l'injection est déficiente,
- présence sur de nombreux fils d'une fissure radiale certainement provoquée lors de la fabrication de ceux-ci,
- corrosion fissurante sous tension provoquant la rupture des fils avec perte d'adhérence.

En 2003, l'autre hauban le plus long (côté Liège) a commencé également à présenter une perte d'effort significative. En 2009, le phénomène continue et a même tendance à s'accroître (figure 9). Le remplacement de ce deuxième hauban va donc sans doute devoir être programmé.

Tous les autres haubans présentent des courbes d'évolution des efforts stables, similaires à celle du hauban 4 côté Liège, représenté sur la figure 8.

Le suivi vibratoire a clairement fourni des informations décisives par rapport à la stabilité de l'ouvrage.

Rappelons toutefois, que toutes les ruptures de fils ne provoquent pas nécessairement une chute d'effort dans le hauban. En effet, l'adhérence entre les fils et le matériau de remplissage va permettre de transférer l'effort perdu par la rupture d'un fil vers les autres fils voisins.

Dans le cas présent, les ruptures sont apparues uniquement dans la partie haute du hauban où l'injection faisait défaut. Dès lors les ruptures de fils se sont tout de suite traduites par une perte d'effort dans le hauban.

## IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Depuis 25 ans, la Direction de l'Expertise des Ouvrages du Service Public de Wallonie utilise régulièrement la technique de mesures des vibrations pour déterminer les efforts dans des haubans, suspentes ou câbles de postcontrainte intérieure.

Cette méthode rapide et précise (incertitude relative de 2 à 3 %) permet de traiter des éléments avec ou sans rigidité flexionnelle. Elle garantit une bonne détermination des efforts à différents stades de la construction et de la vie de l'ouvrage.

La gestion d'ouvrages prestigieux, comme le viaduc de Millau, ou de passerelles plus modestes, est nettement facilitée par cet outil facile à mettre en œuvre.

Cette technique de détermination des efforts constitue un type d'interprétation des vibrations d'un ouvrage. Mais celles-ci peuvent également mettre en évidence d'autres caractéristiques. Depuis de nombreuses années, des méthodes d'auscultation se développent pour analyser de manière plus détaillée ces vibrations et en tirer des informations utiles vis-à-vis de la connaissance de l'état fonctionnel des ouvrages.

## RÉFÉRENCES

- [1] Demars Ph., Hardy D., Mesures des efforts dans les structures à câbles, *Annales des Travaux Publics de Belgique*, n°6, 1985, pp 515-531.
- [2] Féodossiev V., *Résistance des matériaux*, Editions MIR, Moscou, 1971, 582 pages.
- [3] Robert J.-L., Bruhat D., Gervais J.-P., Mesure de la tension des câbles par méthode vibratoire, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 173, mai-juin, 1991, pp 109-114.
- [4] Timoshenko S., *Théorie des vibrations*, Librairie Polytechnique Ch. Beranger, Paris, Liège, 1939, 482 pages.
- [5] Méthode d'essai LPC n°35, *Mesure de la tension des câbles par vibration*, Janvier 1993.
- [6] Blevins R. D., *Formulas for natural frequency and mode shape*, Von Nostrand Reinhold Company, 1979, 492 pages.
- [7] Gautier Y., Morette O., Cremona C., *Universal curves for a practical estimation of cable tension by frequency measurements*, EVACES 05 Bordeaux, 26-28 octobre 2005, pp 261-269.
- [8] Cremer J.-M., de Ville de Goyet V., *Pont sur l'Alzette – Etudes Spéciales*, Revue technique luxembourgeoise n°3, juillet-septembre 1993.
- [9] Cremer J.-M., Counasse C., de Ville de Goyet V., Lothaire A., Dumortier A., *The stays, their dynamic behaviour, their equipment – Bridges at Ben Ahin, Wandre and upon Alzette*, Proceeding of International Symposium on Cables Dynamics, Liège (Belgium), 19-21 octobre 1995.
- [10] Cremer J.-M., de Ville de Goyet V., Del Forno J.-Y., *Viaduc de Millau : la mise au point du projet définitif : les études d'ensemble et les études spéciales*, Ponts métalliques, bulletin N°23, OTUA, octobre 2004.