

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 107 (1981)
Heft: 17

Artikel: Déformation due à l'effort tranchant des ponts mixtes acier-béton
Autor: Lebet, Jean-Paul
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-74350>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 30.01.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Déformation due à l'effort tranchant des ponts mixtes acier-béton

par Jean-Paul Lebet, Lausanne

Le calcul de la flèche des ouvrages d'art est l'une des vérifications exigées pour le contrôle du comportement en service. Souvent, la contribution de l'effort tranchant à cette flèche est négligée parce que son effet est faible vis-à-vis de la contribution du moment de flexion.

Dans la construction mixte, la flèche due à l'effort tranchant a proportionnellement une importance plus grande que pour la construction métallique et il peut être utile de connaître cette influence. Le présent article fournit quelques précisions sur l'ordre de grandeur de cette flèche due à l'effort tranchant pour des ponts mixtes acier-béton. Il présente également d'autres facteurs qui peuvent avoir une influence sur la détermination des flèches de ces ouvrages.

1. Introduction

La flèche d'une poutre se compose de la déformation qui provient du moment de flexion et de la déformation qui provient de l'effort tranchant. La contribution de l'effort tranchant est généralement négligée dans la pratique, lors du calcul de la flèche des poutres. Cette simplification est souvent acceptable car l'erreur est de l'ordre de quelques pour cent de la flèche totale. Il existe cependant certains cas pour lesquels la déformation due à l'effort tranchant doit être prise en considération, par exemple, pour les poutres de faible portée ou celles dont la hauteur est relativement importante par rapport à la portée.

Dans le domaine de la construction mixte acier-béton, la contribution de l'effort tranchant à la déformation des poutres est relativement importante. Plusieurs auteurs ont déjà relevé ce fait; en particulier Chapmann [1]¹ cite des valeurs de 12% pour le rapport entre la flèche due à l'effort tranchant et celle due au moment fléchissant; ces valeurs ont été mesurées lors d'essais sur des poutres mixtes du type de celles employées dans le bâtiment ($l = 5,50$ m). Slutter [2] cite des valeurs qui varient entre 15 et 20%, valeurs relevées sur des poutres simples et continues de bâtiments ($l = 4,50$ m) pour des charges correspondant aux charges de service.

La prise en compte ou non de la contribution de l'effort tranchant pour la détermination des flèches dépend de la précision désirée ou nécessaire. Dans le cas de la vérification expérimentale du comportement d'un pont mixte au moyen d'un essai de charge, la prise en compte de cette contribution est évidemment nécessaire pour pouvoir comparer les valeurs de la flèche calculée à celles mesurées.

Le but du présent article est de fournir aux lecteurs un ordre de grandeur du

rapport entre la flèche due à l'effort tranchant et celle due au moment fléchissant pour des ponts-routes mixtes. Cette évaluation est basée sur les caractéristiques réelles de sections mixtes de ponts courants construits en Suisse. Elle se rapporte à la flèche maximale située au milieu d'une travée chargée d'un pont continu dont les portées sont sensiblement égales.

2. Contribution de l'effort tranchant à la flèche

2.1 Différence entre une poutre métallique et une poutre mixte

La flèche maximale f_M d'une poutre chargée, de portée l , due au moment fléchissant peut s'exprimer par la relation générale suivante:

$$f_M = \alpha_M \frac{p_M l^n}{EI}, \quad (1)$$

dans laquelle α_M est un coefficient qui est fonction du système statique, du type de charge et de la répartition des inerties; la puissance n est fonction du type de charge: elle a la valeur 3 si p_M est une charge concentrée et 4 si p_M est une charge répartie.

D'une manière analogue, la flèche f_V due à l'effort tranchant peut être définie par la relation générale suivante:

$$f_V = \alpha_V \frac{p_V l^m}{GA}, \quad (2)$$

dans laquelle α_V est un coefficient qui est fonction du type de la charge et de la répartition le long de la portée de la section A résistante à l'effort tranchant. La puissance m vaut 1 si p_V est une charge concentrée et 2 si p_V est une charge répartie.

Le rapport β entre ces deux flèches s'exprime par la relation générale:

$$\beta = \frac{f_V}{f_M} = \alpha \frac{p_V E I}{p_M G A l^2}, \quad (3)$$

avec:

$$\alpha = \frac{\alpha_V}{\alpha_M}. \quad (4)$$

On constate que ce rapport β décroît avec le carré de la portée; il est également influencé par le rapport I/A qui est une fonction de la portée.

La grande différence, du point de vue du rapport β , entre une poutre métallique et une poutre mixte se situe dans le rapport I/A . Dans les deux cas, la section A résistante à l'effort tranchant est assimilable à la section de l'âme de la poutre métallique; elle est donc identique. Par contre, une poutre mixte possède un moment d'inertie beaucoup plus important qu'une poutre métallique. Par exemple, le fait de lier une dalle de béton à une poutre métallique augmente son moment d'inertie d'un facteur de l'ordre de 3 à 4; en revanche, son moment de résistance W n'est augmenté que de 1,5 fois environ. Pour obtenir une poutre métallique possédant la même résistance qu'une poutre mixte, il faut augmenter son inertie d'un facteur 1,5 à 2. Par conséquent, pour deux poutres devant résister dans les mêmes conditions, le facteur β sera en général deux fois plus grand pour la poutre mixte que pour la poutre métallique. Précisons que ce n'est pas la flèche due à l'effort tranchant qui est plus importante pour la poutre mixte mais la flèche due au moment de flexion qui est plus faible. Ceci a pour conséquence une augmentation de l'importance relative de la déformée due à l'effort tranchant. Une autre différence, relative au rapport β , entre une poutre métallique et une poutre mixte se situe dans le rapport p_V/p_M . Dans le cas d'une poutre métallique, ce rapport est égal à 1 ($p_V = p_M = p$); la charge extérieure p , qui produit le moment fléchissant, est la même que celle qui produit l'effort tranchant. Dans le cas d'une poutre mixte, si l'on admet que seule la section de l'âme A de la poutre métallique reprend l'effort tranchant, ce rapport est aussi égal à 1. Néanmoins, on peut penser que la dalle de béton participe pour une petite part à la reprise de cet effort tranchant et, dans ce cas, la déformation due à l'effort tranchant de la poutre métallique n'est pas produite par la totalité de l'effort tranchant mais par une partie, correspondant à une charge p_V , différente de la charge extérieure p . Dans le cas des ponts mixtes, p_V varie entre 0,80 et 0,90 p .

2.2 Application aux ponts mixtes

La présente étude a pour but de fixer un ordre de grandeur de la déformation qui provient de l'effort tranchant par rapport à celle qui provient du moment de flexion pour des charges agissant sur la section mixte de ponts continus. Les résultats sont applicables à la flèche maximale d'une travée chargée d'un pont continu dont les portées sont sensiblement égales. Cette étude est valable pour des ouvrages à deux poutres maîtresses dont la largeur de la dalle va-

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

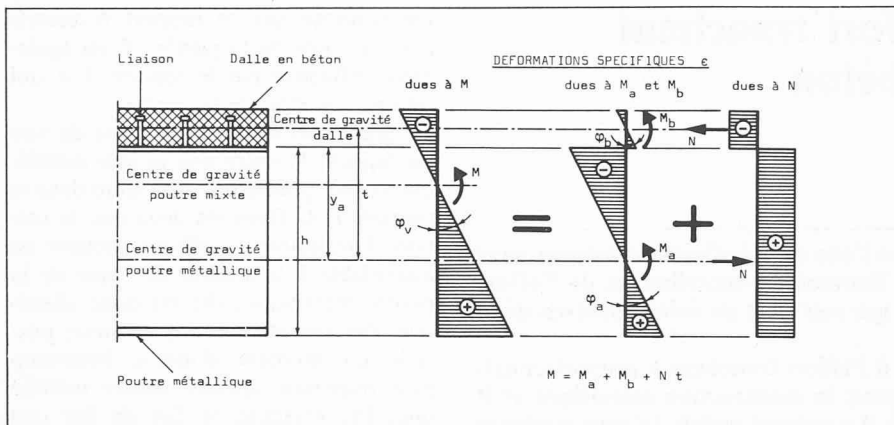


Fig. 1. — Répartition des moments intérieurs dans une poutre mixte.

rie entre 10 et 15 m et dont les portées varient entre 30 et 90 m. Elle se base sur les caractéristiques des sections et les données géométriques d'ouvrages construits ou de projets.

L'étude de l'évolution de β en fonction de la portée a été effectuée en rapportant tous les paramètres à la poutre métallique. Par conséquent, p_V représente la partie de la charge extérieure p qui produit l'effort tranchant repris par l'âme de la poutre métallique. Le rapport p_V/p est, selon Sattler [3], fonction de la relation suivante:

$$\frac{I_a + S y_a}{I_m}; \quad (5)$$

I_a : moment d'inertie de la poutre métallique,

I_m : moment d'inertie de la section mixte,

S : moment statique de la dalle,

y_a : selon figure 1.

La charge p_M représente la partie de la charge extérieure p qui produit le moment de flexion repris par la poutre métallique. Le moment de flexion qui sollicite une section mixte peut être décomposé en trois moments (fig. 1): le moment M_a repris par la poutre métallique, le moment M_b repris par la dalle en béton et le moment $N \cdot t$ qui existe du fait que la liaison acier-béton est réalisée. Avec l'hypothèse que la dalle en bé-

ton et la poutre métallique possèdent la même courbure en chaque point de la poutre ($\varphi_b = \varphi_a$), le rapport entre p_M et p est proportionnel au rapport I_a/I_m . Le rapport I/A , qui entre dans la formule définissant β , représente dans notre cas le rapport entre l'inertie de la poutre métallique et la surface de son âme. Ce rapport est défini pour les caractéristiques des sections se situant au milieu des travées; les variations des inerties des poutres réelles sont prises en compte dans le facteur α .

a) Valeurs numériques

L'étude des caractéristiques d'une quinzaine d'ouvrages a permis de définir d'une façon approchée mais assez précise les valeurs numériques de ces paramètres ainsi que leur évolution avec la portée des ouvrages.

La valeur numérique de p_V varie entre 0,78 et 0,91 p , elle a tendance à diminuer avec la portée sans pour autant que l'on puisse définir une loi appropriée. Les valeurs relatives aux sections sur appuis varient dans la même fourchette que celles relatives aux sections en travée de sorte qu'une valeur moyenne égale à 0,83 p peut être admise. La valeur de p_M varie entre 0,25 et 0,35 p et a tendance à augmenter avec la portée; elle est plus proche de la valeur inférieure pour les sections en travée et plus proche de la valeur supérieure pour

les sections sur appuis de sorte qu'on peut admettre une moyenne égale à 0,28 p .

Le rapport I/A pour les caractéristiques des sections en travée peut varier dans un très large domaine en fonction de la portée et en fonction du rapport portée/hauteur de la poutre métallique (l/h). Pour un rapport l/h qui se situe autour de 20 et qui est représentatif de la majorité des ouvrages mixtes, la figure 2 montre l'évolution de I/A en fonction de la portée l des ouvrages étudiés. Dans le domaine des portées considérées (30 à 90 m), on peut admettre que ce rapport évolue linéairement selon une droite d'équation:

$$\frac{I}{A} = 0,058 l - 1,03 \quad (6)$$

$(I/A [m^2], l [m]).$

Ce même rapport est environ le double pour les sections sur appuis, cependant la dispersion des résultats est plus importante.

Le coefficient α qui tient compte du rapport des coefficients α_V/α_M représente l'influence du système statique. Dans ce coefficient sont également introduites les influences de la répartition des inerties et de la répartition des sections des âmes le long de la portée. La valeur numérique de ce coefficient est une valeur moyenne représentative des ouvrages étudiés, elle est basée sur des simplifications quant à la répartition des caractéristiques des sections. Cette valeur moyenne a été admise à:

$$\alpha = 22,3 \text{ pour une charge concentrée,}$$

$$\alpha = 17,9 \text{ pour une charge répartie.}$$

L'introduction de ces valeurs numériques dans la relation définissant β , avec $E/G = 2,60$, donne après transformations:

$$\beta = \kappa \left(\frac{1}{l} - \frac{17,8}{l^2} \right) \quad (l [m]), \quad (7)$$

avec $\kappa = 10$ pour une charge concentrée et $\kappa = 8$ pour une charge répartie. Cette relation, reportée à la figure 3, délimite pour les deux valeurs de κ un domaine dans lequel devrait se situer la réalité; les valeurs supérieures du domaine se rapportent aux charges concentrées, les valeurs inférieures caractérisent les charges réparties. Il faut rappeler que les valeurs numériques du rapport β donnent un ordre de grandeur, valable avec les hypothèses énoncées au cours de ce chapitre. De plus, les maxima observés pour les portées de 35,0 m ne correspondent à aucune réalité; ils sont liés aux hypothèses émises concernant le rapport I/A dont l'évolution pour des portées inférieures à 30,0 m n'est pas définie.

b) Vérification avec des ouvrages concrets

Afin de vérifier les ordres de grandeur de β , nous avons procédé au calcul

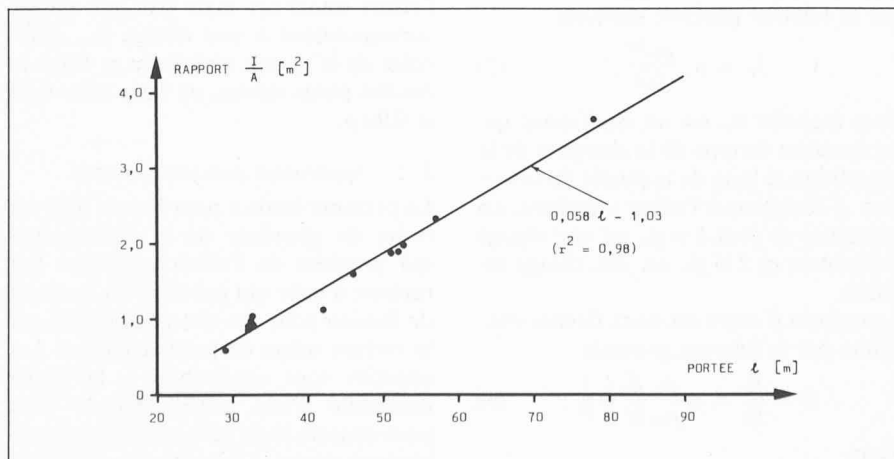


Fig. 2. — Evolution du rapport I/A en fonction de la portée l pour les sections en travée (élancement: $l/h \approx 20$).

exact de ce rapport pour trois ouvrages construits, soit le viaduc d'accès à la jonction d'Aigle [4], le viaduc de Vionnaz et le pont sur la Losentse. Les deux premiers ouvrages cités correspondent aux hypothèses qui sont à la base du calcul de β selon (7) pour les portées de 32,0 m dont l'élancement $l/h \approx 20$. Pour le viaduc d'Aigle, nous avons également effectué le calcul pour la travée de 55,0 m qui a une hauteur variable et dont l'élancement varie entre 20 et 35; cette portée ne correspond donc pas aux hypothèses du calcul de β selon (7). Le pont sur la Losentse qui comprend trois travées inégales (36,5 m, 90,0 m, 36,5 m) et qui est formé de deux caissons métalliques à hauteur variable ne correspond également pas aux hypothèses du calcul de β . Les calculs ont été effectués pour quelques cas de charge réalisés lors des essais de réception de ces ouvrages par l'Institut de statique des constructions de l'EPFL. Les déformées théoriques et expérimentales sont résumées dans le tableau 1 et les rapports β sont reportés sur la figure 3. Sur la base de ces résultats, on constate une bonne correspondance entre les flèches mesurées et les flèches totales calculées ($f_M + f_V$). Les rapports β pour les portées de 32,0 m des viaducs d'Aigle et de Vionnaz corroborent les ordres de grandeur estimés pour les élancements de 20. Pour la portée de 55,0 m du viaduc d'Aigle, le rapport β est situé au-dessous du domaine estimé car le rapport I/A pour cette portée vaut environ 1,40 m², ce qui représente une valeur plus faible que celle estimée avec l'équation (6) pour un élancement de 20. Pour le pont sur la Losentse, β est également au-dessous du domaine estimé, ce qui s'explique d'une part du fait du système statique du pont et d'autre part du fait du rapport I/A plus faible pour des poutres en caisson. Lorsque l'élancement l/h des poutres augmente, on constate que le rapport I/A diminue et par conséquent β diminue

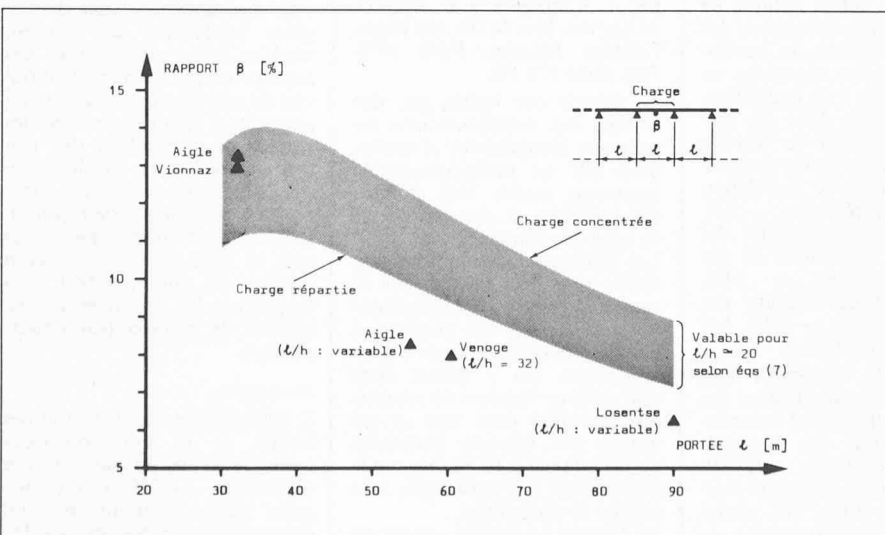


Fig. 3. — Evolution du rapport β (flèche due à V sur flèche due à M) en fonction de la portée l .

TABLEAU 1
Valeurs théoriques et mesures des déformations en [mm]

Ouvrages	Valeurs théoriques			Mesures	β [%]
	f_M	f_V	$f_M + f_V$	f_{essai}	
Aigle ($l = 32$ m)	18,27	2,43	20,70	20,72	13,3
Aigle ($l = 55$ m)	48,89	4,08	52,92	52,03	8,3
Vionnaz ($l = 32$ m)	11,05	1,44	12,49	12,15	13,0
Losentse ($l = 90$ m)	110,90	6,97	117,87	111,30	6,3

également. Par exemple, pour le pont sur la Venoge, qui est un ouvrage mixte autoroutier comprenant quatre portées dont les longueurs varient entre 52,0 et 60,0 m, le rapport β calculé pour la portée de 60,0 m, pour une charge concentrée, est de l'ordre de 8%. Pour cette portée, dont les poutres de hauteur constante sont très élancées ($l/h \approx 32$), le rapport I/A vaut 1,35 et β est inférieur de 30% par rapport à celui estimé pour un élancement de 20 (fig. 3). Pour d'autres cas de charge que ceux définis dans cet article, les rapports β peuvent devenir beaucoup plus importants. Par exemple, si deux travées successives sont chargées, β peut augmenter jusqu'à des valeurs de l'ordre de 25% pour des portées de 32,0 m; nous avons vérifié ces valeurs pour le viaduc de Vionnaz. Cependant, ces valeurs sont moins importantes du fait qu'elles se rapportent à des déformations flexionnelles plus faibles que lorsque seule la travée considérée est chargée.

3. Autres facteurs ayant une influence sur la flèche

Plusieurs facteurs peuvent encore influencer la grandeur de la flèche des poutres mixtes de ponts soumises à l'action des charges de service. Il faut citer entre autres: l'influence de la largeur de participation de la dalle, l'influence du module d'élasticité du béton, l'influence

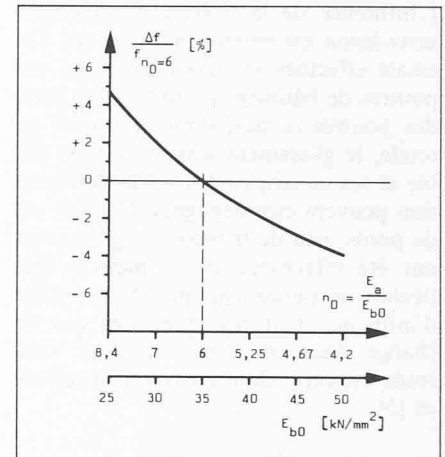


Fig. 4. — Variation de la flèche en fonction du module d'élasticité du béton n_0 (par rapport à la flèche pour $n_0 = 6$; viaduc d'Aigle, $l = 32,0$ m).

de la fissuration de la dalle et l'influence de la liaison acier-béton.

En ce qui concerne la *largeur de participation*, nous savons qu'elle varie avec la portée et qu'elle varie le long de la portée en fonction de la position de la charge et du type de charge. Pour des ouvrages de plus de 40 m et des largeurs de dalles jusqu'à 13 m, ce paramètre n'entre plus en considération puisque, en général, on admet que toute la dalle est participante. Pour des ouvrages de 30 m, une imprécision de $\pm 10\%$ sur la valeur de la largeur de participation a pour conséquence une influence de l'ordre de $\pm 2\%$ sur la flèche, ce qui est faible.

Une autre imprécision concerne le *module d'équivalence* $n_0 = E_a/E_{b0}$ admis dans le calcul. Un exemple calculé avec les données du viaduc d'accès à la jonction d'Aigle [4] montre l'effet, sur la flèche, d'une variation de n_0 pour une portée de 32 m. Les résultats sont reportés à la figure 4. Nous voyons que si n_0 varie entre 4,20 et 8,40, l'effet sur la flèche est de $\pm 4\%$ par rapport à $n_0 = 6$. Cette influence diminue lorsque la portée augmente du fait que la section de la dalle ne varie pratiquement pas avec la portée alors que les sections des poutres métalliques augmentent. Par conséquent, la participation relative de la dalle diminue avec la portée.

L'influence de la *fissuration* de la dalle dans la région des appuis sur la flèche est évidemment très difficile à estimer. De quelle quantité la présence de quelques fissures transversales diminue-t-elle

la rigidité de la dalle et la rigidité de la poutre mixte? La réponse à cette question appartient encore au domaine de la recherche. Cependant, plusieurs essais sur des ouvrages montrent que la présence de fissures dans la région des appuis n'a pas eu de conséquences remarquables sur la valeur des déformations [5]. Ce n'est pas une diminution très localisée de la rigidité qui peut entraîner une redistribution sensible des moments et, par conséquent, provoquer une augmentation marquée de la flèche. L'influence de la rigidité de la *liaison acier-béton* est encore mal connue. Les essais effectués en laboratoire sur des poutres de bâtiment montrent que pour des poutres mixtes, dont la liaison est totale, le glissement acier-béton est faible et ses conséquences sur la déformation peuvent être négligées. Dans le cas de ponts, peu de mesures de glissement ont été effectuées et les mesures des flèches ne permettent pas de constater d'influence marquée avec des cas de charge d'un ou deux camions. Une étude est cependant en cours sur ce sujet [5].

4. Synthèse et conclusions

La flèche des poutres se compose de la déformation qui provient du moment

Bibliographie

- [1] CHAPMANN, J. C., BALAKRISHNAN, S., *Experiments on composite beams*. The Structural Engineer, London, vol. 42, n° 11, 1964, pp. 369-383.
- [2] SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C., *Flexural strength of steel-concrete composite beams*. Journal of the structural division ASCE, New York, vol. 91, n° ST2, 1965, pp. 71-99.
- [3] SATTLER, K., *Theorie der Verbundkonstruktionen*. Band 1. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1959.
- [4] JACQUEMOUD, J., SALUZ, R., HIRT, M. A., *Mesures statiques et dynamiques sur le viaduc d'accès à la jonction d'Aigle*. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, ICOM 024, 1976.
- [5] LEBET, J.-P., HIRT, M. A., *Viaduc du Chêne. Résultats préliminaires des essais de charge*. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, ICOM 055, 1979.

de flexion et de celle due à l'effort tranchant. Cette dernière est souvent négligée dans la pratique; cependant, il est utile de connaître la grandeur de l'erreur introduite par cette simplification. Cet article démontre que la contribution de la déformation due à l'effort tranchant a une importance relative plus grande sur les flèches des poutres mixtes acier-béton que sur celles des poutres métalliques. Il fournit un ordre de gran-

deur du rapport entre la flèche due à l'effort tranchant et celle due au moment fléchissant, valable pour les ponts mixtes courants et il montre l'évolution de ce rapport en fonction de la portée. Pour des poutres avec un élancement l/h de 20, ce rapport varie entre 11 et 14% pour des portées de 30 m et entre 7 et 9% pour des portées de 90 m.

Précisons que ce n'est pas la flèche due à l'effort tranchant qui est plus importante pour les poutres mixtes mais la flèche due au moment de flexion qui est plus faible.

D'autres paramètres possédant une influence sur le calcul de la flèche sont également discutés. Cependant, ces paramètres ont une influence beaucoup moins significative sur la flèche que le fait de négliger la contribution de l'effort tranchant.

La prise en compte ou non de l'influence de l'effort tranchant dépend du but du calcul de la flèche et du degré de précision nécessaire ou désiré.

Adresse de l'auteur

Jean-Paul Lebet, ing. EPFL-SIA
Ecole polytechnique fédérale
ICOM — Construction métallique
GCB (Ecublens)
1015 Lausanne

Bibliographie

Méthodes et techniques de traitement du signal et applications aux mesures physiques

par J. Max. — 2 vol. 16 × 24 cm, tome I: 302 pages, tome II: 238 pages, Editions Masson, Paris 1981, 3^e édition, revue et augmentée.

Cet ouvrage, paru en 1971, est devenu un classique. L'auteur a profondément remanié et complété son œuvre pour la mettre à jour des récents progrès des connaissances et des techniques. Maintenant que le traitement du signal passe rapidement du stade qualitatif au stade quantitatif, il faut se réjouir des développements apportés par l'auteur au calcul des précisions même lorsqu'il aboutit à des résultats inattendus et pourtant vérifiés par l'expérience.

Cette nouvelle édition fait une part non négligeable aux méthodes optiques du traitement du signal qui bénéficient de techniques nouvelles et en particulier des imageurs à cristaux liquides. A remarquer également le chapitre consacré aux analyseurs de spectres ainsi que le chapitre sur l'étude des vibrations.

Cette 3^e édition a presque doublé de volume par rapport à la première, ce qui traduit la place croissante du traitement du si-

gnal dans tous les domaines de la recherche et de l'industrie.

Sommaire

Tome I: I. Notions physiques de phénomènes aléatoires, bruits. — II. Transformation de Fourier. — III. Puissance, énergie des signaux. — IV. Transformation de Laplace. — V. Convolution. — VI. Filtrage. — VII. Echantillonnage. — VIII. Introduction physique à la notion de corrélation et à quelques autres notions de statistique. — IX. Estimation des mesures de fonctions de corrélation et de densités spectrales. — X. Erreurs dues à la quantification des signaux dans les mesures des fonctions de corrélation. — XI. Principales propriétés des fonctions de corrélation et des densités spectrales. — XII. Applications fondamentales des fonctions de corrélation et des densités spectrales. — XIII. Analyse spectrale. Mesure des densités spectrales. — XIV. Les fenêtres de pondération.

Tome II: XV. Détection synchrone. — XVI. Application des analyseurs multicanaux au traitement statistique des mesures. XVII. Filtrage adapté. — XVIII. Les principaux corrélateurs électroniques. — XIX. Les analyseurs électroniques de spectre. — XX. Analyse spectrale par voie optique. — XXI. Quelques ap-

plications pratiques du traitement du signal. — XXII. Exemples d'applications du traitement du signal à l'analyse des vibrations mécaniques des machines tournantes. — XXIII. Fonctions d'ambiguïté. — XXIV. Notion de spectre instantané ou de représentation temps-fréquence dans l'analyse et la synthèse des signaux. — XXV. Nouvelles méthodes d'analyse spectrale.

Théorie des treillis en vue des applications

par A. Kaufmann et G. Boulaye. — Un vol. 16 × 24 cm, 160 pages, Editions Masson, Paris 1978. Prix cart.: 178 Ffr.

La théorie des treillis est bien connue des mathématiciens depuis une cinquantaine d'années, mais elle est malheureusement beaucoup moins bien connue des étudiants et des chercheurs en sciences humaines.

Les intéressantes propriétés des treillis sont liées au fait que ce sont, à la fois, des configurations (ou si l'on veut des graphes) et des structures algébriques à deux opérateurs. On y trouve donc une extrême richesse de propriétés très utiles dans tout ce qui touche aux sciences humaines, de l'économie à la gestion, de la psychologie à la sociologie, sans oublier la didactique.

La théorie des treillis permet de mieux comprendre certains mécanismes généraux de la pensée

humaine dans ses manifestations d'évaluation et de logique.

Cette théorie s'associe à d'autres (comme par exemple la théorie des sous-ensembles flous et son cas particulier, la théorie des probabilités). Le concept de valuation né dans la théorie des treillis contient, comme cas particulier, le concept de mesure. L'attitude du scientifique doit être de mesurer tout ce qui peut être mesuré dans l'état des connaissances et des circonstances, et de « valuer », dans la mesure du possible, ce qui n'a pas encore pu être mesuré. Les liens entre la théorie des treillis, celle des catégories, celle de l'algèbre booléenne, des sous-ensembles flous, sont connus. Les auteurs ont fait un important travail de synthèse et d'analyse préparatoire à l'emploi de toutes les ressources disponibles des mathématiques dites « finies » ou « combinatoires ». Depuis l'emploi des ordinateurs de façon intensive, les mathématiques finies sont en plein essor; on les avait laissées de côté pendant trop longtemps. Ce livre a aussi pour objectif de montrer leur grande richesse.

Sommaire

I. Présentation de la théorie des treillis. — II. Les principaux types de treillis du point de vue algébrique. — III. Les principaux types de treillis en tant qu'ensembles ordonnés. — IV. Treillis booléens — Point de vue algébrique et ordonné.