

Theme 11: Measured loads and load models

Objekttyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte**

Band (Jahr): **37 (1982)**

PDF erstellt am: **16.07.2024**

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.



THEME 11

Measured Loads and Load Models

Charges mesurées et modèles de charges

Gemessene Lasten und Lastmodelle

Leere Seite
Blank page
Page vide



Fatigue Monitoring on an Ore Unloader

Contrôle de la fatigue d'un déchargeur de minerai

Ermüdungsüberwachung an einer Erzentladeanlage

J.E. DIBLEY

Manager
British Steel Corporation
Motherwell, Scotland

A.B. WILSON

Senior Investigator
British Steel Corporation
Motherwell, Scotland

B. BOSE

Investigator
British Steel Corporation
Motherwell, Scotland

SUMMARY

A structural fatigue monitoring system has been installed on an ore unloader. The outputs from 96 strain-gauge channels are recorded, and loads, bending moments and principal stresses calculated in real time. The load and stress cycles are analysed by a peak-valley method and counted in matrices of mean-amplitude. Typical matrices are presented together with analogue traces for stay load. Cracks in brackets connecting the control cabin runway structure to the boom occurred in service. Strain gauges were used to determine the cause of failure and verify the adequacy of the repairs.

RESUME

Un système de contrôle de la fatigue a été installé sur un déchargeur de minerai. Les signaux provenant de 96 jauges de déformations relatives sont enregistrés et les charges, les moments de flexion ainsi que les contraintes principales sont calculées en temps réel. Les cycles de charges et de contraintes sont analysés par une méthode de comptage des valeurs extrêmes dans des matrices valeur moyenne-amplitude. Des exemples de matrices sont présentés avec les enregistrements correspondants pour la charge des haubans. Des fissures sont apparues en service dans les bras reliant la cabine de contrôle de la structure roulante aux membrures. Des jauges de déformation furent utilisées pour déterminer la cause de la rupture et contrôler la réparation.

ZUSAMMENFASSUNG

An einer Erzentladeanlage wurden Ermüdungsschäden untersucht. Messwerte von 96 Dehnmessstreifen wurden aufgenommen und damit die Belastungen, Biegemomente und Hauptspannungen in Echtzeit berechnet. Die Belastungen und Spannungsamplituden wurden mit Hilfe einer Scheitelwertmethode ermittelt und gemittelt in Matrizenform erfasst. Typische Matrizen sowie analoge Registrierkurven für stetige Belastungen werden wiedergegeben. Risse in Verbindungsgliedern zwischen Steuerkabine, Fahrbahn teil und Ladebaum traten während des Betriebes auf. Mit Dehnmessstreifen wurde die Schadenursache abgeklärt und die Richtigkeit der veranlassten Reparaturmassnahmen bestätigt.



1. INTRODUCTION

In June 1979 a new deep water terminal was commissioned at British Steel Corporation's Hunterston site on the west coast of Scotland. Ships of up to 350,000 tonnes dwt can be accepted, and the terminal is served by two unloaders (figure 1). These are the largest of their kind in the UK, and are predominantly of welded stiffened steel box-girder construction. The horizontal main booms are 54m long with hinges at the front legs, and are supported by four stays (or ties) of hot-rolled H section.

The twin boxes which form the boom are 1600 mm deep and 970 mm wide, with an inter-connecting box girder carrying the racking pulleys at the extremity. The rails for the main trolley are located over the inner webs of the boxes, and the maximum outreach for the trolley and grab is 48m from the front leg.

The grab design payload when unloading iron ore is 37.7 tonnes, and for unloading coal it is 22.4 tonnes, a different design of grab being used for the two materials.

2. STATIC LOAD AND STRESS MEASUREMENT

During the construction period of the unloaders some design checks were carried out on the main structural members, and a programme of static loading tests was commissioned. Some 240 strain gauges were attached to various parts of the box girder boom structure on one unloader, together with gauges on each of the four stay members at the lower end adjacent to the hinge connection to the boom. The gauges on the boom flanges and webs were mostly of the 45° rosette type. The gauges on the stay members were arranged to measure the axial load and bending moment about the major axis. For one outer and one inner stay, additional gauges were attached to the flange edges to measure minor axis bending moment. Static measurements were made with the main trolley and grab located at a number of positions along the boom, the zero condition for the gauges being recorded with the booms in the fully raised position. A finite element analysis of the boom structure was also commissioned to enable the comparison to be made of the measured stresses and stay forces, with those predicted by linear elastic analysis.



Fig. 1 Ore Unloader at Hunterston



3. FATIGUE MONITORING SYSTEM

A comprehensive microprocessor based Fault Diagnostic System (FDS) designed and built by SCOMAGG Ltd. (Motherwell) was installed at the site. Each major piece of plant is instrumented and the signals are continuously monitored. The structural monitoring system for the unloader comprises four microprocessor controlled remote outstation units interfacing directly with 96 strain gauges. These are connected via a high speed serial data link to the installation where a DEC PDP 11/34 computer provides long term data storage, report printing and programme modification facilities. The functions of the system are:-

- continuous scanning of all strain gauge channels;
- real time calculation of loads, stresses etc. and further data reduction to provide fatigue information;
- printing of fatigue data at nominated intervals or as summaries of longer periods;
- alarm monitoring on all inputs and strain-gauge failure detection;
- automatic checking on calibration and drift.

3.1 Remote Unit Functions

Each remote unit performs required calculations on the inputs from single gauges, orthogonal pairs or rosettes in any combination, the results being expressed as load, stress, or bending moment. An example is the calculation of the cyclic load in the north inner stay of the unloader from strains recorded at four points on the flanges and web of the H section member as follows:- (see figure 2)

$$\text{Stay Axial Load} = E \left\{ (\epsilon_9 + \epsilon_{11}) A_f + \frac{(\epsilon_{10} + \epsilon_{12})}{2} A_w \right\} \text{ KN}$$

For the orthogonal strain gauge pairs on the boom flange the longitudinal direct stress is calculated as follows:-

$$\sigma_x = E \{ (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) \div (1 - \nu^2) \}$$

and for the strain gauge rosettes the principal stresses and maximum shear stress are calculated from:-

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left\{ \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{1 - \nu} \pm \frac{1}{(1 + \nu)} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (2 \epsilon_g - \epsilon_x - \epsilon_y)^2} \right\}$$

where ϵ_x , ϵ_g and ϵ_y are the measured strains at 0° , 45° and 90°

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)$$

Sample and hold hardware is incorporated to ensure that all strains are read simultaneously. Detection of peaks and troughs in the values resulting from calculation of for example a varying stress, is followed by calculation of positive or negative going amplitude and mean stress values which are in turn stored as a count in a two-dimensional matrix assigned for the purpose. A matrix element is incremented each time a stress half cycle is completed, eventually producing an amplitude/mean count distribution. The remote units are programmed to recognise and report on alarm conditions when the input from any gauge exceeds $750 \mu\epsilon$. In this event, simultaneous strains from all 96 gauges are recorded and printed. Peak strains occurring in the period of the alarm are



recorded and printed on termination when strain in the channel in question has fallen below the alarm threshold. An excessively high ($> 1500 \mu\epsilon$) input persisting beyond a specific minimum time is taken to indicate a defective strain-gauge. At regular intervals, the remote boxes perform a self-checking procedure and print the output of each channel in the de-exited condition and then with a shunt calibration resistor connected. The outputs from four channels connected to standard reference strain signals are also reported.

3.2 Structural Monitoring Function of the Instation Computer

Count matrix parameters and operating instructions held in the memory in the remote units are altered by instructions transmitted from the instation computer. Amplitude and mean ranges and scale values for up to ten matrix types may be defined and specific matrix types allocated to store the results of particular calculations. Minimum amplitude thresholds may also be specified and the remote units instructed to consider only positive going, only negative going, or alternate positive/negative going half cycles when monitoring the results of calculations. Reporting intervals may be selected within the range 1 to 51 hours.

Printing of matrices at the end of each report period can be enabled or disabled, or they can be printed on demand if required. A summary containing all data collected since the previous reset of the summary file may be printed on request.

4. DYNAMIC ANALOGUE RECORDS

To check that the gauges were functioning and also show the signal characteristics, some dynamic records were made during operation. The gauges on the four stays were recorded in turn. The gauges on the stays are positioned as in figure 2. In the case of the south boom stays, two more were added to measure lateral bending stresses. A typical record for the north boom inner stay is

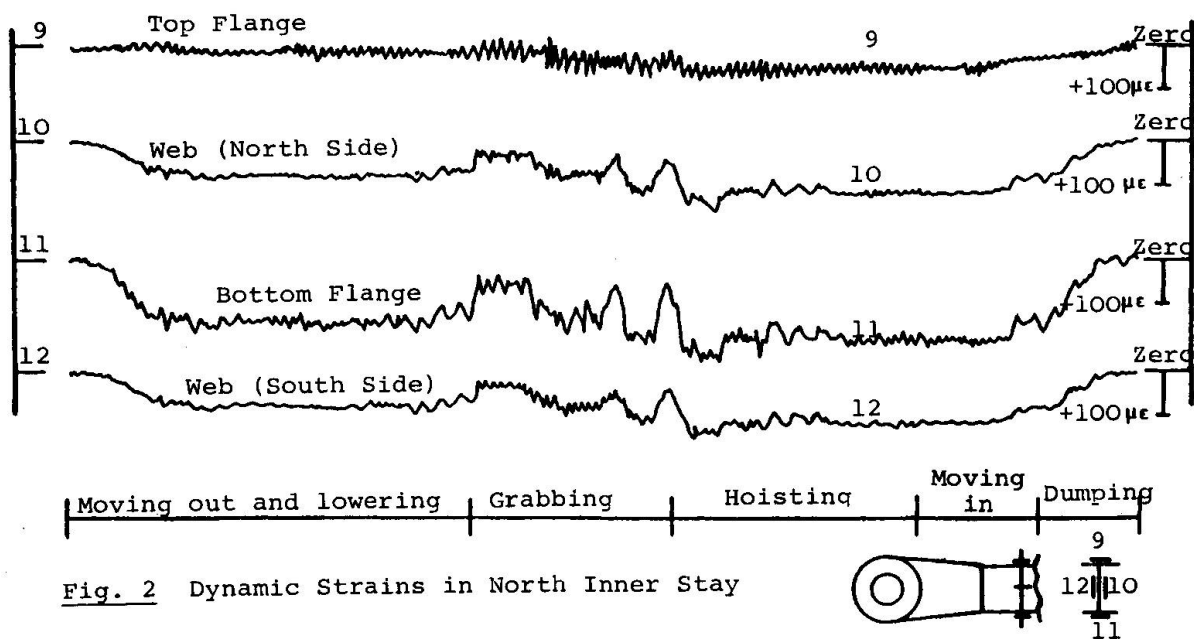


Fig. 2 Dynamic Strains in North Inner Stay



shown in figure 2. The cycle commences when the empty grab moves out along the boom, during which time the stay load steadily increases. The grab is lowered into the hold, and finally comes into contact with the ore in the ship. Two or three loading cycles occur as the grab bites into the ore and collects the payload. Hoisting then begins and the load in the stays remains fairly steady. As the grab and trolley move inwards to the hopper to deposit the payload, the stay load gradually reduces.

There are oscillations of small amplitude superimposed on the live load cycles, which are due to natural frequency vibrations of the booms and stays themselves.

The strain-gauged sections are 1 m from the hinge pin, and therefore bending strains can be due to vertical vibrations of the stays themselves. Some friction in the hinges was observed, however, in measurements taken during raising and lowering of the booms which gave stay flange stresses of $\pm 10 \text{ N/mm}^2$ approximately. It is interesting to note that for gauge 9, the axial load strain is cancelled by the bending (compressive) strain most of the time.

On the south boom stays, the lateral B.M. gauges indicated the presence of an almost continuous oscillation at 2 Hz, the rate of

Mean (KN) Tonnage Unloaded = 27,000 t

600	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0	0
400	1726	2146	592	86	13	4	4	1	1	1	1	0
200	43020	16992	1925	315	58	8	2	0	0	0	0	0
0	18585	4524	152	8	1	2	1	3	0	0	0	0
-200	0	0	0	30	1	0	0	1	3	0	5	1
-400	26	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
-600												
0	75	150	225	300	375	450	525	600	675	750	825	900
	Amplitude (KN)											

TABLE 1 South Outer Stay Load

Mean (N/mm²) Tonnage Unloaded = 109,000 t

60	258	1260	1112	594	239	55	20	15	0	5	0	0
40	16355	95740	41233	17600	6674	2562	850	237	25	13	0	0
20	13870	72862	9244	1447	203	4	0	0	0	0	0	0
0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
	Amplitude (N/mm ²)											

TABLE 4 Boom Top Flange Principal Stress (σ_1) (North Inner Stay)

Mean (KN-m) Tonnage Unloaded = 27,000 t

20	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	41674	16796	2110	495	71	16	4	0	0	0	0	0
0	13730	7872	1805	570	103	32	3	2	1	0	2	0
-10	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
	Amplitude (KN-m)											

TABLE 2 South Outer Stay Lateral B.M.

Mean (N/mm²) Tonnage Unloaded = 109,000 t

20	144	807	356	29	0	0	0	0	0	0	0	0
0	9568	56911	33811	11328	3736	237	2	0	0	0	0	0
-20	100	943	443	129	17	3	0	0	0	0	0	0
-40	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
0	Amplitude (N/mm ²)											

TABLE 5 Boom Top Flange Principal Stress (σ_2) (North Inner Stay)

Mean (N/mm²) Tonnage Unloaded = 27,000 t

40	33	236	52	14	1	0	0	1	3	3	0	0
20	304	6047	987	93	15	3	0	0	0	0	0	0
0	21	791	170	6	0	0	1	0	0	0	0	0
-20	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
0	Amplitude (N/mm ²)											

TABLE 3 Boom Top Flange Longitudinal Stress (σ_x) (South Inner Stay)

Mean (N/mm²) Tonnage Unloaded = 109,000 t

20	540	13093	144	0	0	7	0	0	0	0	0	0
0	354	1417	69	14	0	0	0	0	0	0	0	0
-20	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
0	Amplitude (N/mm ²)											

TABLE 6 Boom Top Flange Maximum Shear Stress (τ_{max}) (North Inner Stay)



decay being very slow. This arose particularly during longitudinal travel of the unloader. When unloading coal and some types of ore, the frequent use of longitudinal travel was necessary to assist in getting the grab into the sides and corners of the hold to extract material which did not flow to the middle.

5. LOAD AND STRESS MONITORING

Typical matrices from the SCOMAGG Structural Monitoring Unit are given in Tables 1 and 2 for stay axial load and lateral B.M. The strain-gauges were zeroed with the boom in the horizontal position so that all the loads and stresses due to deadweight were balanced out. Relaxation of these stresses occurs relatively infrequently when the booms are raised to allow a ship to berth and sometimes when the unloader is moved from one hold of the ship to another.

Table 3 relates to longitudinal stress in the boom flange (σ_x) as derived from a gauge-pair, while Tables 4 to 6 are the principal stresses σ_1 and σ_2 , and the maximum shear stress, τ_{max} , derived from a rosette of gauges on the top flange of the boom.

There are fewer recorded cycles for σ_2 and τ_{max} because many of the cycles are of smaller amplitude than the counting bands. Similarly a large number of stress cycles are of amplitude too small to be significant for fatigue considerations, and are thus ignored. The general levels of stress amplitude measured by the strain-gauges have been found to be small, with the exception of some very localised high stresses adjacent to brackets.

6. SUPPORT BRACKET FATIGUE CRACKING

After the unloaders had been in service for 15 months, extensive cracking of the angle brackets and web/flange junction of the transverse beams which supported the control cabin runway beam structure occurred. The angle brackets were connected to the outer web of the boom by two vertical fillet welds, and the transverse beams were joined to the angle by 3 HSFG bolts as shown in figure 3. Nearly all the brackets were cracked down the fillet radius at the root of the angle, and the cracks in the beams were at the web/lower flange junction, starting at the joint and running about 10-15 cm and then curving upwards into the web. Both unloaders were equally affected.

Since neither unloader could be operated in this condition, immediate action was taken to repair the structure, and after discussions with the designers about the cause of the failure the joint and transverse beams were modified as shown in fig. 4a. The angles were replaced by a pair of plates with full strength butt welds to the boom web. In addition, diagonal angle braces were inserted in the positions indicated in fig. 4b. These repairs were completed within 2 weeks, and during this time one transverse beam and one diagonal brace were strain-gauged (see figs 4a and 4c) with the objective of verifying the effectiveness of the repairs and discovering the cause of cracking.

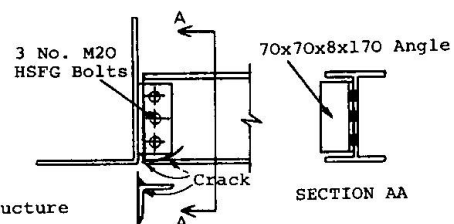


Fig. 3 Details of Original Joint Structure

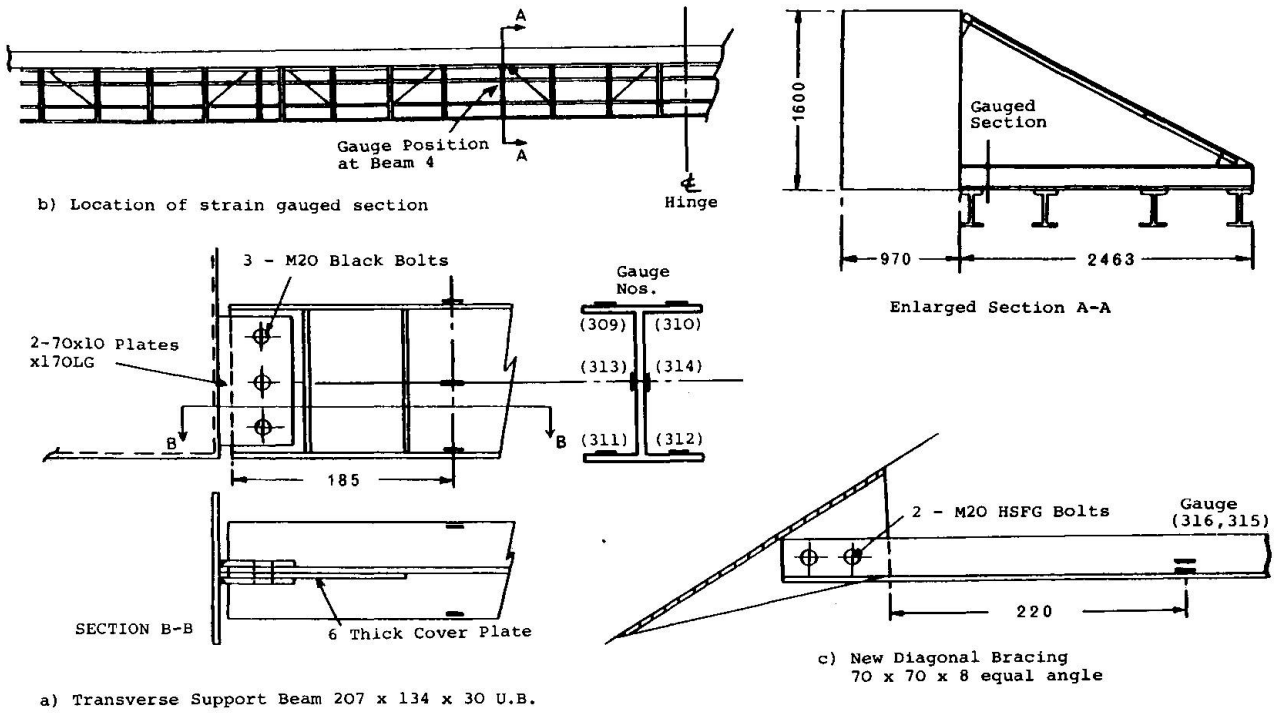


Fig. 4 Details of Repaired Joint Structure and Strain Gauges.

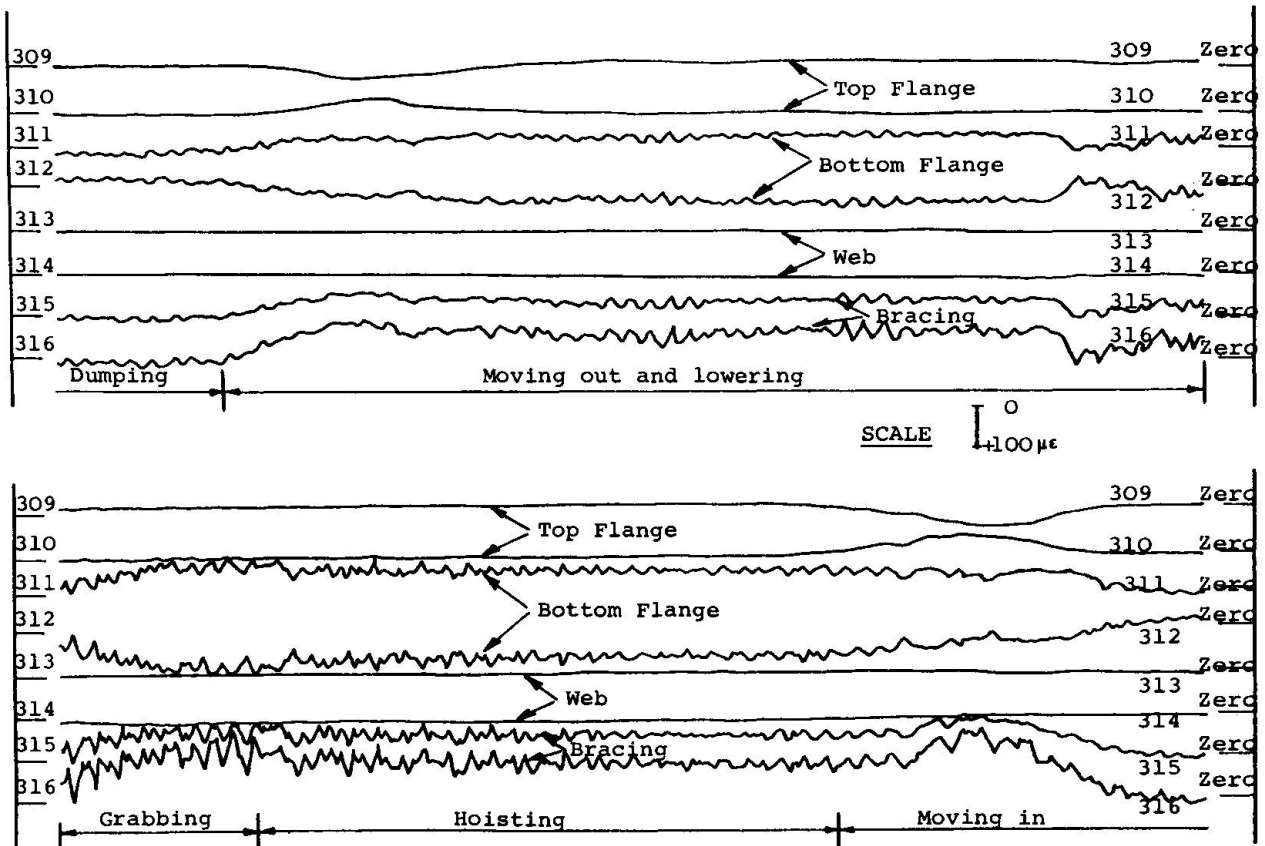


Fig. 5 Dynamic Strains in Repaired Joint Structure.



Dynamic analogue records for the 8 strain gauges were made during movement of the control cabin along the runway beams, raising and lowering of the booms, and typical operational unloading cycles. A typical recording of an operational cycle is shown in fig. 5. From these records the stress distributions in the transverse beam were plotted at key points of the cycles, and from these the major and minor axis bending moments at the gauge section were calculated together with the axial load and the torsion (from the flange warping stresses). Because of the presence of one runway beam between the gauged section and the connection to the boom web, some assumptions had to be made in order to arrive at the loads and stresses at the welded joint. The high torsional stiffness of the closed box section of the boom, and the relative flexibility of the 4 runway beams indicated that deflections of the combined structure at any point would be primarily vertical, and twisting of the box was therefore ignored. Thus each runway beam would deflect vertically by a similar amount and impose equal loads to the transverse beam. About the minor axis it was assumed that the forces in the diagonal bracing members gave rise to lateral bending, and because of the simple bolted connections between the runway and transverse beams the conservative assumption was made that there was no restraint afforded by the runway beams. Because of the lack of any flange connections at the joint to the boom web, torsional restraint was assumed to be zero, the torsion indicated at the gauge section being assumed to be carried by differential bending of the runway beams. Axial load in the transverse beam was taken straight through the joint. On the basis of these assumptions the stresses in the two vertical butt welds at the connection were calculated at the top and bottom ends, and the stress cycles for one complete operational cycle were plotted. The cycle at the worst point (bottom end) is plotted in figure 6, and calculations based on rainflow analysis for a Class F welded detail using BS 5400 Pt 10 indicates an adequate service life. The B.M. distribution in the boom (the main cause of secondary stresses in the runway structure), showed that for the fully loaded grab at the gauged section, the boom B.M. was at least as large at any other section during the rest of the operational cycle. Figs. 7 and 8 show the boom B.M. distributions for the loaded grab at the working position and at the gauged section. It was considered that the transverse beam on which stress measurements were made was typical of those at other positions and that joints at other sections would also be satisfactory. No further cracking has been observed and the unloaders have been in continual operation.

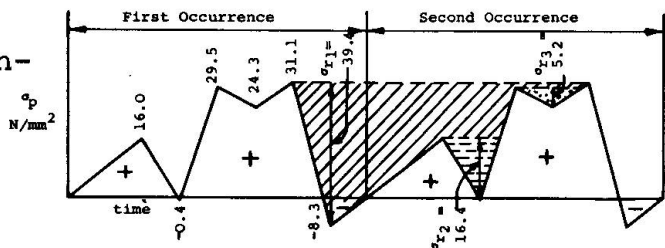


Fig. 6 Stress Cycles in Welded Joint.

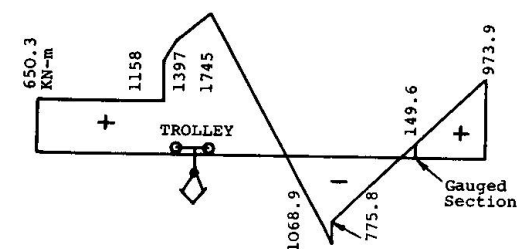


Fig. 7 Boom B.M. for Trolley in Working Position

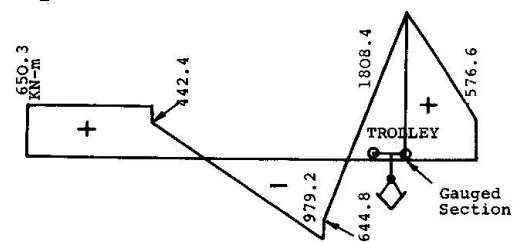


Fig. 8 Boom B.M. for Trolley passing Gauged Section

Residual Fatigue Life of Railway Bridges

Durée de vie résiduelle des ponts de chemin de fer

Restnutzungsdauer von Eisenbahnbrücken

W. STIER

Dipl. -Ing., Abt. Präsident
Bundesbahn-Zentralamt
München, BRD

O. STEINHARDT

em. Prof. Dr. -Ing.
Universität Karlsruhe
Karlsruhe, BRD

G. VALTINAT

Prof. Dr. -Ing.
Universität Karlsruhe
Karlsruhe, BRD

D. KOSTEAS

Prof. Dr. -Ing.
Technische Universität München
München, BRD

SUMMARY

The paper presents a unified approach to fatigue design with theoretical background data and experimentally defined characteristic values. A step by step procedure for the assessment of residual fatigue life of existing structures and bridges in particular is also given. These provisions form part 6 of the new specifications DS 804 of the German Federal Railway.

RESUME

L'article présente une méthode unifiée pour calculer la résistance à la fatigue avec des bases théoriques et des caractéristiques déterminées expérimentalement. Un procédé pas à pas pour la détermination de la durée de vie résiduelle des structures existantes et principalement des ponts est également présenté. Ces règles constituent la partie no 6 du nouveau règlement DS 804 des chemins de fer fédéraux allemands.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine einheitliche Methode zur Erfassung der Ermüdungsfestigkeit, theoretische Grundlagen und experimentell bestimmte Kenngrößen sowie Verfahren zur schrittweisen Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender Tragwerke, hauptsächlich Brücken, werden dargestellt. Diese Regeln entsprechen Teil 6 der neuen Vorschrift DS 804 der Deutschen Bundesbahn.



Part no. 6 of the specifications of the Deutsche Bundesbahn "Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke - Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI) 1980" which was introduced about a year ago demonstrates a method, particularly for bridges, to predict damage accumulation and residual life of a structure and of parts thereof and to localize areas with particularly high accumulation of damage. On the basis of such a predetermination it is then possible to examine the structure specifically in situ.

There may be quite a number of bridges, especially in South Germany, performing adequately for more than 80 years and which will possibly soon reach or may already have exceeded their theoretical fatigue life. These specifications, however, are not only applicable to the "veterans" among the bridges, for each structure having been built in the meantime or to be built in future, which is subjected to dynamic loads, some day will reach the limits of its service life and then have to undergo such an investigation.

To achieve an optimized service of a bridge from the economic and safety point of view one needs to compare the design loads with the actual working loads and if necessary to determine once more the residual life at any time during service. Today, it is an advantage for the residual life of many old bridges, that in the past the design loads were far higher than the actual loads.

Not only in order to take full advantage of the fatigue strength, but also for further aspects of increasing the efficiency of a bridge, such as

- increase of engine loads, car loads and train loads,
- increase of train speed,
- increase of train frequency,

or in other cases, such as

- reinstatement works,
- replacement of longitudinal girders or cross girders or of other parts of the runway,
- collision or other damage etc.

a new assessment of the structure is necessary to achieve coherent safety and efficiency of all parts.

As one can see, this is a very important task for the future, a solution for which has already been worked out. The procedure is explained in the following (see fig. 1):

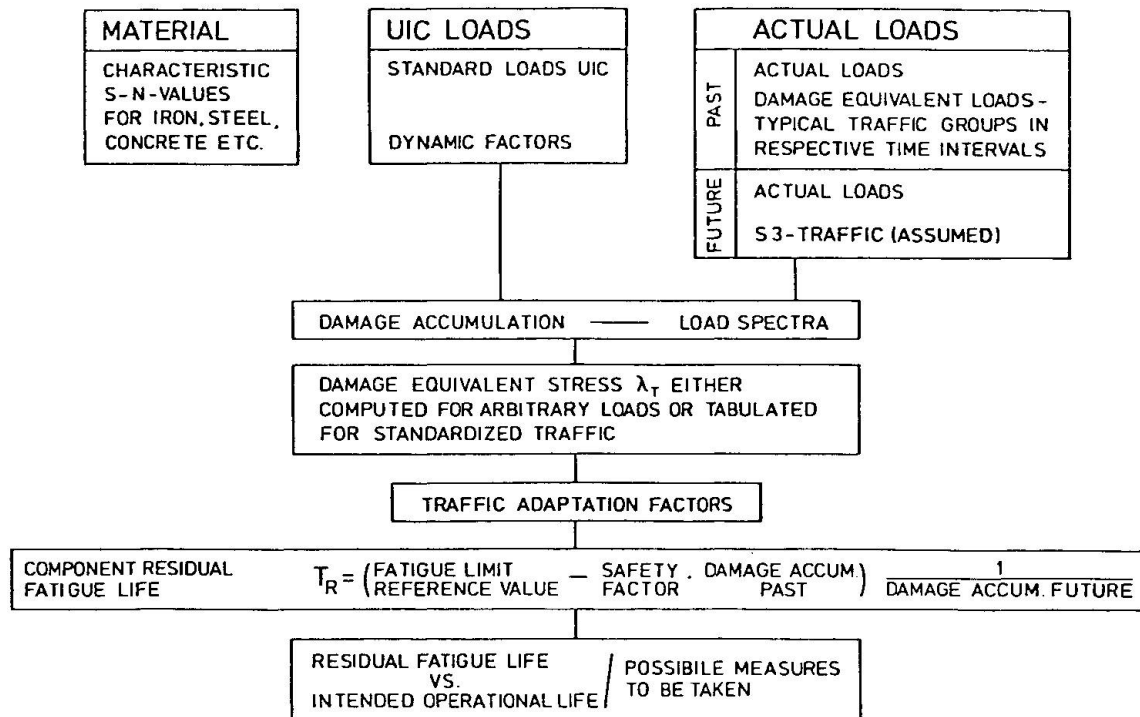


Fig. 1: Computation scheme for residual fatigue life

1. After documentation of the current state of the structure and its environmental conditions it is necessary to analyze as exactly as possible the past and the future working loads (actual trains = BLZ) regarding
 - load configuration including engine loads, car loads and axle loads, axle arrangements, distances between axles,
 - train frequency,
 - train velocity
 classified according to different service periods.
2. When all data of actual train passage in the past - and correspondingly for the future - are known, effective working load trains (E BLZ) or standardized working load trains (T BLZ) can be obtained by transforming actual train loads according to the data defined above. These standardized working load trains substitute one or more of the actual trains in the calculation of the structure. Depending on the required accuracy of the residual life estimation either one standardized working load train covering all actual trains of the past and the future (level 1) or more T BLZ each covering a set of actual trains are taken into account (higher level).



3. The travelling speed, the influence length and, above all, the specific passage period as well as the loading pattern are connected with the vibration factor.

This factor can be taken from previous or current regulations or determined on the basis of exact calculations or it can be evaluated from measurements (ref. /1/ and /2/). As a multiplication factor for the loads or for the internal forces it has a direct and considerable influence on the stresses.

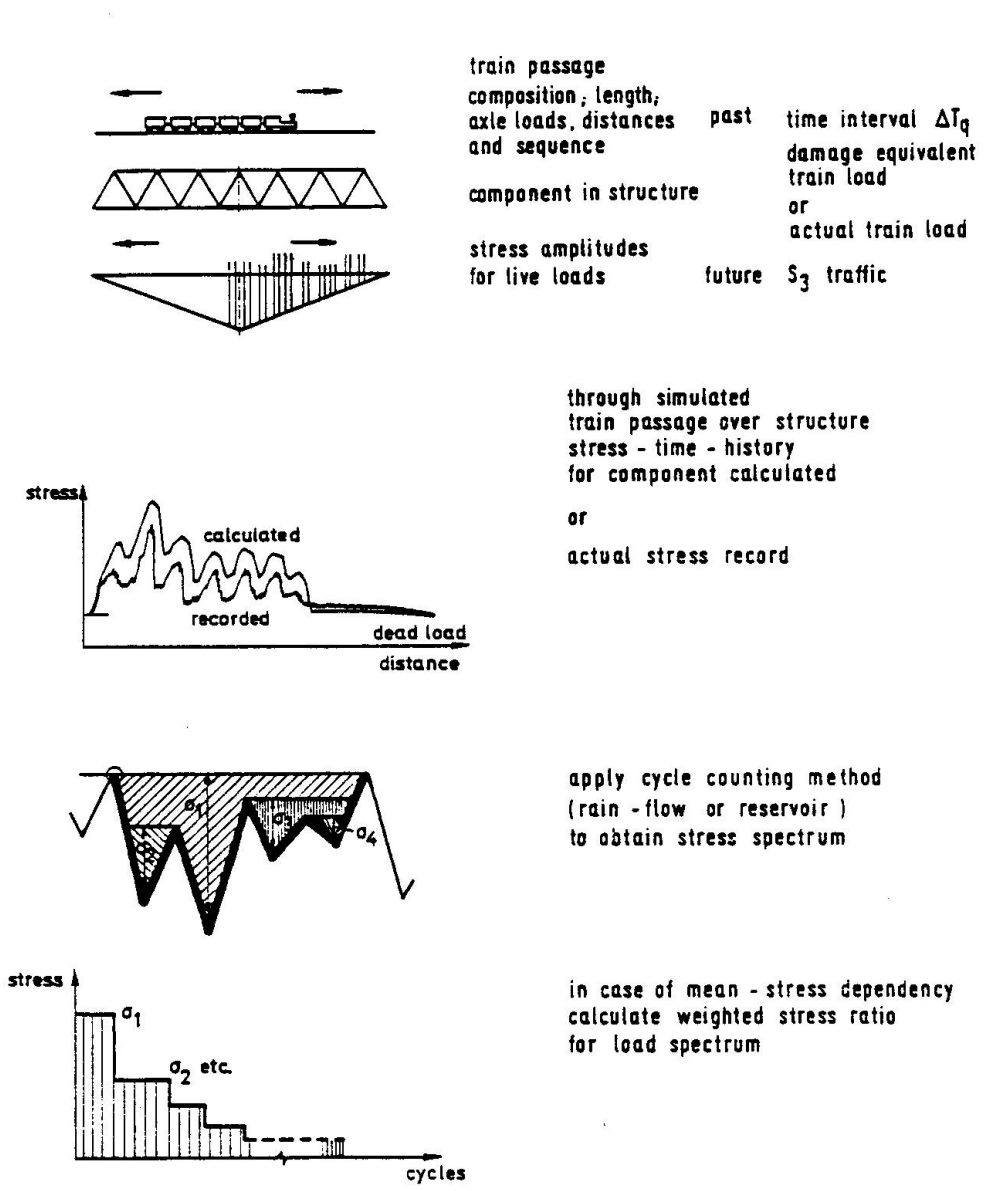
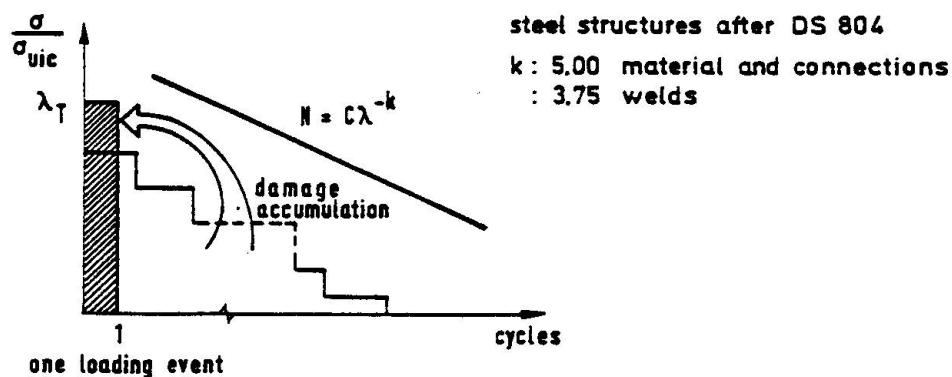


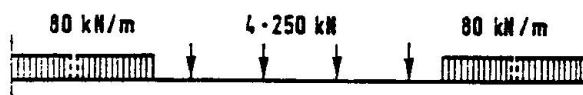
Fig. 2: Computation of load spectrum for structural component



4. On the basis of the actual cross sectional data the stresses have to be calculated according to the elastic theory or, respectively, the load carrying capacity can be achieved by means of the β -method (ref. /3/ and /4/). This β -method is a simplified way to compare the stresses in the members of a railway bridge under the standardized train S 1950 with any other train.
5. The working stresses, which are decisive for the fatigue life, are either calculated from effective working load trains (E BLZ) with respect to the elastic theory and by means of computer programs of the Bundesbahn-Zentralamt, München, for individual damage equivalent stress λ_{Tqj} -values of each E BLZ_j, or the damage equivalent stress λ_{Tqj} -values of the standardized working load trains T BLZ_j can be taken directly from tables prepared by the Bundesbahn-Zentralamt, München. The λ_{Tqj} -values can be introduced into the calculation of cumulative damage. The computation of the λ_{Tqj} -values is based on Miner's rule (see fig. 2 and 3) and takes into account the stress spectrum of the working load train j (BLZ)_j within the time intervall q, the Wöhler line for the corresponding material and the notch case in question, or, respectively, the regulations of DS 804 regarding adm. $\Delta\sigma_{Be}$ are important (ref. /5/ to /7/).



UIC 71 specifications load

representative traffic S₃

- type 1 rapid rail - car train
 - type 2 passenger train
 - type 3 passenger train
 - type 4 general freight train
 - type 5 general freight train
 - type 6 heavy freight train
- with respective frequencies

Fig. 3: Damage equivalent stress λ_T



The safety factors are:

- 1.65 against the mean value of the Wöhler line and
- 1.33 against the 90 % probability of survival of the Wöhler line.

The residual life finally results from the following equation:

$$\gamma_{s,v}^k \sum_q \sum_j N_{qj} \lambda_{Tqj}^k \Delta T_q + \gamma_{s,z}^k \sum_j N_j \lambda_{Tj}^k T_R = 5480 \lambda_R^k,$$

where

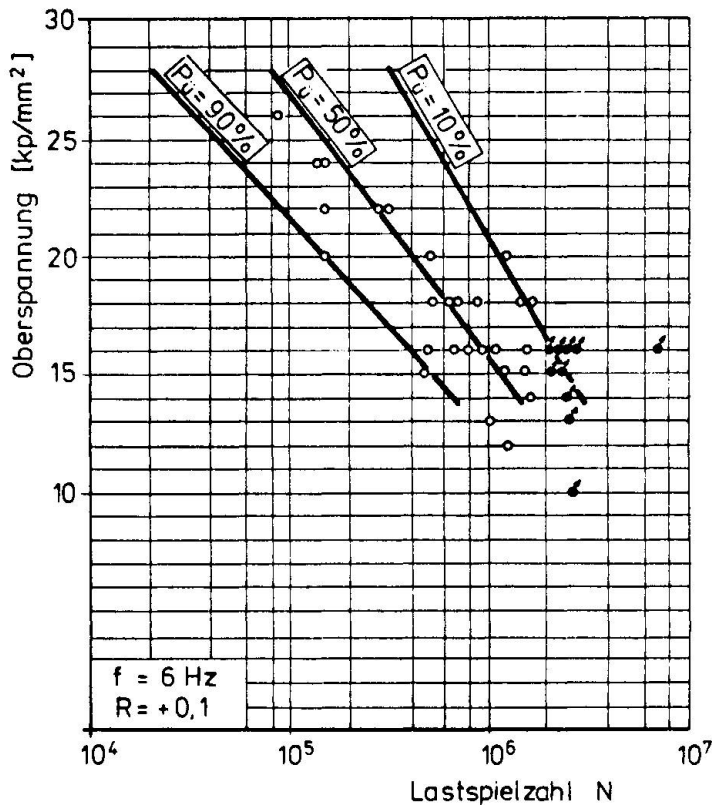
$\gamma_{s,v}$	safety factor for past loads (load enhancement factor),
N_{qj}	number of passings per day of the BLZ _j within the time intervall q,
q	parameter for the time intervall in question,
j	type of the standardized or effective working load trains (T BLZ or E BLZ),
λ_{Tqj}	damage equivalent stress as ratio between internal forces of the chosen T BLZ _j or E BLZ _j of the past within the time intervall q and the corresponding internal forces from UIC 71 (ref. /8/ and /9/),
k	slope of the Wöhler line depending on material and notch case,
ΔT_q	time intervall (in years) within which the T BLZ _j or E BLZ _j ran,
$\gamma_{s,z}$	safety factor for future loads (load enhancement factor),
N_j	number of passings per day of the T BLZ _j or E BLZ _j in the future; here also the S3-traffic can be taken which was determined by the Deutsche Bundesbahn, it is a combination of 6 different types of trains and stands for the modern traffic on railway lines (ref. /10/),
λ_{Tj}	damage equivalent stress as ratio between internal forces of the T BLZ _j , E BLZ _j or S3-traffic of the future and the corresponding internal forces from UIC 71,
T_R	residual life,
λ_R	= adm. $\Delta \sigma_{Be} / \Delta \sigma_{UIC 71}$,
adm. $\Delta \sigma_{Be}$	admissible stress amplitude of the notch case in question according to ref. /8/,
$\Delta \sigma_{UIC 71}$	stress amplitude from the load diagram of the UIC 71. Virtually all effects of other load trains are referred to the effects of this load diagram UIC 71, so that the tables for UIC 71 can be used.

The above equation with the load on the left side and the strength on the right side consists of three parts. The first part on the left covers the cumulative damage from the past loads, it can be determined numerically. The second part on the left covers the cumulative damage from the future loads, it contains the va-

lue T_R , the unknown residual life. The third part on the right considers the strength aspects, in this part the Wöhler line of the material under consideration, the respective notch case and the required safety factor are taken into account.

The value 5480 results from the assumption, that the bridge is in service on 365 days per year and that the damage equivalent stress λ_{Tqj} of a T BLZ_j or E BLZ_j within the time intervall q are referred to a characteristic fatigue strength value λ_R for a life limit of $2 \cdot 10^6$ cycles.

The investigations and the result of the calculation lead directly to those areas in a structure where residual life is insufficient or which may, theoretically, already have reached the end of their service life. In this case and depending on the results measures have to be taken, one of the most important is the local crack inspection.



Wöhlerlinie für Lochstäbe, 37 Versuche, 9 Bauwerke

Werkstoff: „Schweißeisen“ 1856 bis 1886

P_u = geschätzte Überlebenswahrscheinlichkeit

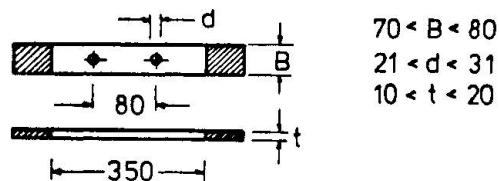


Fig. 4: Wöhler lines for iron bars from 1856 to 1886 (ref. /5/)



Problems arose with old steels since their Wöhler lines were unknown. In many years co-operation with Deutsche Bundesbahn the Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine of the University of Karlsruhe performed fatigue tests in order to obtain general information on the fatigue behaviour of steel fabricated before the end of the last century and specific information on the fatigue behaviour of the steel of the structure under discussion. Whenever an old bridge was pulled down the "Versuchsanstalt" made every effort to secure material such as plain bars, bars with old or re-drilled holes, riveted bars with old or newly driven rivets. The fatigue test results obtained so far are compiled and commented in ref. /11/ to /15/ (see fig. 4). For steels fabricated after 1905 more fatigue test results are available.

Summing up, however, it must be said that further research and efforts are necessary to

1. confirm the validity and to improve Miner's rule of damage accumulation,
2. obtain more detailed information on the fatigue behaviour of members of very old, old and new steel with their connections and other notch effects under realistic stress distribution and
3. develop the regulation DS 804/6 from experience gained by application to existing structures and to obtain a good knowledge of the residual life of existing railway bridges.

The draft for the code was compiled as a joint effort of the authors of this paper Prof. Steinhardt, Prof. Valtinat, Prof. Kosteas and the Deutsche Bundesbahn, represented by Dept.-President Dipl.-Ing. Stier and Dipl.-Ing. Kirstein of the Bundesbahn-Zentralamt, München.

Reference:

- /1/ STIER, W.: Lastbild UIC 71 und Schwingfaktor. Seminar für Brücken- und Konstruktiven Ingenieurbau. Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München 1975.
- /2/ WEBER: Dynamische Beiwerte zur Festlegung der Beanspruchungsgeschichte von bestehenden stählernen und massiven Eisenbahnbrücken infolge von Betriebslastenzügen, ausgenommen massive Brücken. Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München 1979.
- /3/ Vorläufige Richtlinien und Erläuterungen für das Nachrechnen bestehender Brücken und die Zulassung von Betriebslastenzügen auf Brücken (Brückendurchleuchtung). Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München 1953.



- /4/ WEBER: Beurteilung von Betriebslastenzügen nach $\lambda_{UIC\ 71} = \beta_{UIC\ 71}$ auf der Grundlage des Allgemeinen Spannungsnachweises der Vorausgabe DV 804 (1979). Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München 1979.
- /5/ Vorschlag zur Schädigungsrechnung für bestehende Brücken. Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München 1979.
- /6/ STIER, W., ECKSTEIN und KIRSTEIN: Grundlagen der Betriebsfestigkeit für stählerne Eisenbahnbrücken. Seminare für Brücken- und konstruktiven Ingenieurbau der Deutschen Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München 1979.
- /7/ Ergänzende Erläuterungen und Begründungen zum Entwurf Betriebsfestigkeit für stählerne Eisenbahnbrücken. Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München.
- /8/ DV 804/Teile 1 bis 5 (Vorausgabe), Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI). Deutsche Bundesbahn 1979.
- /9/ PROMMERSBERGER, G. und H. SIEBKE: Das Belastungsbild UIC 71, die neue Bemessungsgrundlage für den Eisenbahnbrückenbau. Eisenbahntechnische Rundschau 25 (1976), H. 1-2, S. 33 - 40.
- /10/ Zusammenstellung zum S3-Verkehr. Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München.
- /11/ STEINHARDT, O.: Festigkeitsverhalten von "Schweißeseisen" aus Brückenbauwerken des 19. Jahrhunderts. Eisenbahntechnische Rundschau (26) 6-1977.
- /12/ STEINHARDT O., R. BAEHRE und D. KOSTEAS: Einfluß der Vorbelastung auf die Restnutzungsdauer schweißeiserner Brücken. Bericht Nr. 7496/2 vom 25.5.1979 der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Karlsruhe (TH).
- /13/ VALTINAT, G.: Restnutzungsdauer bestehender Eisenbahnbrücken - Verbindungstechnik - Vollwand- und Kastenträger - Aluminiumkonstruktionen. Vortrag bei der Veranstaltung "60 Jahre Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine" am 25. Juni 1981. Gegenwärtige Aufgaben in Lehre - Forschung - Praxis. Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 4. Folge - Heft 3, Karlsruhe 1981.
- /14/ KOSTEAS, D.: Fatigue Data for 100 Years Old Steel in Railway Bridges. SEE-Conference, Warwick, 3. - 6. April 1978.
- /15/ STIER, W., D. KOSTEAS und U. GRAF: Ermüdungsverhalten schweißeiserner Brücken. To be published in Der Stahlbau 1982.

Leere Seite
Blank page
Page vide



Betriebsbelastungen von Eisenbahnbrücken

Service Loading of Railway Bridges

Charges d'exploitation de ponts ferroviaires

L. DANIELSKI

Dr. -Ing.
Technische Universität
Warschau, Polen

J. RABIEGA

Dipl. -Ing.
Technische Universität
Warschau, Polen

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Bericht werden Resultate aus vierundzwanzigstündigen Messungen an Bauteilen von sieben verschiedenen Stahlbrücken aus dem Verkehrsnetz der polnischen Staatsbahnen vorgestellt. Eine Computersimulation mit einem Verkehrsmodell ist ebenfalls präsentiert. Die erzielten Ergebnisse können als Grundlage für eine rationelle Ermüdungsbemessung von stählernen Eisenbahnbrücken dienen.

SUMMARY

The article presents in-situ strain measurements made on constructional elements of 7 steel railway bridges over a 24 hour period. A computer simulation of the type of traffic found on the Polish National Railways is also presented. The results obtained may be used as the basis for a rational method of designing steel bridges for fatigue.

RESUME

Cet article présente les résultats de mesures de déformations relatives effectuées sur les éléments de construction de sept ponts-rails en acier sur une période de 24 heures. On présente également une simulation à l'ordinateur du type de trafic observé sur les chemins de fer nationaux polonais. Les résultats obtenus peuvent être pris comme base pour un dimensionnement rationnel à la fatigue des ponts en acier.



1. EINLEITUNG

In dieser Arbeit werden die Ergebnisse von Messungen und Berechnungen der Betriebsbelastungen von stählernen Brücken des PKP - Streckennetzes vorgestellt. Weiterhin werden Schlussfolgerungen inbezug auf das Ermüdungsproblem bei der Projektierung stählerner Eisenbahnbrücken gezogen. Dabei werden u.a. die Arbeiten von Hirt [5], Fryba [3,4] und der ORE-Bericht [2] sowie die Verkehrsspezifik der PKP berücksichtigt. Die charakteristische Belastung von Brücken der PKP unterscheidet sich grundlegend von der anderer Länder. Verwendet werden andere Fahrzeug- und Waggontypen, anders ist aber vor allem die Struktur der Güter- und Personen-transporte. Die hier vorgestellten ganztägigen Belastungsmessungen an sieben verschiedenen Brücken sowie die Simulation des Verkehrs von Ersatzzügen berücksichtigen Spezifik und Struktur der Brückenbelastung auf den Linien von PKP.

2. BESCHREIBUNG DER MESSOBJEKTE

Die Messungen wurden an Objekten der Magistrallinie und der ersten Klasse unterschiedlicher Verkehrsintensität durchgeführt. Die untersuchten Brückenfelder unterscheiden sich durch verschiedene Stützweiten, Benutzungsdauer sowie Konstruktionstypen der Hauptträger und Fahrbahnen. Die Belastung bildeten die durchfahrenden Züge, wobei die Messungen keinerlei Pausen bzw. Störungen des normalen Verkehrs bewirkten. Es wurde angenommen, dass die Messungen der Spannungswechsel über den Zeitraum eines Tages die Spezifik der Belastung des jeweiligen Objekts wiedergeben. Registriert wurden die zeitlichen Verläufe der Spannungswechsel in mittleren Trägerschnitten. Dabei wurde ein analoges Magnetregistriergerät mit 14 Kanälen des Typs Pemtec /amerikanische Produktion/ verwendet. Zwecks Anfertigung von Histogrammen und Sammelspektren der Spannungen, zur Aufteilung deren Zyklen in den einzelnen Intervallen auf ihnen gleichwertige Anzahlen, wurde die von ORE empfohlene "Rein - flow"- Methode gewählt. Eine genaue Beschreibung der Messobjekte, -apparatur sowie des Messschemas und der Analyse der Ergebnisse enthält der Bericht [1]. Auf Bild 1 wurden ausgewählte Oszillogramme der Spannungen durchfahrender, gemischter Güterzüge bei unterschiedlicher Ausnutzung der Waggons sowie für Träger verschiedener Stützweiten vorgestellt /Magistrallinie/. Bild 2 zeigt die täglichen Sammelspektren der Spannungen für Träger unterschiedlicher Stützweiten. Bild 3 gibt die Abhängigkeiten zwischen den Bereichen der Sammelspektren der Spannungen und den Trägerstützweiten an.

3. COMPUTER-SIMULATION DES EISENBAHNVERKEHRS

Der zunächst erstellte Algorithmus wurde für den Computer ODRA 1300 in Algol 1900 übertragen. Auf der Grundlage der Durchsicht und der detaillierten Analyse des auf der jeweiligen Linie kursierenden Wagenparks wurde die charakteristische Belastung durch den Wagenpark ermittelt, wobei die rechnerischen Parameter den wirklichen weitestgehend angenähert wurden. Dabei wurden die von den Zugleitern vorbereiteten Waggonkarten /die sog. R-7-Drucke/



ausgenutzt, die u.a. Informationen über Zahl der Achsen, die Ladefähigkeit sowie über das allgemeine Wagengewicht enthalten und auch Typ sowie Nummer der Lokomotive und die Waggonverteilung innerhalb des Zuges angeben.

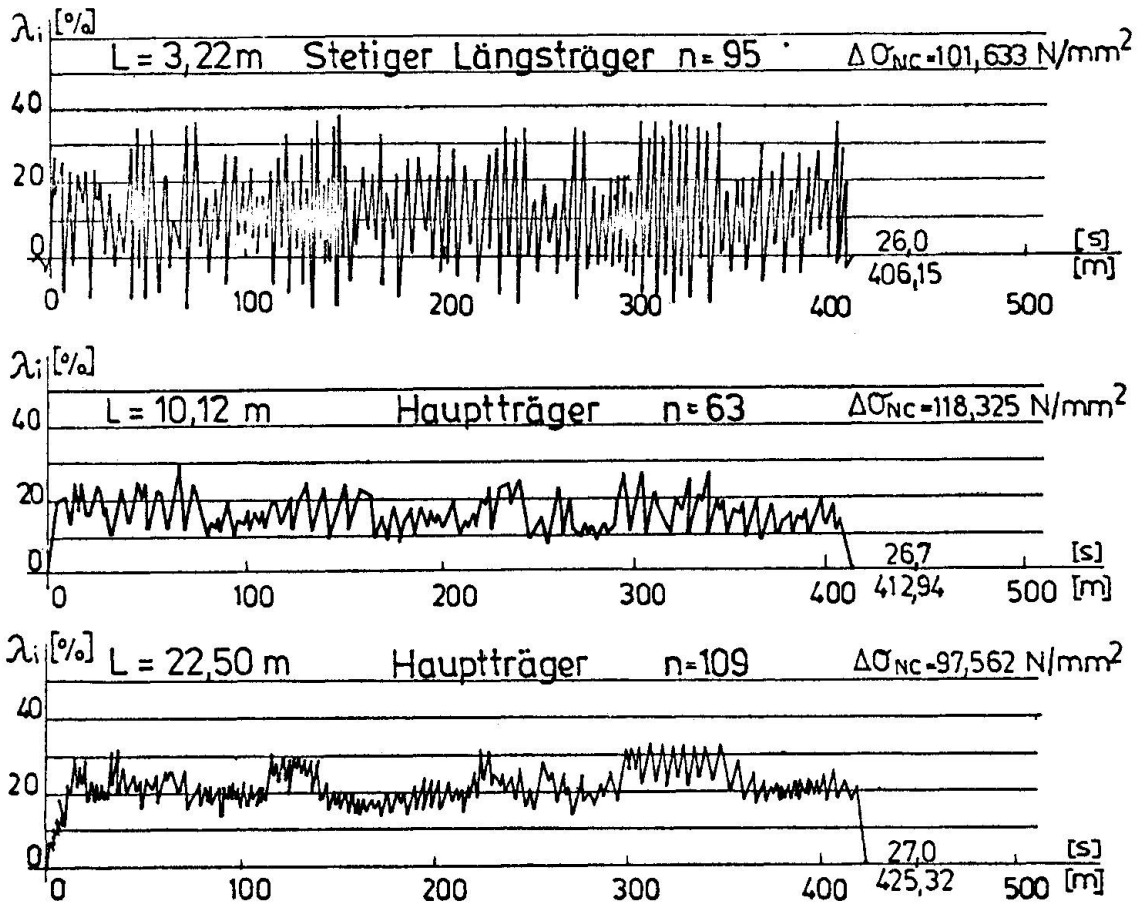


Bild 1. Oszillogram der Betriebsspannungen bei Durchfahrt eines gemischten Güterzuges

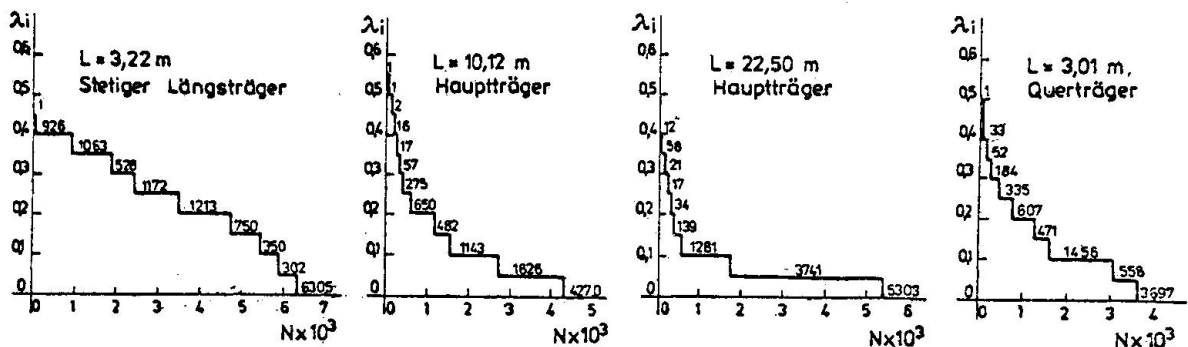


Bild 2. Tägliches Gesamtspektrum der Betriebsspannungen auf der Magistrale

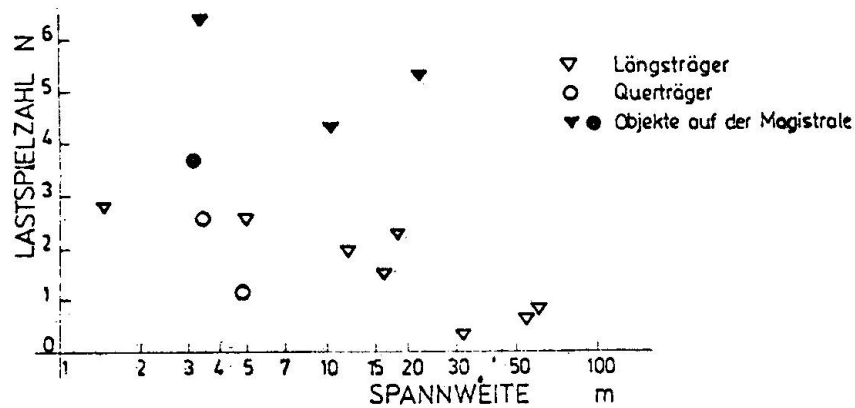


Bild 3. Zusammenhang zwischen den Ausdehnungen der Gesamtspektren der Betriebsspannungen und den Stützweiten der Träger

Die Zusammensetzung der Ersatzzüge und die charakteristischen Belastungstypen T_1 , T_2 , T_3 und T_4 wurden im Bericht [1] angegeben. Dabei wurde auch der wahrscheinliche Belastungsanstieg in nächster Zukunft berücksichtigt. Es zeigte sich, dass die Häufigkeit der Belastung von Eisenbahnlinien also auch der Brücken durch einen bestimmten Typ eines Ersatzfahrzeugs von der Bedeutung und Lage der Strecke innerhalb des PKP-Netzes abhängt. Die Berechnung des Verlaufs der Spannungswechsel wurde für einen breiten Bereich von Trägerstützweiten durchgeführt und auf die Belastung nach der Norm UIC und der polnischen schweren Norm NC / T_1 für eine Magistrallinie, T_2 für eine Linie erster Klasse/ sowie nach der leichten Norm NL/ T_3 für eine zweitrangige Linie, T_4 für eine Linie örtlicher Bedeutung/.

Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind Sammelspektren der Spannungen, die für unterschiedliche Trägerstützweiten und Kategorien von Eisenbahnlinien über den Zeitraum von einem Tag geführt wurden. Auf sie muss hier allerdings als Platzgründen verzichtet werden.

4. BERÜCKSICHTIGUNG DER BETRIEBSBELASTUNG BEI BENUTZUNG DES REDUKTIONSFAKTORS λ_T

Zwecks Bestimmung des Einflusses der Betriebsbelastung auf die Ermüdung wurde die nach ORE geeignetste Methode λ_T /des einstufigen Spektrum der gleichwertigen Schäden/gewählt.

Aus den Spektren der Spannungen wird der Wert des Koeffizienten λ_T aus folgender Gleichung berechnet:

$$\lambda_T = \frac{\overline{\Delta \sigma}}{\Delta \sigma_{\text{NORM}}} (\bar{N})^{1/k} = \left[\frac{1}{n_T} \sum_i n_i \lambda_i^k \right]^{1/k} \quad (1)$$

wobei: $\overline{\Delta \sigma}$ - gleichwertige Spannungsdifferenz, berechnet aus der Palmgren, - Miner - Hypothese

$\Delta \sigma_{\text{NORM}}$ - Spannungsdifferenz aus der Belastung durch den Normzug

\bar{N} - Mittlere Zahl der Zyklen der Spannungswechsel pro Zug

k - Neigung der Wöhlerlinie;
in den Berechnungen wurde beispielsweise die Kurve

SN 1 mit der Gleichung $\log N = 12,6 - 3,0 \log \Delta \sigma$
benutzt

n_T - Zuganzahl im betrachteten Zeitintervall

$\lambda_i = \Delta \sigma_i / \Delta \sigma_{\text{NORM}}$ - relative Spannung des Grades "i".

Die Prüfung auf Ermüdung erfolgt - unabhängig von der Bemessung nach der Festigkeit - nach der Formel

$$\lambda_T \Delta \sigma_{\text{NORM}} \leq \Delta \sigma_R(N) \quad (2)$$

wobei : $\Delta \sigma_R(N)$ - die Betriebsfestigkeit des gegebenen Typs eines Konstruktionselements.

Auf Bild 4a/wurden die relativen Spannungsdifferenzen und die Anzahl ihrer Zyklen b/ in Abhängigkeit von der Kategorie der Eisenbahnlinie, der Trägerstützweite und der Normlast gezeigt.

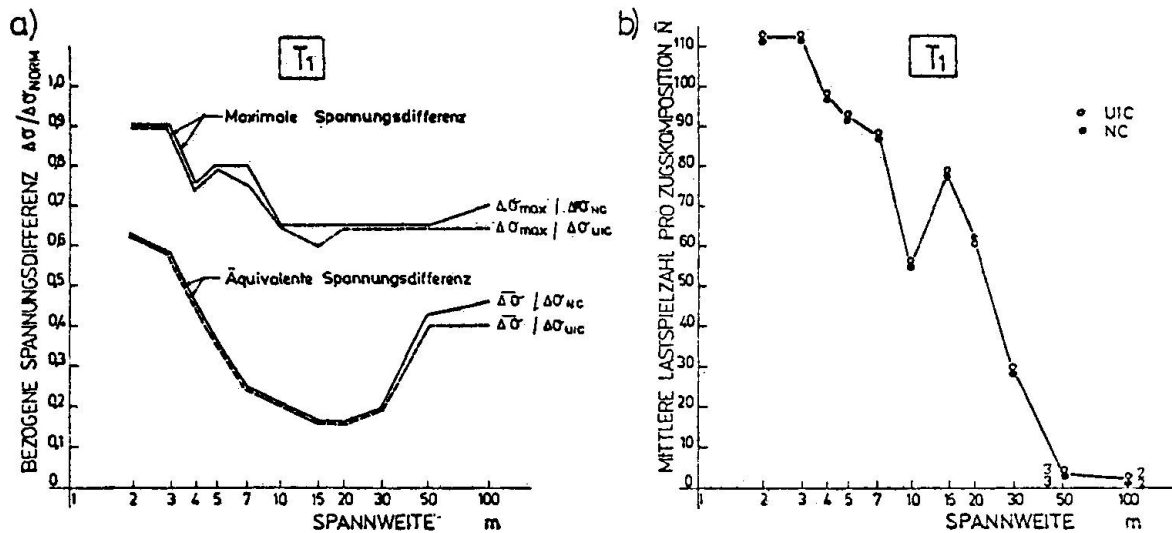


Bild 4. Relative Spannungsdifferenzen (a) und mittlere Zahl ihrer Zyklen (b) pro Zug bei Belastung T_1

Nach Lokalisierung der Werte von L und λ_T im rechtwinkligen Koordinatensystem ergibt sich eine Punktgruppe, deren Verteilung durch eine stetige Linie der Gleichung $\lambda_T(L) = b_1 + b_2/L$ beschrieben werden kann. Die berechneten T_1 Werte b_1 und b_2 sind auf Bild 5 angegeben.

Gezeigt wird ebenfalls der Ausgleich der Werte λ_T in Form einer stetigen Linie.

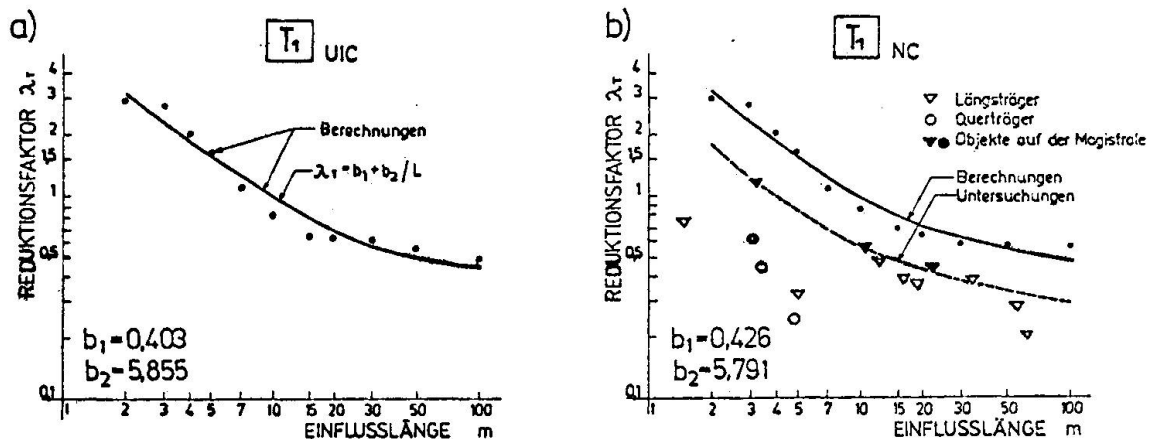


Bild 5. Abhängigkeit des Koeffizienten λ_T von der Stützweite des Trägers, dem Typ der Betriebslast und der Belastungsnorm

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Aus den durchgeführten Messungen und Berechnungen, ergeben sich folgende Schlussfolgerungen:

1. Die Konstruktionselemente der Brückenfelder unterliegen durch den täglichen Betrieb komplizierten, chaotischen Spannungszyklen, deren Werte wesentlich kleiner sind als die ihnen entsprechenden Belastungen durch den Normzug.
2. Die Bereiche der Sammelspektren der Betriebsspannungen sind von der Trägerstützweite abhängig: je kleiner die Trägerstützweite und je höher die Kategorie der Eisenbahnlinie, desto grösser sind die Bereiche der Sammelspektren. Die Zyklenzahl von $N = 2 \cdot 10^6$ wird meist deutlich überschritten.
3. Die Werte für den Reduktionskoeffizienten λ_T für Spannungen aus Belastungen nach der polnischen Norm NC unterscheiden sich unwesentlich vom Wert des Koeffizienten für Spannungen aus Belastungen nach UIC 71.
4. Die Werte des aus Messungen abgeleiteten Reduktionskoeffizienten λ_T sind in jedem Fall, aber insbesondere bei kleinen Trägerstützweiten, bedeutend geringer als die theoretisch berechneten.

Grosse Werte der theoretischen λ_T sind Konsequenz der akzeptierten Voraussetzungen. Insbesondere gilt das für die Annahme vereinfachter Rechenmodelle des Systems, die die räumliche Tragwirkung meist nicht berücksichtigen, während für den dynamischen Beiwert nach [6] meist überhöhte Werte angenommen werden.

LITERATURVERZEICHNIS

1. DANIELSKI, L., RABIEGA, J.: Określenie zbiorczych widm naprężeń eksploatacyjnych na podstawie pomiarów na obiektach. Raport Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej nr SPR - 35/80
2. Forschungs und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC), ORE D 128/RP 1-10; Statistische Verteilung der Achslasten und Beanspruchung von Eisenbahnbrücken. Utrecht 1972-1979

3. FRYBA, L.: Spektra namáhání ocelových železničních mostů. Inženýrské Stavby, 1980 z.1, s. 17-25
4. FRYBA, L.: Posuzování ocelových železničních mostů na unavu při provozním zatížení. Sborník prací VÚŽ, č. 20, 1980 s.23-56
5. HIRT, M.A.: Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet der Ermüdung und deren Berücksichtigung bei der Bemessung von Eisenbahnbrücken. Bauingenieur J. 52 /1977/, H. 7, S. 255-262
6. WTT. Projektowanie stalowych mostów kolejowych i kolejowo-drogowych; WP-D,DP-30. COIB Warszawa 1971

Leere Seite
Blank page
Page vide



Impact Factors for Composite Steel Box Girder Bridges

Coefficients de chocs pour les ponts-mixtes à poutres-mâîtresses en caissons

Stoßzuschlagsbeiwerte für Verbundbrücken mit Hohlkastenquerschnitt

M.S. CHEUNG

Public Works Canada
Ottawa, ON, Canada

M.Y.T. CHAN

Public Works Canada
Ottawa, ON, Canada

J.C. BEAUCHAMP

Public Works Canada
Ottawa, ON, Canada

SUMMARY

A dynamic measurement program was carried out on a number of steel-concrete composite box-girder bridges with different span lengths and number of spans. The program involved the multi-point measurement of strain and acceleration at selected locations in the bridges due to normal traffic and special test vehicles. The data acquired are used to determine bridge dynamic characteristics such as natural frequencies, modal shapes, impact factors and damping ratios. For the bridges tested, the average impact factor is about 15 to 16 percent. This value is lower than that by the current CSA and AASHTO formula.

RESUME

Une étude de mesures dynamiques fut conduite sur plusieurs ponts en construction mixte acier-béton, à poutres-mâîtresses en caisson, avec des travées en nombre et longueurs différents. Cette étude consistait à mesurer la déformation et l'accélération (à des points spécifiés) de ces ponts, dues à la circulation habituelle et à des véhicules d'essais. Les données recueillies sont utilisées pour déterminer les caractéristiques dynamiques de ces ponts, telles que les fréquences naturelles, les formes modales, les coefficients de chocs et les facteurs d'amortissement. Pour les ponts étudiés, la moyenne des coefficients de majoration pour actions dynamiques est approximativement de 15 à 16 %. Cette valeur se trouve plus petite que celle prescrite par la formule actuelle de CSA et d'AASHTO.

ZUSAMMENFASSUNG

An einer Reihe Verbundbrücken mit unterschiedlichen Spannweiten wurden dynamische Messungen durchgeführt. Das Messprogramm umfasste Dehnungs- und Beschleunigungsmessungen an zahlreichen Punkten ausgewählter Brückenquerschnitte unter normaler Verkehrslast und unter Sonderlasten. Die Messdaten werden für die Bestimmung dynamischer Kennzahlen wie Eigenfrequenz, Eigenschwingungsform, Stoßzuschlag und Dämpfung verwendet. Für die untersuchten Brücken wurden Stoßzuschläge zwischen 15 und 16 Prozent ermittelt. Die Werte sind kleiner als die nach der CSA- und AASHTO-Vorschrift berechneten Werte.



1. INTRODUCTION

Improved materials, new construction techniques and increasingly refined design and analysis procedures for static load on bridges have led to rapid advances in highway bridge engineering in recent years. More economical designs and longer spans have been achieved. In addition, there has been a gradual increase in permissible truck loadings on the roads. However, the vehicle loading and impact specifications in common use in Canadian and American bridge codes (1)(2) have not been modified since 1944. Recent tests in Ontario and in other countries indicate that impact factors considerably different from those used in design can occur in practice.

As a part of an on-going project to develop a data base on the dynamic behaviour of steel-concrete composite box-girder bridges, a preliminary dynamic measurement program was carried out on three such bridges of different sizes (single span, two-span continuous and five-span continuous). This field testing program involved the multi-point measurements of strain and acceleration at selected locations in the bridges, in response to normal traffic and special test vehicles. The results of the data acquired are used to characterize the bridge dynamics by the determination of impact factors, mode shapes and associated natural frequencies as well as giving estimates of the modal damping coefficients.

This paper gives a description of the instrumentation, the tests performed, the data analysis procedures, the results and a summary of the findings and conclusions.

2. DESCRIPTION OF THE BRIDGES

Three steel-concrete composite box-girder bridges were tested between 1978-1980. Pertinent geometrical data of these three structures are shown in Figure 1. All three bridges have solid concrete decks with typical cross-sections as shown. The Kleido River Bridge is a 210'-6" single-span twin box-girder bridge with a girder depth of 8'-1" and an overall deck width of 31'. Each girder of the bridge is supported on two steel bearings at each end. The Kouchibouguac River Bridge is a twin box structure with two 121' spans. The girders have a minimum depth of 3'-3" at the abutments and a maximum depth of 5'-3" at the pier. Two steel bearings per box are used at each support. The Muskwa River Bridge has five spans measuring 181'-3", 300', 300', 180' and 121'3", and an overall deck width of 37'. The structure is a twin steel box composite bridge with a depth varying from 5'- $\frac{3}{4}$ " minimum to 12'-6 $\frac{3}{4}$ " maximum. Similar steel bearings as in the other two bridges are used.

3. INSTRUMENTATION

Data was acquired in the form of bridge strain and acceleration at selected locations, in response to vehicle excitation. The bulk of the data was acquired in response to test vehicles although some data was obtained during passage of normal traffic.

3.1 Strain Gauge

The strain gauges used were ALLTCH resistive type weldable gauges. These gauges have a resistance of 120 ohms and a gauge factor of $1.93 \pm 3\%$. The gauges were mounted in the usual manner, the surface being initially prepared by grinding and buffing to remove the rust and scale, followed by degreasing prior to spot welding. Each gauge was treated as the active arm in a Wheatstone Bridge, and was connected to a dummy foil gauge in a bridge completion unit to complete a half-bridge circuit. This configuration would effectively eliminate any temperature induced strains. Figure 2 shows the locations of the strain gauges.

3.2 Acceleration

The accelerometers used were Bruel and Kjaer 8306 piezoelectric type accelerometers. They were preconditioned by Borr Brown 3620L amplifiers and had a calibrated output of $1.0 \text{ v/m}\cdot\text{sec}^{-2}$. The accelerometers were attached to a heavy block of steel and placed near the edge of the bridge. The locations of the accelerometers were as shown in Figure 2.

3.3 Recording and Display Instruments

All acceleration data and some strain data were recorded onto Ampex $\frac{1}{2}$ " #786 magnetic tapes using a RACAL STORE 7D FM tape recorder. A tape speed of 15/16 IPS was employed during all the tests. The STORE 7D has a bandwidth of DC-300 Hz at this tape speed.

Some strain data were also displayed on a Honeywell 8-channel oscillograph. Model 1883(A)-MPD amplifiers, giving a wide range of DC adjustment, were employed with the oscillograph.

A Spectral Dynamics Model 340 FFT analyzer was also used on site. This was useful for getting an idea of the frequency content of the acceleration signals while still in the field.

4. TEST VEHICLES

Two tractor-trailer units were rented locally for each test. Each vehicle was loaded with gravel and had an approximate gross vehicle weight W of about 85 kips (steering axle = $0.1 W$, dual axle = $0.45 W$ and tandem axle = $0.45 W$) This gross vehicle weight is roughly 90-95 percent of the standard HS25 vehicle.

5. TESTING PROGRAM

The tests conducted consisted of single, tail-gating and double vehicle tests. In the tail-gating tests, the trailing distance which produces the maximum negative moment at the pier was used. The double vehicle tests involved the two vehicles crossing the bridge side by side. For all tests, the vehicle speed was varied from 5 mph to 65 mph. This was done to study the response of the bridge to various vehicle speeds. The 5 mph runs would produce the crawl (or almost static) response of the bridge. The vehicle speeds and configurations for the tests are summarized in Table 1.



6. DATA ANALYSIS

6.1 Natural Frequencies

To evaluate the natural frequencies of the bridge, it is necessary to determine the frequency contents of the acceleration signals. This is achieved by applying the fast Fourier transform (FFT) procedure to the signals, thus transforming them from the time domain to the frequency domain. This procedure was carried out on the test data using a 1024 point Sande algorithm. The resulting frequency spectra were plotted. The spectral peaks in the frequency domain indicate resonance conditions at the particular frequency values, i.e., the various bending and torsional modes of natural vibration occur at these frequencies. It is generally very difficult to discern which frequency corresponds to a bending mode and which to a torsional mode. One method of separating the modes is to add and subtract the signals from two sensors located at opposing edges of the bridge, and perform a FFT on the resulting signals. By adding the two signals, the majority of the out-of-phase signals will be eliminated. Similarly, by subtracting the two signals, only the out-of-phase signals will remain. Some of the results obtained from this procedure are shown in Table 2. The higher modes are generally of no interest to a bridge engineer, since the most severe damage often takes place at the lower modes of vibration.

6.2 Impact Factor

The impact or dynamic amplification factor, a measure of how much the stresses resulting from the vehicle loads are magnified due to the dynamic nature of the loads, is generally expressed as the ratio of the dynamic component of the strains to its static counterpart at the peak or maximum value. The Canadian CSA code stipulated that the impact factor for a bridge is to be calculated according to the formula $I = 15/(38 + L) \leq 0.30$, where L is the span of the structure in metres ($I = 50/(125 + L) \leq 0.30$ in the American AASHTO code, L in feet). To determine the impact factor from the experimental strain data, it is necessary to extract the static or crawl component from the raw strain data. This was achieved by applying a digital low pass filter (pass band = 0.5 Hz) to the raw data. The results of the calculations are tabulated in Table 3. The maximum impact factors were found to be 27.0 percent for the Kouchibouguac River Bridge and 22.7 percent for the Muskwa River Bridge. These values are slightly higher than those prescribed by the codes. Both maximums were caused by high-speed single vehicle runs. The average value of the impact factors is 11.7 percent for the Kouchibouguac River Bridge and 7.2 percent for the Muskwa River Bridge. These are well below the code values.

6.3 Damping Ratios

Damping is a measure of the ability of the structure to dissipate energy through either mechanical friction or material hysteresis. This quantity is often expressed as a ratio or percentage of the critical damping. Critical damping is the smallest amount of damping for which no oscillation occurs in the free response of the structure. The damping ratio

Table 3 – Mean Value of Impact Factors

3.1 Kouchibouguac River Bridge

Gauge Number	North Bound Speed: (mph)						South Bound Speed: (mph)						Remarks								
	20		30		40		50		65		20			30		40		50		65	
	S2-5 Single Vehicle	4.6	9.1	*	14.7												*	7.5	15.5	27.0	
S2-7 Single Vehicle	19.3	11.4	*	16.0											23.3	8.8	18.0	26.1			
S2-8 Multiple Vehicle	9.9	9.7		8.2											4.3	-	9.5	6.3			
S2-5 Multiple Vehicle	7.3	7.5		10.8											14.2	12.8	12.4	8.9			- no measurement taken
S2-7 Multiple Vehicle	13.7	8.8		20.0											21.3	8.6	9.5	14.9			
S2-8 Multiple Vehicle	3.3	7.2		7.1											5.7	12.3	7.5	4.3			
S2-5 Tail-rating	13.9	5.8		17.3											15.9	15.3	19.5	7.7			
S2-7 Tail-rating	13.4	14.2		22.0											16.8	17.4	14.0	13.4			
S2-8 Tail-rating	5.7	9.8		5.3											9.2	15.1	8.5	6.5			

3.2 Muskwa River Bridge

Gauge Number	North Bound Speed: (mph)						South Bound Speed: (mph)						Remarks								
	20		30		40		50		65		20			30		40		50		65	
	S3-1 Single Vehicle	7.3	4.7	*	9.1												*	3.3	3.8	9.1	11.9
S3-2 Single Vehicle	4.5	4.4		7.6											3.9	5.6	8.3	8.0	9.3		
S3-3 Multiple Vehicle	5.8	5.0		6.4											7.1	11.1	8.6	10.0	7.7		
S3-4 Multiple Vehicle	3.4	4.7		5.8											5.0	3.5	7.1	3.0	3.7		
S3-5 Multiple Vehicle	6.3	4.9		4.2											3.0	3.1	4.5	4.9	4.2		
S3-6 Multiple Vehicle	4.4	3.0		5.4											5.0	8.2	19.4	22.7			
S3-7 Multiple Vehicle	9.7	9.3		6.2											10.1	-	-	11.0			
S3-1 Tail-rating	5.5	-		3.7											5.9	-	-	10.5			
S3-2 Tail-rating	5.9	5.9		8.6											7.2	-	-	7.3			
S3-3 Tail-rating	6.3	5.6		5.5											7.4	-	-	8.2			
S3-4 Tail-rating	3.3	3.3		2.5											4.0	-	-	6.0			
S3-5 Tail-rating	2.5	4.2		3.4											3.6	-	-	4.9			
S3-6 Tail-rating	5.6	10.9		6.7											7.3	-	-	6.7			
S3-7 Tail-rating	10.5	-		-											7.1	-	-	15.1			
S3-2 Tail-rating	8.5	-		-											5.0	-	-	11.5			
S3-3 Tail-rating	8.1	-		-											7.2	-	-	10.6			
S3-4 Tail-rating	7.2	-		-											9.8	-	-	10.7			
S3-5 Tail-rating	4.1	-		-											5.2	-	-	6.2			
S3-6 Tail-rating	4.8	-		-											5.0	-	-	6.8			
S3-7 Tail-rating	6.2	-		-											11.0	-	-	15.2			

Table 1 – Typical Testing Configurations

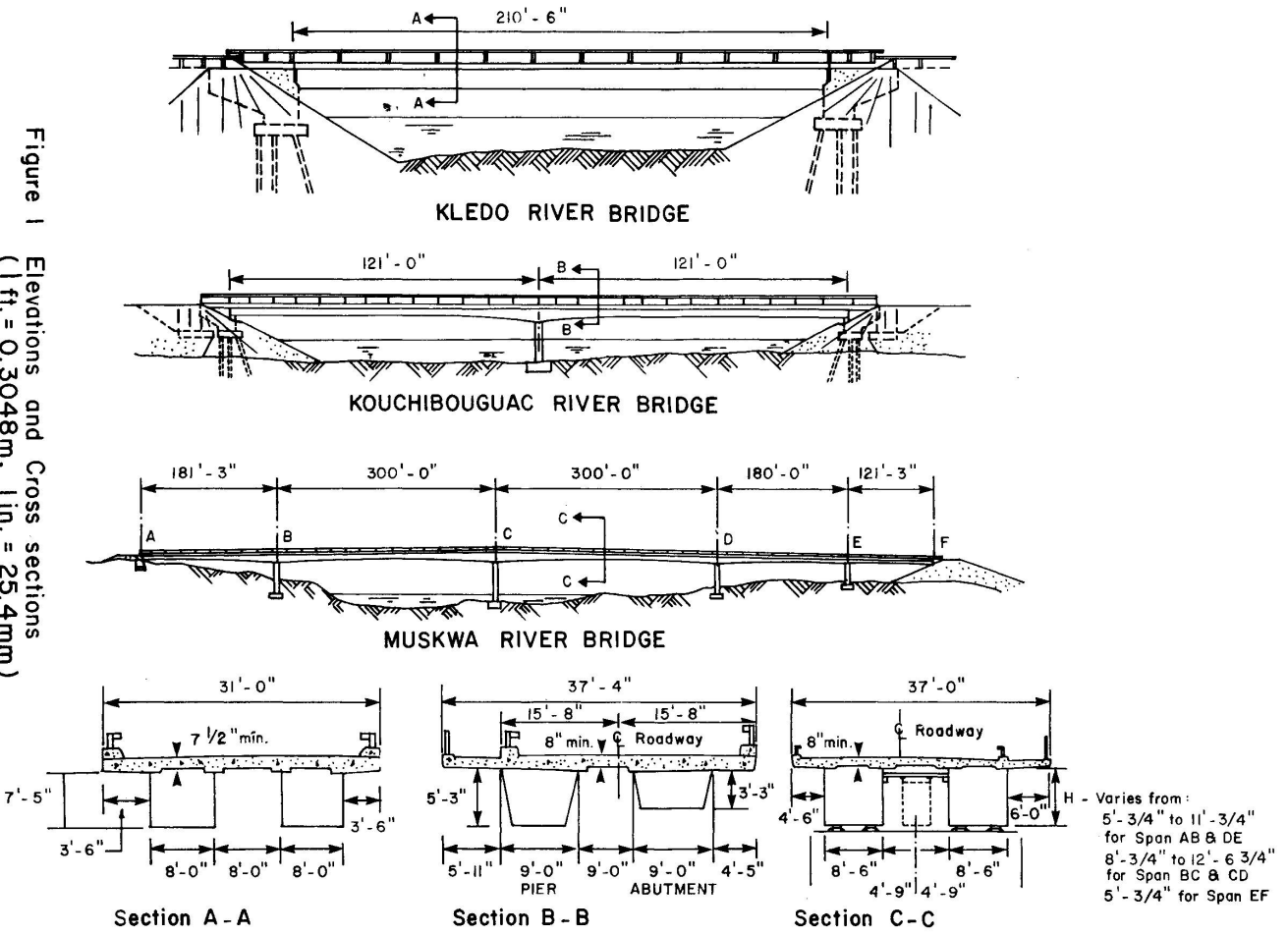
Name of Bridge	Vehicle Configuration	North Bound Speed: (mph)										South Bound Speed: (mph)													
		5		20		30		40		50		65		5		20		30		40		50		65	
		Kledo River Bridge	Single Vehicle	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Kledo River Bridge	Multiple Vehicle	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No		
Kledo River Bridge	Tail-gating	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No		
Kouchibouguac River Bridge	Single Vehicle	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No		
Kouchibouguac River Bridge	Multiple Vehicle	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No		
Kouchibouguac River Bridge	Tail-gating	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No		
Muskwa River Bridge	Single Vehicle	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes		
Muskwa River Bridge	Multiple Vehicle	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No		
Muskwa River Bridge	Tail-gating	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No		

Table 2 – Natural Frequencies (Hz) and Corresponding Modal Shapes

Mode Number	Kledo River Bridge	Kouchibouguac River Bridge	Muskwa River Bridge
1	1.47	B	1.8
2	1.76	T	2.9
3	3.93	T	4.2
4	4.74	T	4.5
5	5.11	B	8.2

B = Bending Mode
T = Torsional Mode

Figure 1 Elevations and Cross sections
(1 ft. = 0.3048m, 1 in. = 25.4mm)



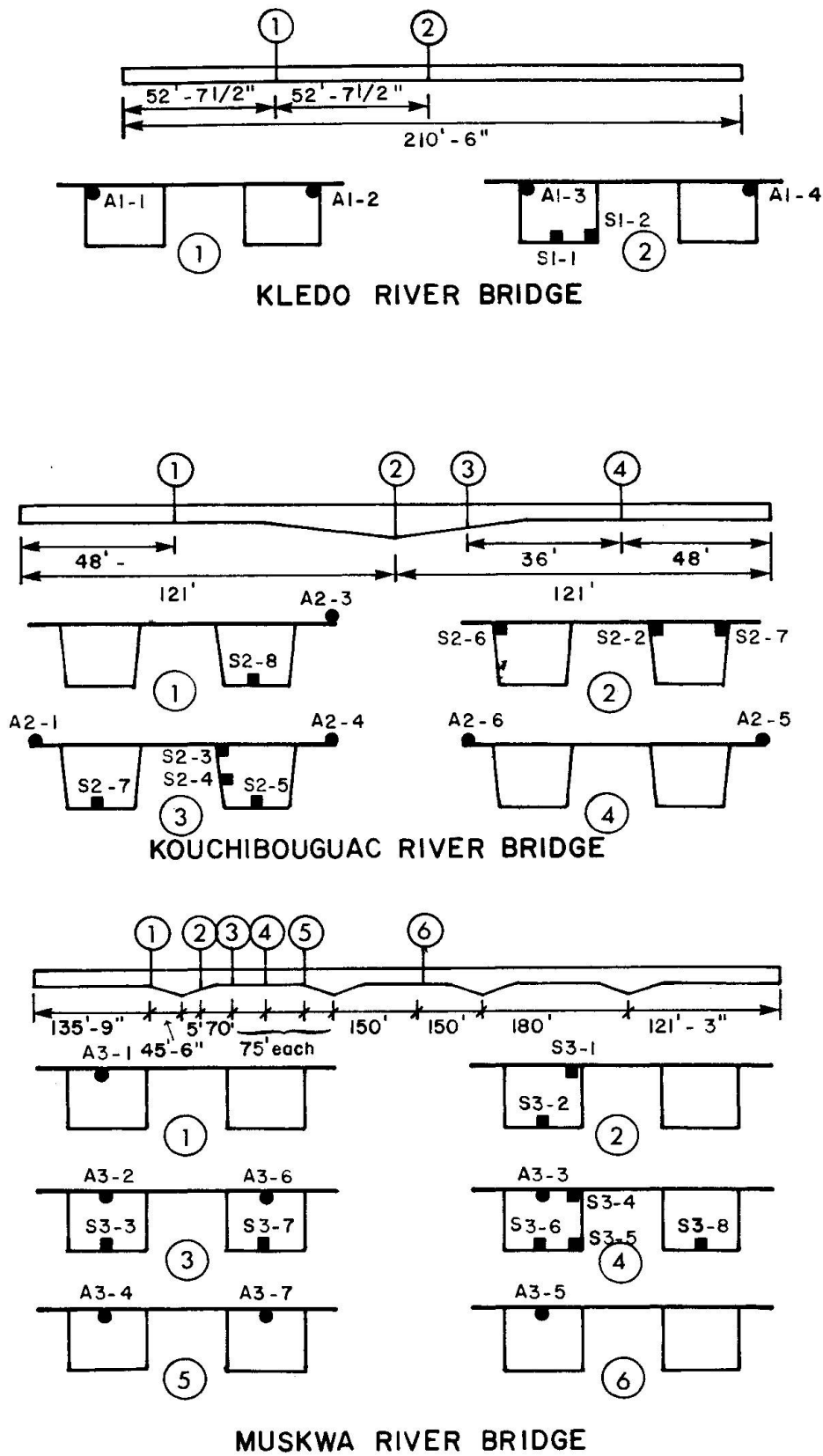


Figure 2 Strain Gange and Accelermeter Layout



can be determined by least square curve fitting an exponential decay curve through the first 10 to 20 cycles of the filtered acceleration signal. Applying this procedure to a number of runs on the Kouchibouguac River Bridge it was found that the damping ratios are 0.5 percent at 1.8 Hz, 0.4 percent at 2.9 Hz, and 0.6 percent at 4.2 Hz. These values are quite low compared to typical values of 1.0 to 2.0 percent found in most box-girder bridges. This implies that the structure is very lightly damped, i.e., the time required for the vibration to die down is comparatively long. The damping ratios for the Muskwa River Bridge are 1.4 percent at 0.9 Hz, 2.0 percent at 1.45 Hz, and 2.4 percent at 2.2 Hz. These values are typical of long span composite box-girder bridges.

7. SUMMARIES AND CONCLUSIONS

Fundamental frequencies of the steel-concrete composite box-girder bridges tested all lie between 1-2 Hz and are associated with a bending or flexural mode.

Maximum impact factors are found slightly higher than those prescribed by the codes. However, the average value of the impact factors is generally below the code value. Additionally, it should be recognized that these maximum impact factors are caused by single vehicle crossings which in general produce lower bending moments.

Impact factors corresponding to multiple vehicle configurations generally produce lower impact factors than a single vehicle configuration.

Mid span locations generally exhibit lower impact factors while quarter span and pier locations tend to yield higher values.

There is a general correspondence between higher impact values and higher vehicle speed.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

This project was initiated by the Transportation Directorate, Public Works Canada. The authors wish to express their sincere appreciation to PWC regional staff who were involved or assisted in the field testings.

REFERENCES

1. American Association of State Highway and Transportation Officials: Standard Specifications for Highway Bridges. AASHTO, 1977.
2. Canadian Standards Association: Design of Highway Bridges. CAN-S6-M78, CSA, 1978.
3. R.T. Lake: A Dynamic Test program for the Muskwa River Bridge. Parts I and II, Technical Report, Public Works Canada, 1978.
4. M.Y.T. Chan: Dynamic Field Testing of the Kouchibouguac River Bridge. Technical Report, Public Works Canada, 1981.



Strain Measurements on Steel Road Bridges

Mesures des déformations sur des ponts-routes métalliques

Verformungsmessungen an stählernen Strassenbrücken

Z. MĄNKO

Dr. Eng.

Technical University of Wrocław
Wrocław, Poland

A. WYSOKOWSKI

M. Sc.

Technical University of Wrocław
Wrocław, Poland

SUMMARY

The paper presents strain measurements made on steel bridges subjected to heavy international road traffic. Stress histograms are prepared for the main girders and deck elements to facilitate assessment of fatigue resistance.

RESUME

L'article présente les mesures de déformations faites sur des ponts-routes métalliques soumis au trafic lourd international. Les histogrammes des contraintes ont été tracés pour les poutres principales et les éléments du tablier, pour faciliter l'estimation de la résistance à la fatigue.

ZUSAMMENFASSUNG

An stählernen Strassenbrücken, die dem internationalen Schwerverkehr dienen, wurden Verformungsmessungen durchgeführt, welche im Artikel diskutiert werden. Mit Hilfe der ermittelten Spannungshistogramme soll eine bessere Abschätzung der Lebensdauer dieser Bauelemente ermöglicht werden.



1. INTRODUCTION

Present development and increase of the road transport intensity especially international transport of the big loads makes the problem lying in the investigation of the exploitational stress effect for the bridge construction for the road building specialists in the numerous countries.

Road bridges are designed in such a way that they carry the loads caused by the standard vehicles.

Standard loads are bigger than the loads of the vehicles moving along the roads, especially for the possibility of transport of the over-standard load. Assuming of such loads during the design of the construction for the resistance and stability is motivated by the necessity of guarantee before the steel yield point and buckling will be reached also under the sporadical big overload. The standard loads however are not used in such a way as the designing directions require. The road bridges are subjected to the various forces [1,2] during the exploitation, starting from the constant loads of the constructions themselves, unchangeable in time, through the slowly changing load resulting from the influence of the temperature and material strain, to the quickly changing various loads resulting from the moving vehicles.

Considering such a great randomness of the road bridge loads transversely and along the span the values of the internal forces in their elements cannot be easily calculated by means of the theoretical methods.

For this reason the strain measurements in the chosen types the road bridges steel span have been made, and in this way information about the particular elements of the bridge construction effort were obtained.

2 INVESTIGATIONS DESCRIPTION AND ORGANIZATION

Program of the investigation comprised four types of simply supported bridges differing in the span and the construction of the main girders and in the type of the deck.

General characteristics of the tested bridges with the specification of the measuring points is given on the Fig.1.

The tested bridges are placed on the main international roads characterized by great traffic. One of the bridges, is placed within a town. Street car traffic is also held on this bridge.

The measurements have been done by means of the strain gauges glued to the main girders flange in the one-second and one fourth of the span length as well as on the deck elements.

Initial values were recorded durably by means of two six-channel loop oscillograph on the lightsensitiver paper.

Additionally, in order to observe the speed and the way in which the vehicles move /overtaking, passing, traffic jam/ [4] the video recording was introduced. During the measurements there existed possibility of inspecting the results on the oscilloscope.

Detailed scheme of the measuring set is shown on Fig. 2.

In order to shorten the time of the recording in one hand and as the result of the attempt to record the traffic structure closest to reality on the other, six half-hour periods during the whole day were chosen, that is 24,00'-0,30', 4,00'-4,30', ..., 20,00'-20,30'. The results of the measurements obtained this way were related to the whole day. At the same time during the measurements the

TYPE	CROSS - SECTIONS	STRUCTURAL SCHEME	NUMBER OF MEASURING POINTS		
			CROSS BEAM	MAIN GIRDER BOTTOM FLANGE	TOP FLANGE
A	<p>ROLLED BEAMS ; CONCRETE SLAB</p>		—	12	—
B	<p>WELDED BEAMS ; CONCRETE SLAB</p>		—	12	—
C	<p>RIVETED BEAMS, STEEL DECK PLATES ; CROSS BEAM IN SPACING 200m</p>		4	4	4
D	<p>RIVETED BEAMS, STEEL DECK PLATES, CROSS BEAM IN SPACING 147m</p>		2	10	—

Fig.1. General characteristics of the tested bridges and measuring points distribution

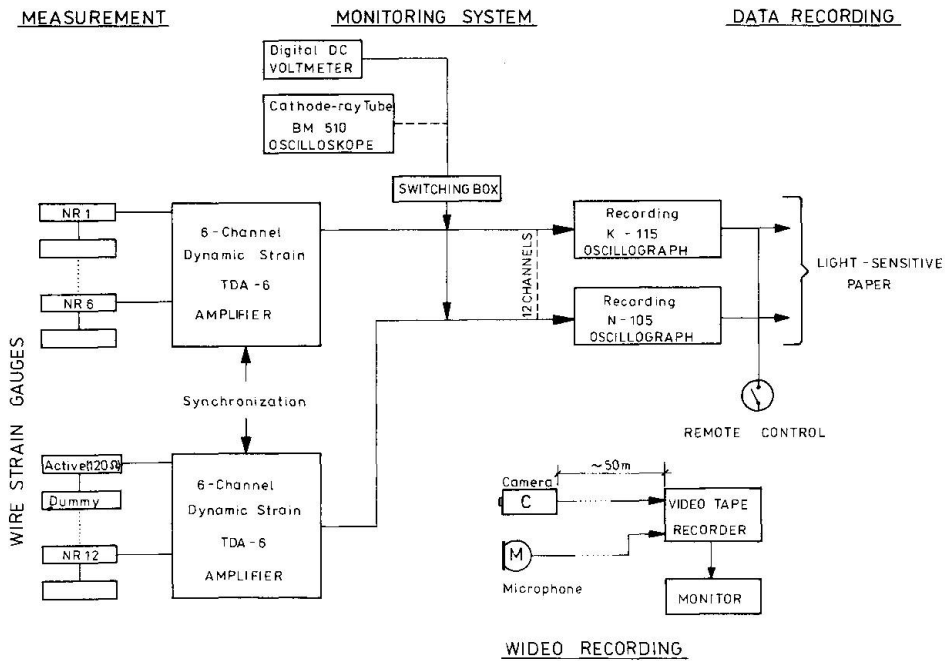


Fig.2. Data acquisition system



record of the traffic size and its structure.

3 THE MEASUREMENTS RESULTS ANALYSIS

In order to make analysis the obtained results were composed to the load traffic measurement from the all-Polish full-year investigations on the adequate routes and places. The analysis took into consideration the day of the week and month in which the measurements were made. Good conformity of the author's own results with the all-Polish traffic measurements was obtained. As the result of the traffic structure on the tested bridges record it can be stated that the relation of the number of trucks and passenger cars was included in the limits from 20/80 /for the city bridge/ to 29/71 /for the route leading in the direction of the border/. To illustrate the variety of the road bridge loads [1,3] in the table on Fig.3 the main types of the trucks which can be met on the Polish road most often were drawn up.

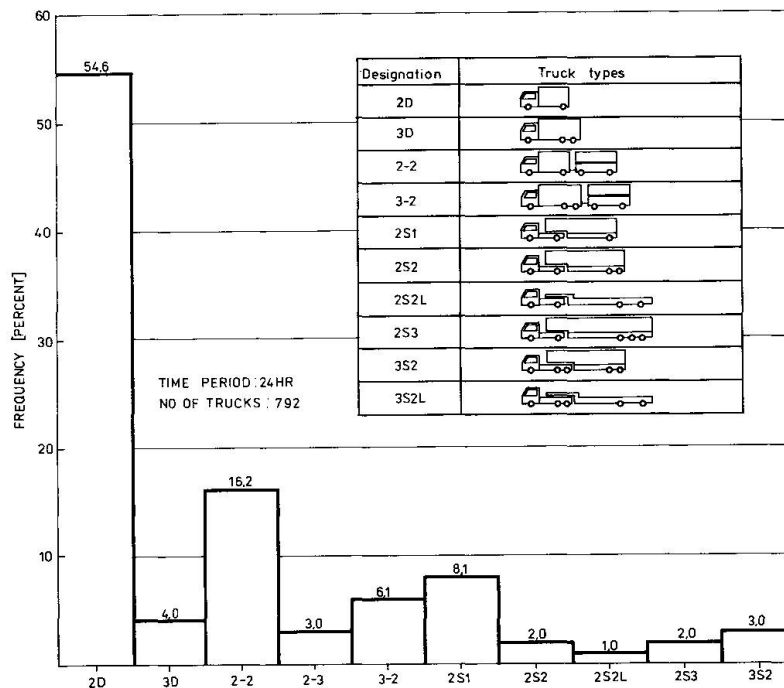


Fig.3. Frequency distribution of vehicles types from observations with the set of vehicle the most common on the Polish roads

The vehicles of the each type differ from one the other in the complete length, axial load and their base. The exemplary representative distribution of the particular type of the trucks frequency at appearance that was noted during the investigations of the bridge A is shown on Fig.3. Great similarity in the frequency of different types of the trucks appearance was noticed for different routes. Presented distribution shows that the great deal of the trucks taking part in the traffic are biaxial vehicles. The Fig.4 shows exemplary oscillograms recorded under the passage of four most common types of the vehicles for the span average length $l_t=17,50$ m /Bridge B /, the short one $l_t=7,50$ m/Bridge A/ and for the cross-beams in the spacing $b=2,00$ m /Bridge C/ and $b=1,47$ m /Bridge D/.

The oscillograms were obtained from the strain measurements for

the most loaded girders and cross-beams for the centre of their span.

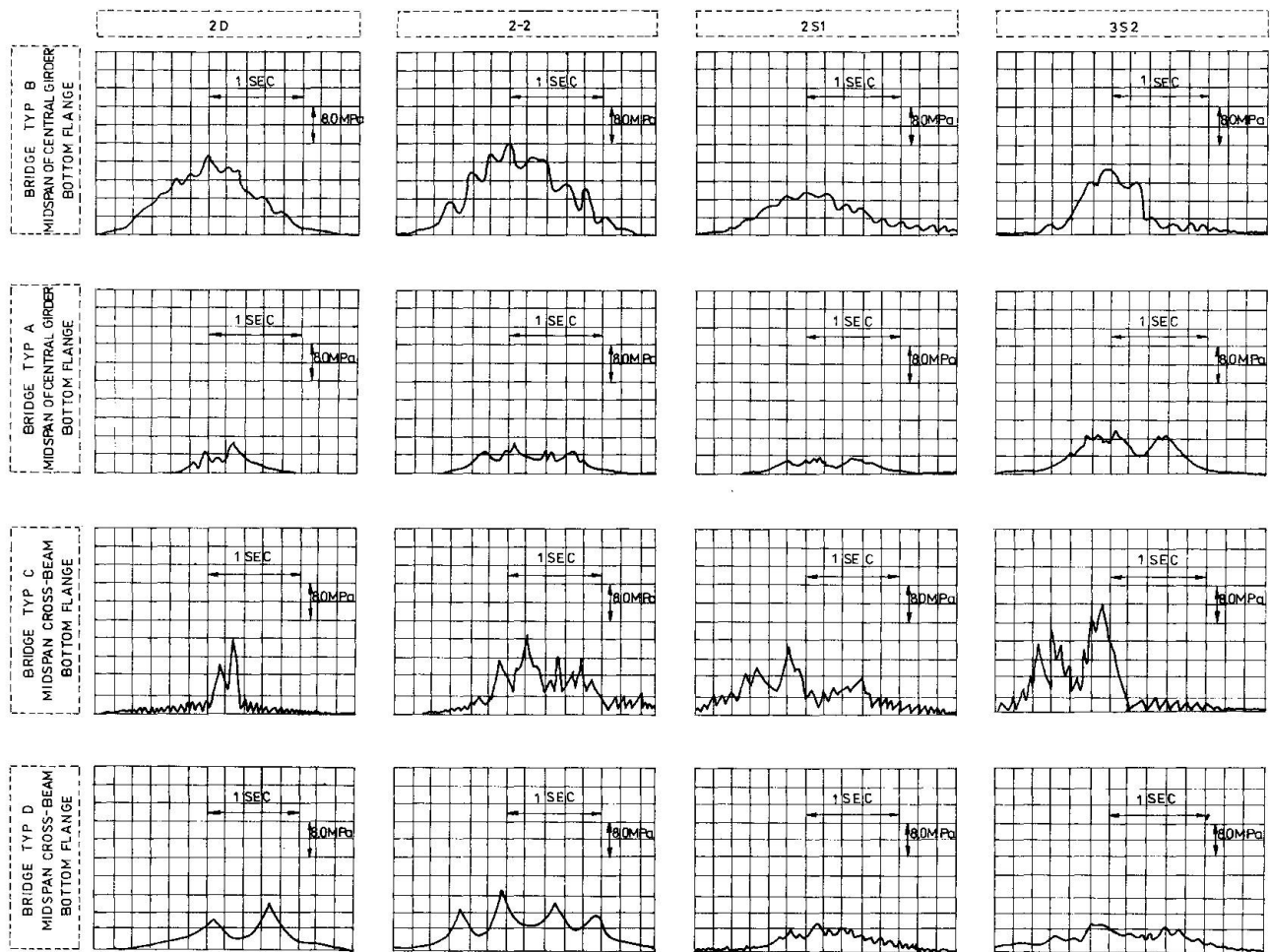


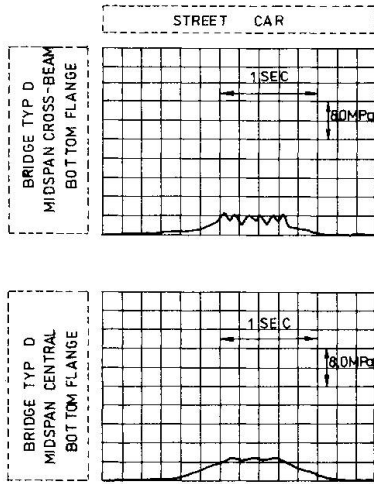
Fig. 4 Exemplary oscillographic records under four types of trucks passing

From the oscillograms results that the shorter the main beams length, or the spacing between the cross-beams, the bigger is the number of the cycles of stresses to which those elements are subjected. The number of the cycles of stresses depends also on the type of the truck passing the bridge which is connected with the number and the axle base of the given vehicle. It can be noted that the cross-beams are subjected to the more numerous cycles of the stresses than the main girders. On the Fig. 5 shown oscillograms which were recorded for the bottom flange of the cross-beam and the main beam of the bridge of the D type under the passage of the street car. The oscillograms show great influence of the track cooperation on the course of the stress. How remarkable is randomness of the stresses to which particular steel bridge construction elements are subjected can be noticed on Fig. 6. This figure shows the history of absolute scope of stresses which occurred in the span centre, of the B type bridge central main girder in the order of their appearance. In order to evaluate the extend of the tested bridge's various elements of the construction exploitational effort, stress histograms [1] shown on Fig. 7. were made for them.

Comparing the histograms No 1 and 2, made for type C bridge main girder in the midspans it can be noticed that despite full



symmetry of the main girders and theoretical lack of cooperation of the deck elements with the main girders the histogram No 1 made for the top flange demonstrates higher level of the stress range than the histogram No 2 made for the bottom flange. This is caused by the co-operation of the deck and flooring which is in such type of deck not taken into consideration in the calculations.



In this case neutral axis moves toward bottom thanks to which the top flange stresses become bigger. It can be noticed that the stress range distribution for the central beam No 3 and the terminal beam No 4 of the type B bridge differ essentially. For the central beam frequency of higher stresses occurrence is much bigger than for the terminal one. The histogram No 5 and 6 have been made for the cross-beams. Recorded negative values are the result of the cross-beams work as continuous structure which is not taken into consideration in the calculation for the cross-beam of this type.

Fig.5 Oscillographic records under street car passing

Particular histograms present calculated stresses from the dead load and from the live specifications, for the corresponding places of the construction with the total number of events.

The maximum stress span equaled from 14,0MPa \pm 2,0 MPa for the less efforted elements to 30,0 MPa \pm 2,0 MPa for the most loaded central beam of the type B bridge.

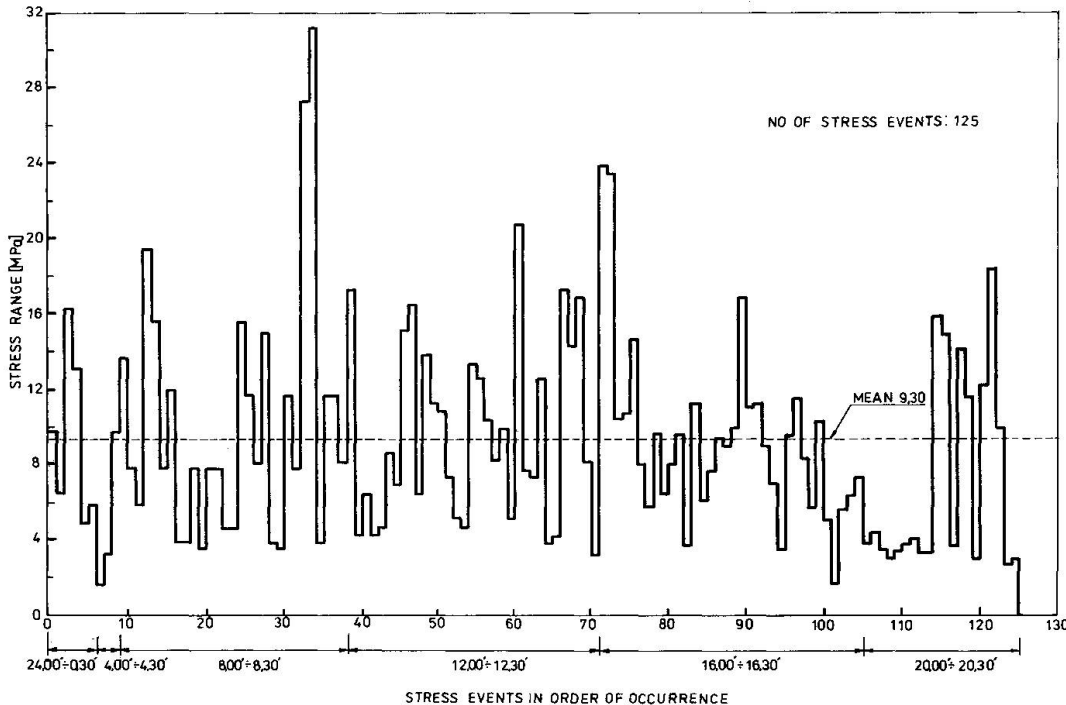


Fig.6. Sequence of stress range events

The relation of the measured stresses to the calculated ones from the live load together with the dynamic influence, that is the range to which stresses are used was included in the limits from 13,2% to 38,4% for the tested bridges whereas the relation

between the measured and calculated stresses from the dead load oscillates in the interval from 12,1% for little loaded terminal beam to 104,5% for the cross-beam.

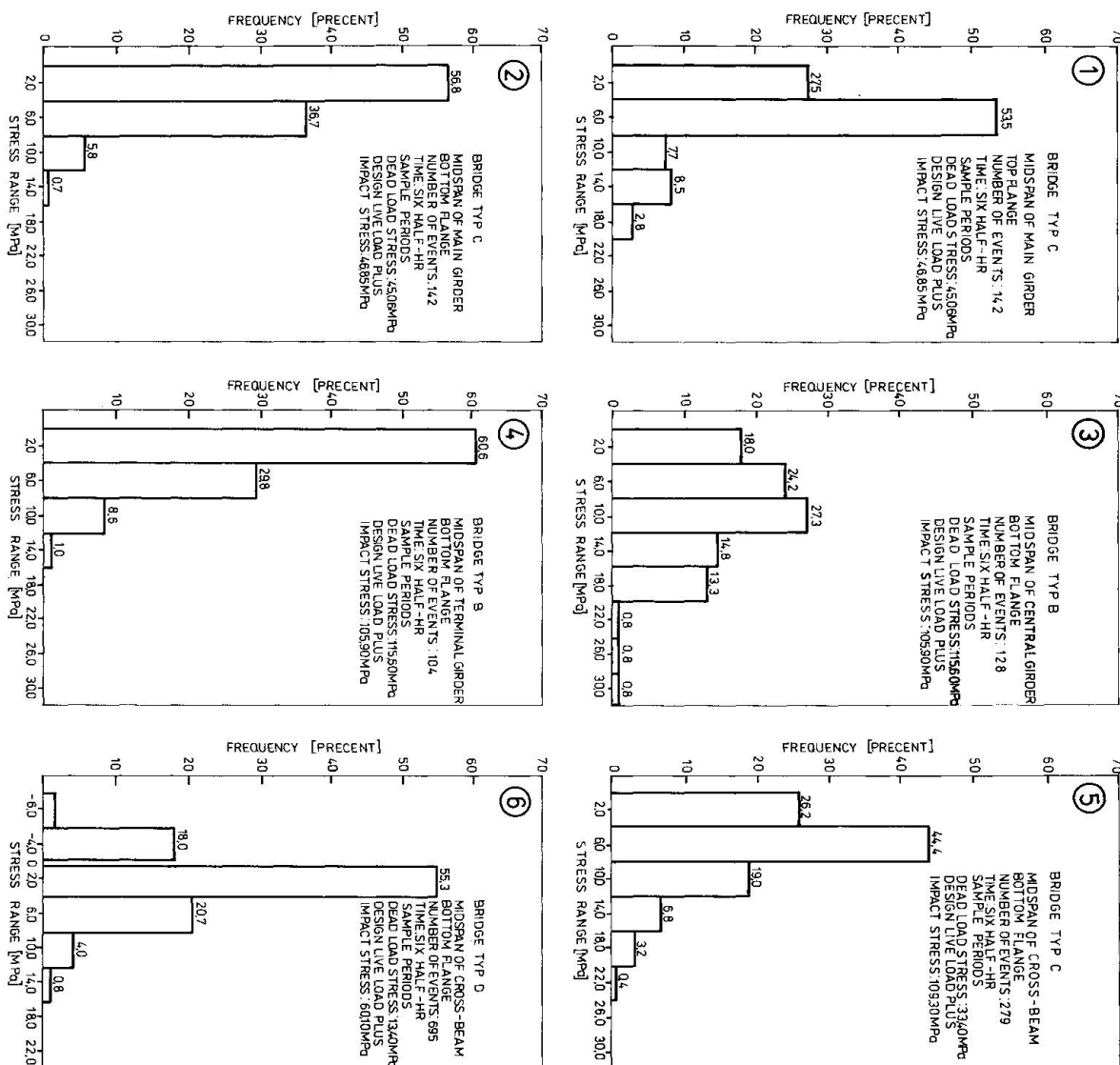


Fig.7 Exemplary frequency distributions of stress range from strain measurements

Having at the disposal a number of data about the stresses of the various types of bridges placed on the routes characterized by different intensity of traffic; considering expected increase and change of the traffic structure and applying one of the cumulative damage methods one can obtain exploitational resistance for the steel road bridges and the durability of the exploited bridges.

4. CONCLUSIONS

The above investigations allowed to observe the specific character of the stock of vehicles running on the Polish roads and their influence on the bridge construction. Generally, it can be noted that the construction elements stresses for all tested bridges are remarkably smaller than the stresses



calculated under the normative loads. The difference results not only from the fact that used vehicles are much lighter than the normative vehicles but also from the following facts:

- the cases that there is more than one vehicles on the bridge are isolated [2], and all traffic lanes are fully loaded very seldom. During the investigations from 8 to 32 cases of trucks passing on the bridge were noted daily. Much more cases of trucks passing on the bridge /about 120/ and several jams were noted on the city bridge where the traffic intensity is bigger
- dynamic influence on the live loads is smaller than it is considered in calculations
- there is a remarkable influence of the deck elements, floor layers, railings co-operation with main girders
- in the case of deck elements we observe also the influence of continuous, which is not taken into consideration in the calculations

It can be noted that the phenomenon of fatigue for the deck elements and girders of small span should be taken into account much more than in the case of medium and big span girders.

In order to avoid the danger of possible fatigue crack in the newly designed bridges, or early preventing them in the exploited bridges the exploitational resistance of the steel road bridges should be evaluated which can be done on the basis of knowledge of the stress histograms.

Presented investigation should be treated as the diagnostic ones. For the closest future the investigations of wider range are planned which will include more types of bridges with various static schemes, with measurements system and perfection of the way of elaboration of the data.

REFERENCES

- 1 CUDNEY G.R.; Stress Histories of Highway Bridges. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST12, December 1968, pp. 2725-2737
- 2 GALAMBOS CH.F., ARMSTRONG W.L.; Acquisition of Loading History Data on Highway Bridges, Public Roads, Vol. 35, No. 8, June 1969 pp. 177-189
- 3 HEINS C.P., DERUCHER K.N.; Truck Characteristics and Stress Spectra for Steel Highway Bridges. Public Roads, Vol. 41, No. 3, December 1977, pp. 132-139
- 4 HOBST E., KYŠKA R., SOKOLIK A.; Digitalizacia zaznamov merani priehybov cestnych mostov od prevadzkového zasztazenia s využitím minipocitaca. Inženýrske Stavby, No. 4, 1980, pp. 124-127

Verkehrslasten und Beanspruchungen von Strassenbrücken

Traffic Loads and Stresses in Road Bridges

Charges de trafic et sollicitations des ponts-routes

M.R. PFEIFER

Dipl. -Ing.

Fraunhofer-Institut für Betriebsfestigkeit (LBF)

Darmstadt, BRD

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag berichtet über Untersuchungen an zwei Strassenbrücken aus Stahl, deren Verkehrsbelastungen durch unterschiedliche infrastrukturelle Gegebenheiten gekennzeichnet sind. Die Messtechnik zur Erfassung von Verkehrslasten und Betriebsbeanspruchungen wird erläutert. Anschliessend werden die Messergebnisse von Verkehrslasten und Bauteilbeanspruchungen dargestellt sowie die Problematik einer Prognose bezüglich des zukünftigen Verkehrsaufkommens diskutiert.

SUMMARY

This paper presents an investigation of two steel road bridges subjected, by nature of their locations, to markedly different traffic loadings. The techniques for measuring and recording both vehicle weights and the stresses generated under service conditions are explained. The results of these measurements of traffic loads and forces in structural components are presented along with a discussion of the prediction of future traffic volume.

RESUME

Cet article présente les résultats de l'auscultation de deux ponts-routes en acier soumis à des charges de trafic notablement différentes de par leur conception et leur situation. On expose les techniques utilisées pour mesurer et enregistrer les charges des véhicules ainsi que les sollicitations induites dans l'ouvrage sous les conditions de service. On présente les résultats de ces mesures et une discussion sur la prévision du volume de trafic futur.



1. EINLEITUNG

Veranlaßt durch Risse an verschiedenen Brückenbauteilen, wurden Fragen der Schwingfestigkeit (Ermüdung) für stählerne Straßenbrücken während des vergangenen Jahrzehnts zunächst in den USA untersucht und Empfehlungen für die Bemessung solcher Bauteile erarbeitet. Daneben wurden u.a. in Großbritannien und in der Schweiz entsprechende Bauvorschriften erstellt. Derzeit wird in verschiedenen europäischen Ländern sowohl auf nationaler als auch auf internationaler Ebene intensiv an der Erforschung von Schwingfestigkeitsfragen im Brückenbau gearbeitet.

Mit diesen Fragen beschäftigt sich auf deutscher Seite u.a. das Fraunhofer-Institut für Betriebsfestigkeit (LBF) in Darmstadt im Auftrage des Bundesministers für Verkehr (BMV), der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und im Rahmen eines europäischen Gemeinschaftsprojektes, an dem auch je ein Institut aus Belgien, Frankreich, Großbritannien, Italien und den Niederlanden beteiligt ist und das teilweise von der Europäischen Gemeinschaft für Kohle und Stahl (EGKS) finanziert wird. Ziel dieser Untersuchungen ist zunächst die Ermittlung genauer Informationen über ursächliche Verkehrslasten und daraus resultierenden Betriebsbeanspruchungen. Mit diesen Kenntnissen kann dann eine Vielzahl von Problemen behandelt werden, deren Lösung dringend erforderlich ist, z.B.:

- Auf europäischer Ebene wird im Rahmen von EUROCODE III an Bemessungsunterlagen für Stahlbrücken gearbeitet. Für realitätsbezogene Annahmen sind umfangreiche Daten gemessener Verkehrslasten und -beanspruchungen erforderlich.
- Die in der in Deutschland geltenden DIN 1072 angegebenen Lastannahmen für Straßenbrücken gehen von einer statischen Bemessungslast aus; Fragen zeitlich veränderlicher Lasten und ein damit verbundener Betriebsfestigkeitsnachweis bleiben derzeit unberücksichtigt.
- Bemühungen, in Europa einheitliche Vorschriften für zulässige Achs- und Gesamtlasten zu schaffen, führten in Deutschland zu Überlegungen, in welchem Umfang und mit welchen Folgen die derzeit gültigen gesetzlichen Grenzwerte heraufgesetzt werden können.

In den vergangenen Jahren wurden vom LBF neben Messungen an Eisenbahnbrücken auch umfangreiche Untersuchungen an zwei Stahlstraßenbrücken durchgeführt, wobei sowohl die ursächlichen Verkehrslasten als auch die resultierenden Verkehrsbeanspruchungen zeitgleich und kontinuierlich erfaßt wurden.

2 MESSTECHNISCHE ERFASSUNG VON VERKEHRSLASTEN UND -BEANSPRUCHUNGEN

Unter Verkehrslasten werden hier ganz allgemein außer den durch die Masse der Fahrzeuge verursachten Kräften (Rad- bzw. Achslasten) auch die Achsabstände, die Zahl der Achsen pro Fahrzeug und die Abstände der Fahrzeuge untereinander verstanden. Die Verkehrsbeanspruchungen sind diejenigen Dehnungen bzw. mechanischen Spannungen, die aus den oben definierten Verkehrslasten resultieren.

Bei den Verkehrslasten und -beanspruchungen handelt es sich um zeitabhängige Größen, die sich zufallsartig ändern. Es ist daher bei den hier behandelten grundsätzlichen Untersuchungen notwendig, den vollständigen Verlauf dieser Größen kontinuierlich zu erfassen. Im Hinblick auf eine spätere detaillierte und u.U. nach verschiedenen Gesichtspunkten durchzuführende Analyse sollten die Meßsignale auf Analogmagnetband registriert und nicht on-line an Ort und Stelle ausgewertet werden.

Für die Messung von Achslasten verwendet man spezielle Wiegeplatten, das sind in einem besonderen Rahmen gelagerte Stahlplatten, die sich unter Belastung in definierter Weise durchbiegen. Die der Last proportionale Durchbiegung wird mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen gemessen, deren spezielle Verschaltung ein von der Laststellung und von Temperatureinflüssen ausreichend unabhängiges Meßsignal liefert. Die neben den Achslasten zur Beschreibung der Verkehrslasten erforderlichen nachgenannten Größen lassen sich mit Hilfe weiterer Signalgeber (z. B. Induktionsschleife oder Piezokabel) ermitteln: Identifikation der Fahrzeuge, Fahrzeuggeschwindigkeit, Anzahl der Achsen, Achsabstände und Abstand der Fahrzeug untereinander.

Mechanische Spannungen in Bauteilen können mit hoher Genauigkeit mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS) erfaßt werden. Je nach der Meßstellenanordnung können sog. Nennspannungen in ungestörten Querschnitten, z. B. an einem Längsträger in der Mitte zwischen zwei Stützen, oder örtliche Spannungen, z. B. in der Nähe eines Steifigkeitssprunges, ermittelt werden.

3. LASTBILD DES STRASSENVERKEHRS

Da sich die Beanspruchung einzelner Bauteile nach ihrer Einflußlänge und ihrer Einbindung in die Konstruktion richtet, besteht ein Lastbild des Straßenverkehrs in Abhängigkeit von dem jeweiligen Bauteil aus Einzelgrößen oder einer bestimmten Kombination mehrerer Einzelgrößen. Allerdings muß ein solches Verkehrslastbild wegen der freien Spurwahl der einzelnen Fahrzeuge auf gewissen Vereinfachungen beruhen.

3.1 Definitionen

Die grundlegenden Größen des Lastbildes sind Abstände und Lasten (Bild 1). Auf einer Fahrspur sind Rad (Einzel-, Zwillingrad), Achse, Fahrzeug, Fahrzeugzug und auf mehreren Fahrspuren zusätzlich Fahrzeugpuls zu berücksichtigen. Vereinfachend wird in der Regel angenommen, daß die Fahrzeuge auf einer Fahrspur alle spurgetreu hintereinander fahren.

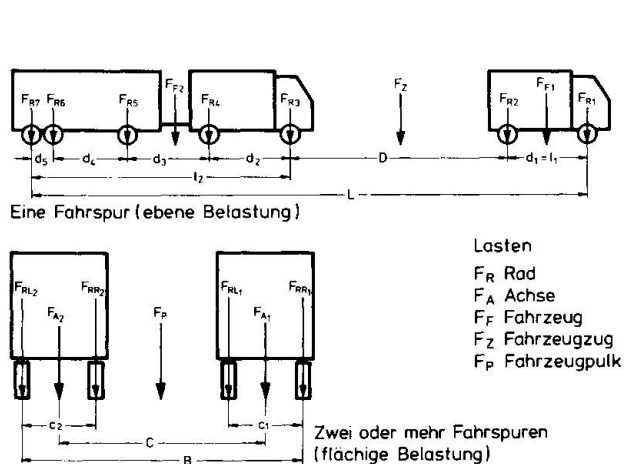


Bild 1: Definition von Verkehrslasten

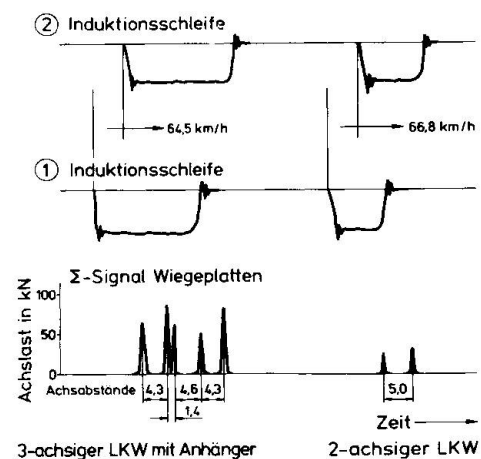


Bild 2: Beispiel gemessener Verkehrslasten

Als Beispiel für gemessene Verkehrslasten zeigt Bild 2 ausschnittsweise die auf einer Fahrspur nacheinander aufgetretenen Achslasten: Einem dreiachsigen Lastkraftwagen mit zweiachsigen Anhänger folgt ein zweiachsiger Lastkraftwagen. Mit Hilfe der Geschwindigkeit, die aus der



zeitlichen Abfolge der Signale zweier Induktionsschleifen ermittelt werden kann, werden die Achsabstände berechnet.

Zur statistischen Beschreibung der Verkehrslasten ist im Hinblick auf eine bessere Übersichtlichkeit bei der weiteren Verwendung der Ergebnisse die Definition von Fahrzeugtypen notwendig (Bild 3). Die Zuordnung zu einem bestimmten Fahrzeugtyp erfolgt in Abhängigkeit von der Achszahl und den Achsabständen unter Berücksichtigung der deutschen Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung und von Herstellerangaben. Feste Unterscheidungsmerkmale sind danach z. B., daß es sich bei einem Achsabstand unter 2,00 m um eine Doppelachse handelt. Fahrzeuge, die nicht den Typen 2 bis 20 zugeordnet werden können, werden als Typ 1, als sogenannte Sonderfahrzeuge, zusammengefaßt.

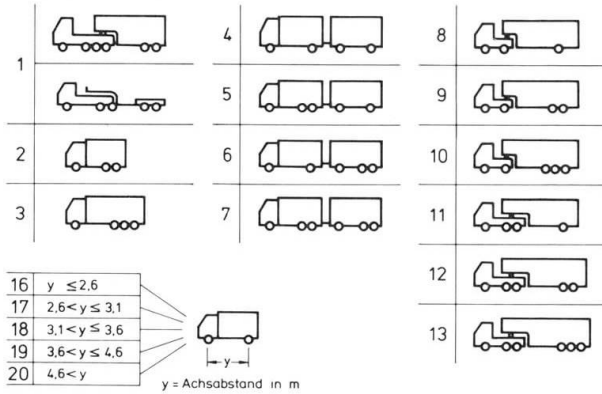


Bild 3: Klassifizierung von Straßenfahrzeugen

3.2 Ergebnisse von Betriebsmessungen

Zur detaillierten Untersuchung von Verkehrslasten in Verbindung mit sich daraus ergebenden Bauteilbeanspruchungen an Stahlbrücken wurden zwei Standorte mit sehr unterschiedlichen infrastrukturellen Gegebenheiten festgelegt: Zum einen die Rheinbrücke (Raiffeisenbrücke) bei Neuwied und zum anderen die Autobahnbrücke "Limburger Bahn" im Zuge der Autobahn A 5 Hamburg - Basel bei Frankfurt.

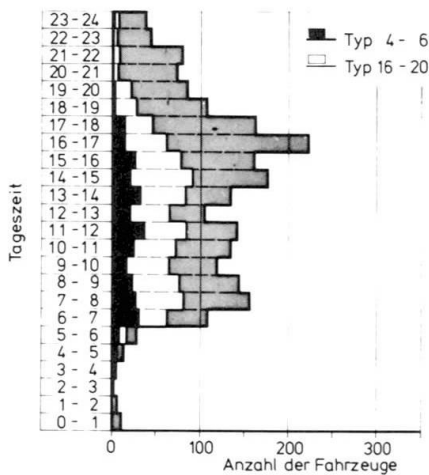


Bild 4: Histogramm aller Fahrzeugtypen, tageszeitabhängig (Neuwied)

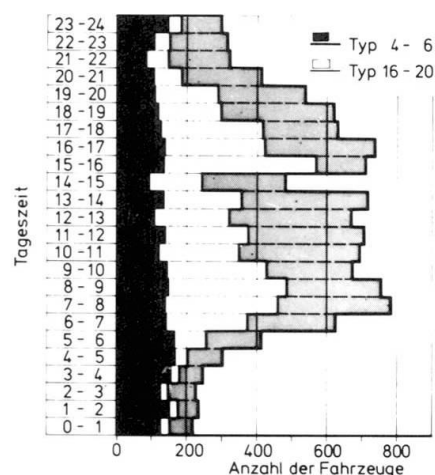


Bild 5: Histogramm aller Fahrzeugtypen, tageszeitabhängig (Frankfurt)

In Neuwied ist überwiegend Regionalverkehr anzutreffen. Dies wird deutlich, wenn man das stündliche Verkehrsaufkommen während 24 Stunden analysiert; als Beispiel hierfür ist die rechte der drei Fahrspuren Richtung Neuwied herausgenommen, denn sie hat die höchste Fahrzeugbelegung und wird primär von Lastkraftwagen benutzt. Wie Bild 4 zeigt, ist die Fahrzeugdichte sehr stark von der Tageszeit abhängig: Zwischen 0.00 und 5.00 Uhr ruht

der Verkehr nahezu; ab 5.00 Uhr nimmt die Verkehrsdichte rasch zu und erreicht zwischen 7.00 und 8.00 Uhr ihr morgendliches Maximum. Die größte Fahrzeugdichte wurde in der Nachmittags-Rush-Hour zwischen 16.00 und 17.00 Uhr registriert. Erwartungsgemäß fallen die Maxima stündlicher Häufigkeiten der Lastkraftwagen mit Anhänger (Typen 4 bis 6) und der zweiachsigen Lastkraftwagen (Typen 16 bis 20) nicht mit dem Maximum des Gesamtverkehrs zusammen, sondern lagen am Tage der Messung zwischen 11.00 und 12.00 Uhr für die Typen 4 bis 6 und zwischen 14.00 und 15.00 Uhr für die Typen 16 bis 20.

Gänzlich andere Verkehrsverhältnisse liegen auf der Autobahn A 5 bei Frankfurt vor: Hier wurden auf der überwiegend von Lastkraftwagen benutzten rechten Fahrspur Richtung Süden, wie aus Bild 5 hervorgeht, sogar in den Nachtstunden stündlich mehr als 200 Fahrzeuge registriert. In den Morgenstunden nimmt dann das Fahrzeugaufkommen stark zu und erreicht zwischen 7.00 und 8.00 Uhr die größte stündliche Häufigkeit, das Maximum am Nachmittag wurde zwischen 16.00 und 17.00 Uhr ermittelt. Lastkraftwagen mit Anhänger rollen rund um die Uhr, die stündliche Häufigkeit ist nachts teilweise sogar größer als tagsüber (das absolute Maximum wurde zwischen 4.00 und 5.00 Uhr ermittelt); bei diesem Anteil handelt es sich um überregionalen Fernverkehr. Dies wird bestätigt durch Untersuchungen, nach denen in Deutschland Fernverkehr wirtschaftlich mit Lastzügen, insbesondere mit zweiachsigen Lastkraftwagen mit dreiachsigem Anhänger (Typ 6), abgewickelt wird. Der regionale Anteil des beobachteten Autobahnverkehrs bei Frankfurt wird in der stündlichen Auftretenshäufigkeit zweiachsiger Lastkraftwagen deutlich: In den Nachtstunden geht ihr Anteil am Gesamtfahrzeugaufkommen stark zurück; so wurden z. B. zwischen 1.00 und 2.00 Uhr weniger als 20 Fahrzeuge dieser Gruppe registriert. Ab 5.00 Uhr steigt dann die stündliche Häufigkeit rasch an, das Maximum am Morgen liegt zwischen 8.00 und 9.00 Uhr und am Nachmittag zwischen 15.00 und 16.00 Uhr und ist damit um jeweils eine Stunde gegenüber denen des Gesamtfahrzeugaufkommens verschoben.

Zur groben Einstufung eines analysierten Verkehrs in überregionalen Fernverkehr oder in infrastrukturbedingten Regionalverkehr sind somit zwei Kriterien dominierend, erstens die Fahrzeughäufigkeit je Zeiteinheit (z. B. je Stunde) und zweitens der Anteil der verschiedenen Fahrzeugtypen bzw. -gruppen, z. B. Lastkraftwagen mit Anhänger.

Im folgenden werden weitere für den Verkehr auf der Autobahn A 5 bei Frankfurt ermittelte Daten diskutiert, weil bei einem überregionalen Fernverkehr eher Gesetzmäßigkeiten zu erwarten sind als bei einem infrastrukturbedingten Regionalverkehr. Von den während der Nutzungsdauer einer Brücke auftretenden Verkehrslasten wird bei einer Betriebsmessung aus Kosten- und Zeitgründen nur ein winziger Anteil erfaßt. Zur Bewertung einer gemessenen Stichprobe ist es deshalb wichtig zu wissen, wie repräsentativ der vorliegende Ausschnitt ist; aus dieser Kenntnis heraus lassen sich dann z. B. Empfehlungen für die notwendige und hinreichende Dauer von Messungen ableiten. Bei den folgenden Untersuchungen werden zeitgleiche Abschnitte gegenübergestellt, und zwar zum einen an verschiedenen Tagen einer Woche (Tageseinfluß) und zum anderen an gleichen Tagen verschiedener Wochen (Wochen-einfluß).

Ein Beispiel für den Tageseinfluß ist Bild 6 zu entnehmen: Hier sind die am Dienstag, Mittwoch und Donnerstag der 15. Kalenderwoche 1978 zwischen 12.22 und 13.57 Uhr ermittelten Häufigkeiten der verschiedenen Fahrzeugtypen dargestellt. Je nach Fahrzeugtyp ergeben sich unterschiedliche Differenzen; für die Typen 2, 4 und 5 wurde jeweils eine ähnliche Anzahl von Fahrzeugen ermittelt, doch ab Typ 6 ergeben sich größere Unterschiede. Diese betragen 42 % für Lastzüge (Typ 6), bis zu 70 % bei Sattelzügen (Typ 9) und bis zu 580 % bei zweiachsigen Lastkraftwagen (Typ 16). Hierbei ist jedoch die pro Fahrzeugtyp registrierte größte Häufigkeit, die z. B. für Typ 9 am Dienstag, für Typ 6 am Mittwoch und für Typ 19



am Donnerstag festgestellt wurde, nicht einem bestimmten Wochentag zuzuordnen. Weitere Untersuchungen mit etwa sechsstündigen Abschnitten haben gezeigt, daß sich von Wochentag zu Wochentag große Unterschiede sowohl in der absoluten Häufigkeit als auch in der Verteilung der Fahrzeuge ergeben.

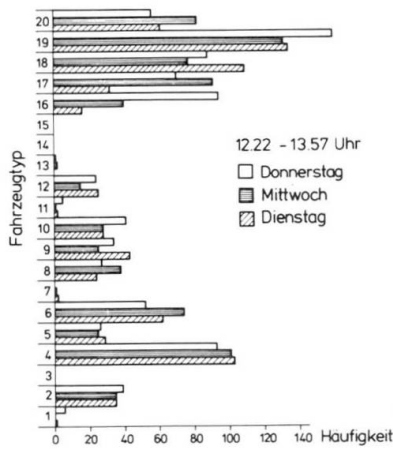


Bild 6: Histogramm der Fahrzeugtypen, Tageseinfluß (Frankfurt)

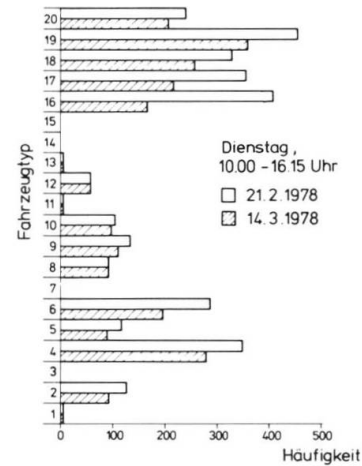


Bild 7: Histogramm der Fahrzeugtypen, Wocheneinfluß (Frankfurt)

Der Wocheneinfluß ist für ein Beispiel in Bild 7 dargestellt; verglichen werden Ergebnisse der am Dienstag, den 21.2.1978, und am Dienstag, den 14.3.1978, zwischen 10.00 und 16.15 Uhr aufgezeichneten Verkehrsdaten. Für den 21.2. ergeben sich gleiche oder größere typabhängige Fahrzeughäufigkeiten; große Abweichungen bis zu 45 % sind bei den Lastzügen (Typ 6) und bis zu 145 % bei zweiachsigen Lastkraftwagen (Typ 16) zu verzeichnen. Weitere Untersuchungen lieferten auch Beispiele, für die bei etwa gleicher Gesamthäufigkeit aller Fahrzeuge lediglich unterschiedliche Typhäufigkeiten registriert wurden.

Als Resümee läßt sich feststellen, daß ein zuverlässiger Überblick über die Zusammensetzung des Verkehrs nicht durch eine stichprobenartige Messung weniger Stunden gewonnen werden kann. Für die Autobahn A 5 bei Frankfurt ist für etwas abgesicherte Aussagen im Hinblick auf die Statistik eine kontinuierliche Aufzeichnung von Verkehrsdaten während einer gesamten Woche notwendig; durch weitere stichprobenartige Messungen ist der Einfluß der Jahreszeit abzuklären. Die erforderliche Anzahl der Stichproben hängt von der notwendigen Aussagegenauigkeit ab.

3.3 Querverteilung innerhalb einer Fahrspur

Die orthotrope Platte als heute übliches Deck-Konstruktionselement im Straßenbrückenbau reagiert so empfindlich auf Einzellasten, d.h. auf Radlasten, daß genauere Kenntnisse über die Spurlage und Streubreite innerhalb einer Fahrspur notwendig sind. Da kein geeignetes Meßelement zur Ermittlung der Querverteilung zur Verfügung stand, das die Beanspruchungen infolge der hohen Verkehrsdichte ertragen hätte, wurden Messungen ausgewertet, bei denen zeitgleich die Betriebsbeanspruchungen der Längsträger 202 bis 208 (Bild 8) aufgezeichnet worden waren. Durch Vergleich der Signale miteinander ließ sich die seitliche Position des Fahrzeugs bezogen auf die Fahrspur exakt bestimmen. Um den Einfluß unterschiedlicher Spurweiten der registrierten Fahrzeuge auszuschließen, wurde die Auswertung sowohl für die rechte als auch für die linke Fahrzeugseite durchgeführt. Bild 8 zeigt das Ergebnis dieser Untersuchung: Fahrer zweiachsiger Lastkraftwagen (Typen 16 bis 20) orientieren sich bevorzugt am rechten Fahrbahnrand während Fahrer von Lastzügen (Typen 4, 6) und Sattel-

aufliegern (Typen 9, 12) sich mehr an die linke Fahrbahnmarkierung halten. Erwartungsgemäß ist die Streuung der Spurweite für zweiachsige Lastkraftwagen wesentlich größer als

diejenige für Lastzüge und Sattelaufzieger, denn die Typen 16 bis 20 beinhalten alle Fahrzeuge mit einer Achslast größer 10 kN, d.h. auch Leichtlastkraftwagen. Während des einstündigen Meßabschnitts, der hier beispielhaft ausgewertet wurde, fuhren alle Lastkraftwagen innerhalb der Fahrbahnmarkierungen nach rechts versetzt; dies ist mit den z.Zt. der Messung herrschenden Umständen zu erklären: Die für vier Fahrspuren mit Standspur konzipierte Richtungsfahrbahn wurde derzeit in beiden Fahrtrichtungen mit je drei verengten Fahrspuren benutzt, es bestand Überholverbot für Lastkraftwagen.

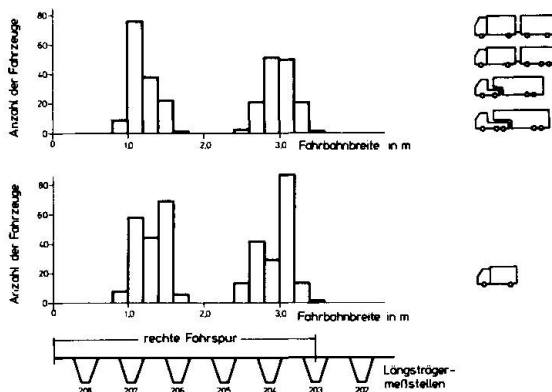


Bild 8: Spurverteilung von Lastkraftwagen

4 VERKEHRLASTINDUZIERTE BAUTEILBEANSPRUCHUNGEN

Im Rahmen unserer Untersuchungen wurden an den beiden oben erwähnten Stahlstraßenbrücken sowohl ursächliche Verkehrslasten als auch resultierende Bauteilbeanspruchungen zeitgleich erfaßt und auf Analogmagnetband registriert. Hier bot sich die bei Betriebsfestigkeitsuntersuchungen seltene Gelegenheit, äußere einwirkende Lasten direkt zu erfassen und mit den Beanspruchungen, die die Antwort der Konstruktion auf die Belastung darstellen, zu vergleichen. Um möglichst umfangreiche Informationen über das Übertragungsverhalten einer Konstruktion als Grundlage für verallgemeinerungsfähige Ergebnisse zu erhalten, sind Messungen unter definierten Bedingungen erforderlich.

4.1 Messung unter definierten Lasten

Für Straßenbrücken läßt sich eine Messung unter definierten Lasten relativ einfach durchführen. Je nach den interessierenden Bauteilen wird ein Fahrzeug (evtl. mehrere) mit bekannten geometrischen Abmessungen (Achsabstand, Spurweite) und Lasten (Radlast, Achslast, Gesamtgewicht) ausgewählt und an verschiedenen Punkten der Brücke positioniert; damit läßt sich dann das statische Übertragungsverhalten der Konstruktion ermitteln. Zusätzlich können noch Überfahrten auf bestimmten Fahrspuren mit konstanter Geschwindigkeit erfolgen; für die verschiedenen Meßstellen erhält man bei sehr niedriger Geschwindigkeit (bis ca. 5 km/h) quasistatische Einflußlinien oder bei höherer Geschwindigkeit u.U. Hinweise darauf, ob das Bauwerk schwingungsempfindlich ist. Genauere Aussagen über die tatsächlichen Schwingbeanspruchungen lassen sich erst nach der Auswertung von Betriebsbeanspruchungen machen, denn oftmals spielen Fahrzeuggeschwindigkeit, Achszahl und -lasten sowie der Fahrzeugabstand bzw. die Folgefrequenz eine wichtige Rolle.

Für Messungen unter definierten Lasten an der Raiffeisenbrücke bei Neuwied, einer Schrägseilbrücke mit A-förmigen Mittelpylon in Brückenlängsrichtung, standen acht Kettenfahrzeuge mit einem Einzelgewicht von ca. 400 kN sowie ein zweiachsiges Amphibienfahrzeug mit einer Achslast von ca. 105 kN, einem Radstand von 5,35 m und Einzelbereifung zur Verfügung. Die Flächenlast der Kettenfahrzeuge diente dazu, Beanspruchungen und Einflußlängen am Haupttragsystem zu ermitteln, d.h. an Seilen und am dreizelligen Kasten.



Mit Hilfe des Amphibienfahrzeuges wurde an verschiedenen Stellen der orthotropen Platte ihre Einflußfläche bestimmt sowie eine örtliche Spannungsanalyse an der Durchbiegung eines trapezförmigen Längsträgers durch einen Querträger durchgeführt.

4.2 Ergebnisse von Betriebsmessungen

Grundlage zur Beschreibung von Verkehrslasten sind statistische Zählverfahren, deren Ergebnis als Häufigkeitsverteilung dargestellt wird. In Bild 9 sind die Häufigkeitsverteilungen der Spannungen für einen 24-stündigen Meßabschnitt an drei verschiedenen Bauteilen der Raiffeisenbrücke Neuwied dargestellt, und zwar dem Kastenträgerboden, am Querträger und an einer trapezförmigen Längssteife zwischen zwei Querträgern und über einem Querträger.

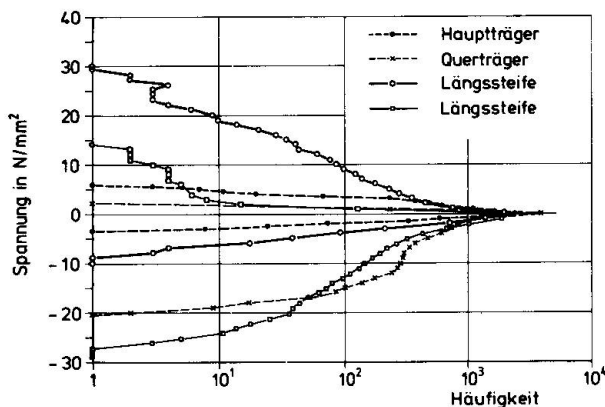


Bild 9: Häufigkeitsverteilungen von Spannungen an Brückenbauteilen

Der extrem steife Kasten hat nur minimale Spannungen aufzunehmen. Deutlich höher sind die gemessenen Beanspruchungen am auskragenden Querträger, der am Untergurt fast ausschließlich auf Druck beansprucht wird. Die höchsten Spannungen wurden am trapezförmigen Längsträger registriert, der zwischen zwei Querträgern höhere Zugbeanspruchungen und über einem Querträger höhere Druckbeanspruchungen erfährt. Daß die maximalen Häufigkeiten mit Ausnahme der des Querträgers nahezu gleich sind, ist nicht bauteiltypisch sondern rein zufällig und hat seine Ursache in der Fahrzeugverteilung auf den sechs Fahrspuren. Bei

oben erläuterten Spannungen handelt es sich um Nennspannungen in möglichst ungestörten Querschnitten, denn Zweck der grundlegenden Untersuchungen war es, Aussagen über das Tragverhalten der Konstruktion zu machen und nicht örtlich hochbeanspruchte Stellen zu finden.

5. SCHLUSSBEMERKUNG

Die vorgestellten Ergebnisse analysierter Verkehrsdaten haben gezeigt, wie problematisch es ist, von dem winzigen Ausschnitt einer Messung auf die während der Nutzungsdauer eines Bauwerks zu erwartenden Verkehrslasten zu extrapolieren. Für eine Prognose sind aber nicht nur beobachtete Verkehrsdaten zu berücksichtigen, sondern auch eine Reihe schwer kalkulierbarer Faktoren, die die zukünftige Verkehrsentwicklung beeinflussen können. In diesem Zusammenhang sind u.a. zu nennen:

- Infrastrukturbedingte Entwicklung (z.B. Entstehung oder Verlagerung von Industrie)
- Zukünftiges Gütertransportaufkommen (z.B. Verlagerung von der Straße zur Schiene)
- Zulassung höherer Achslasten oder Gesamtgewichte für derzeit eingesetzte Fahrzeuge
- Verwendung anderer Fahrzeugtypen, die unter gegebenen Umständen (z.B. Zulassungsbestimmungen, Besteuerung) wirtschaftlicher sind.

Diese wenigen Beispiele zeigen, mit welcher großen Unsicherheiten eine langfristige Vorhersage behaftet ist. Um wenigstens die Basis realer Verkehrsdaten, den Ausgangspunkt aller Prognosen, zu erweitern, werden derzeit im LBF alle vorliegenden Ergebnisse von Verkehrslastmessungen im Hinblick auf Gesetzmäßigkeiten sowie die Auswirkung unterschiedlicher Lastbilder auf Bauteilbeanspruchungen untersucht.



Determination des actions pour le calcul des ponts-routes

Bestimmung der Lasten für die Berechnung von Strassenbrücken

Determination of the Loading for Design of Road-Bridges

A. BRULS

Maître de Conférence
Université de Liège
Liège, Belgique

RESUME

Cette communication présente les résultats d'une recherche effectuée dans le but de déterminer les actions à considérer pour le calcul statique et le calcul à la fatigue des ponts-routes. Partant des mesures du trafic et d'un programme de simulation on a pu déterminer des convois représentatifs du trafic. En simulant les lignes d'influences fréquemment rencontrées dans les ponts, on a pu définir un convoi qui permet le calcul des sollicitations caractéristiques et le calcul de la différence de contrainte produisant le plus grand dommage en fatigue.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag stellt die Forschungsergebnisse über die Lastannahmen für die statische Berechnung und die Berechnung auf Ermüdung von Strassenbrücken vor. Da Messergebnisse des Verkehrs und ein Simulationsprogramm zur Verfügung standen, konnten Lastbilder ermittelt werden. Durch das Simulieren der bei Brücken am häufigsten vorkommenden Einflusslinien konnte ein Lastbild für die Berechnung der charakteristischen Beanspruchungen und der Spannungsdifferenzen, die den grössten Schadenanteil in der Ermüdung verursachen, dargestellt werden.

SUMMARY

This paper presents results of research done into the determination of static and fatigue loadings for road bridge design. From traffic measurement and a computer simulation program representative design loads were chosen. By simulating influence lines commonly found in bridges a convoy loading was defined which permits both the calculation of static loads and the stress range producing the maximum fatigue damage.



INTRODUCTION.

Le but de cette recherche est de fournir une base scientifique à la révision de la norme définissant les charges de calcul des ponts en Belgique.

En effet, depuis 1945, le poids et la fréquence des camions composant le trafic routier ont augmenté au point qu'une vérification de la résistance statique et de la résistance à la fatigue des ponts s'impose, en tenant compte de la nouvelle réalité des actions.

En 1972, disposant d'une enquête du Centre de Recherche Routière [1] sur le trafic en Belgique, nous avons commencé la mise au point d'un programme de simulation du trafic [2] de façon à limiter le coût des mesures in situ et à en tirer le maximum d'enseignement.

De 1976 à 1978, la première phase d'une recherche européenne subsidiée par la Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier (CECA) [3] [4] a permis de procéder à l'enregistrement simultané du trafic et des contraintes produites dans 11 ponts-routes répartis dans cinq pays de la Communauté Economique Européenne (CEE). Dans le cadre de cette recherche, nous avons pu vérifier la capacité du programme de simulation de reproduire les spectres des contraintes à partir de la connaissance des paramètres du trafic.

Vu l'urgence du problème posé en Belgique, le Centre de Recherches de l'Industrie des Fabrications Métalliques (CRIF) nous a demandé de dépouiller un des trafics connus, en vue de définir les actions à considérer pour le calcul statique et le calcul à la fatigue des ponts en acier [5]. La présente communication donne les résultats marquants de cette étude.

Depuis 1980, la deuxième phase de la recherche européenne est en cours. Elle a pour objet de poursuivre le dépouillement des enregistrements effectués lors de la première phase, de procéder à des mesures complémentaires et, enfin, de jeter les bases pour le calcul à la fatigue des ponts en acier en Europe en exploitant par la simulation l'ensemble des trafics observés.

2. BASES DE L'ETUDE.

2.1. Programme de simulation

Depuis 1972, le SERVICE DES PONTS ET CHARPENTES DE L'UNIVERSITE DE LIEGE a travaillé à la mise au point d'un programme de simulation sur ordinateur. Plutôt que de chercher à mettre le trafic en équation, on a développé un programme de simulation, qui constitue un trafic sur une base statistique, et qui calcule ensuite les effets produits par ce trafic en un point du pont. Tout effet, pour lequel on connaît la ligne d'influence longitudinale relative à chaque voie de circulation d'un pont, peut être simulé, par exemple : les éléments de réduction, les contraintes, les déformations, etc. Le trafic peut être ferroviaire ou routier. Le trafic constitué par le programme peut s'écouler sur le pont suivant plusieurs voies parallèles.

Les données concernent le trafic et la ligne d'influence de l'effet simulé. Le trafic est défini par trois variables aléatoires : le type de véhicule, le coefficient de chargement et la distance entre véhicules.

Une procédure de choix au hasard est appliquée successivement aux trois variables aléatoires définissant le trafic. La file de véhicules constituée est finalement définie par la position et la charge de chaque essieu.



La file de véhicules avance sur la ligne d'influence par pas constants. Les effets calculés à chaque pas permettent d'établir 8 histogrammes : les effets calculés, les maxima, les minima, les écarts entre maxima-minima et minima-maxima, les dépassements de niveau et les étendues de contraintes suivant deux méthodes particulières à l'étude des dommages en fatigue ("Range-pair et Rain-flow").

Partant du dépouillement des enregistrements du trafic, on a pu définir les types de véhicules nécessaires à la reproduction statistique des trafics observés.

2.2. Trafic de Caronte

Pour ce premier dépouillement, on a choisi le trafic de Caronte, parce qu'il est bien défini et qu'il comprend les essieux les plus lourds.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris a enregistré durant 94 heures ininterrompues le trafic et les contraintes produites dans le pont de Caronte lors de la première phase de la recherche CECA [6].

Concernant le trafic en mouvement, on a enregistré :

- les charges des demi-essieux passant sur une bascule incorporée dans la route;
- les distances qui séparent les essieux ;
- la position transversale du trafic.

Concernant les contraintes mesurées, on a enregistré :

- la ligne d'influence résultant du passage à faible vitesse d'un camion taré, circulant successivement sur plusieurs voies parallèles ;
- l'évolution continue des contraintes mesurées à l'aide de jauges durant la période d'enregistrement du trafic.

Le dépouillement de ces enregistrements a été effectué à l'aide de l'ordinateur pour déterminer les paramètres caractéristiques du trafic et deux histogrammes des contraintes (l'histogramme des dépassements de niveau et l'histogramme des range-pairs).

Le trafic observé sur la voie de droite de Caronte comprenait 5370 camions ayant au moins un essieu plus lourd que 14 kN, et 5280 essieux plus lourds que 50 kN, (soit un nombre voisin du nombre de camions). Si on admet 200 jours ouvrables par an, on peut considérer que $13,7 \cdot 10^6$ essieux plus lourds que 50 kN passent dans la voie de droite durant la vie de l'ouvrage supposée égale à 50 ans.

Partant des mesures du trafic, on a défini 29 types de véhicules pour la simulation [5]. En considérant séparément les véhicules vides et les véhicules chargés, nous avons pu admettre que la distribution des charges d'un essieu suit la loi de Rayleigh.

La moyenne des distances mesurées entre les véhicules d'un trafic valait 200 mètres (1200 mètres entre les camions), elle correspondait à un trafic fluide. Pour tenir compte des conditions plus défavorables, on a également simulé un trafic dense, où les distances entre véhicules ont été divisées par 10.

3. ACTIONS STATIQUES

3.1. Détermination des actions statiques

Les actions caractéristiques (maximales) sont à considérer dans le calcul



statique d'un pont. Nous définissons la charge caractéristique comme la charge qui est dépassée 5 fois sur 100 ponts en 50 ans. Ainsi statistiquement, la charge caractéristique a une période de retour de 1000 ans.

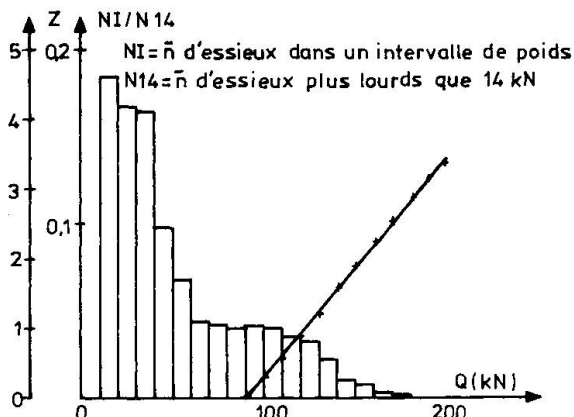


Figure 1 : Histogramme du poids des essieux à Caronte

Les histogrammes des poids des essieux mesurés sont complexes. La figure 1 donne l'histogramme du poids de l'ensemble des essieux mesurés à Caronte et une anamorphose linéaire de cet histogramme par l'intermédiaire de la fonction de répartition, où la variable réduite Z est portée en ordonnée. L'étude de cette distribution montre que l'histogramme suit une loi semi-normale, lorsque le poids des essieux est supérieur à $Q_0 = 90$ kN, avec un écart type égal à 32,19 kN et un coefficient de corrélation égal à 0,9998. En extrapolant cette loi semi-normale, on obtient des essieux dont le poids maximum vaut respectivement 195 kN, 236 kN, 260 kN et 276 kN, une fois par jour, par an, en 50 ans et en 1000 ans. Ces chiffres montrent l'importance relative du choix de la période de retour : le poids maximum d'un essieu en 1000 ans ne dépasse que de 6 % le poids maximum en 50 ans.

L'examen de l'ensemble des enregistrements disponibles [3] montre que les histogrammes des contraintes enregistrées ont une forme similaire aux histogrammes des poids des essieux qui ont produit ces contraintes. Dès lors, le principe d'extrapolation appliqué aux essieux est également applicable à toute autre sollicitation.

3.2 Courbe de charge

Les charges locales résultent du dépouillement du poids des essieux individuels composant les différents véhicules. Le véhicule le plus lourd (camion semi-remorque à 4 essieux), représentant 25 % de l'ensemble des camions, est déterminant pour définir les actions locales.

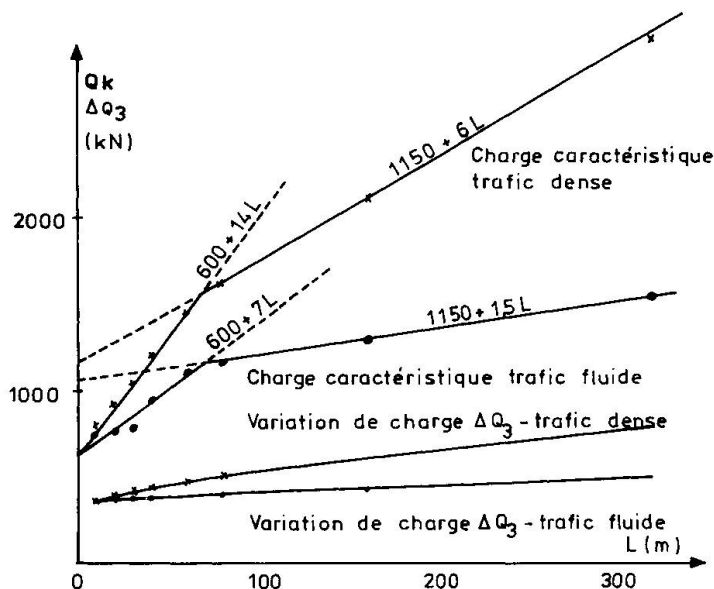


Figure 2 : Charges sur la voie de droite de Caronte

Lorsque la voie dépasse 10 mètres de longueur, elle peut contenir simultanément plusieurs véhicules, et la distribution des distances séparant les véhicules est à considérer. La simulation permet l'étude des charges qui peuvent se trouver dans une voie en considérant une ligne d'influence de longueur L , et d'ordonnée constante égale à l'unité.

En admettant que l'histogramme des maxima suit une loi semi-normale pour un poids supérieur à une valeur Q_0 , on peut calculer le poids caractéristique Q_k . Les résultats sont donnés dans le tableau et les courbes de charge sont données à la figure 2.

Caronte

L (m)	Q _k (kN)	ΔQ _m (kN)	n ₅₀ n _m	n _e = n ₅₀ ⁵			ΔQ ₃ Q _k
				ΔQ ₃	ΔQ ₄	ΔQ ₅	
Trafic fluide (d ₀ = 200 m)							
10	750	333	4,21	352	347	350	0,469
20	760	358	4,21	379	374	376	0,499
30	790	363	4,23	384	378	381	0,486
40	950	370	4,73	389	384	388	0,409
60	1120	382	4,42	398	394	399	0,355
80	1160	414	5,07	412	413	425	0,355
160	1290	451	5,34	442	444	458	0,343
320	1540	537	6,36	495	506	526	0,321
Trafic dense (d ₀ = 20 m)							
10	800	332	4,20	352	347	349	0,440
20	920	371	4,29	390	385	389	0,424
30	1050	408	4,78	414	413	410	0,394
40	1200	453	5,49	439	442	455	0,366
60	1450	503	5,78	479	485	500	0,330
80	1610	561	6,43	516	527	546	0,320
160	2100	774	9,72	620	655	694	0,295
320	3000	1140	15,49	781	858	934	0,260

3.3 Sollicitations caractéristiques

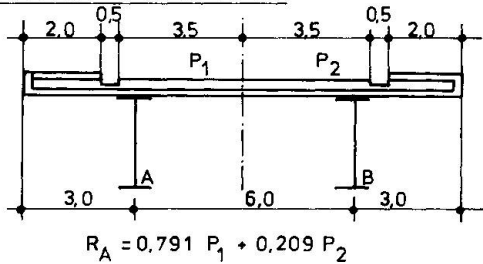
Les convois de calcul qui ont pu être déduits de la courbe de charge, sont testés sur les lignes d'influence les plus représentatives des sollicitations rencontrées dans les ponts en acier. La dalle orthotrope a été exclue, parce qu'étant soumise à l'action directe des essieux, elle ne nécessite pas de simulation.

Les ponts choisis (voir figure 3), comprennent deux maîtresses-poutres, des entretoises et une dalle en béton. Les portées varient de 10 à 200 mètres. La chaussée comprend 2 ou 4 voies de circulation. Le trafic dense simulé passe simultanément dans chaque voie de la chaussée.

L'extrapolation des histogrammes des maxima donne la sollicitation caractéristique S_k. Le chargement de la ligne d'influence par

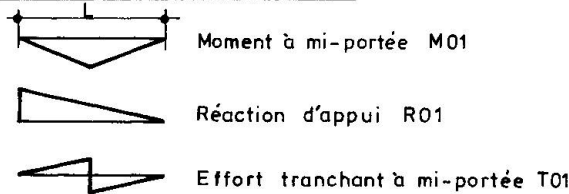
le convoi testé donne la sollicitation du convoi.

1. PONT A 2 POUTRES ET A 2 VOIES



De cette comparaison nous avons déduit le convoi qui a produit les sollicitations les plus proches des sollicitations caractéristiques : il comprend deux essieux de 200 kN, distants de 1,50 m et placés dans deux voies parallèles, et une charge répartie de 3 kN/m².

1.1 MAITRESSE POUTRE ISOSTATIQUE



4. ACTIONS REPETEES

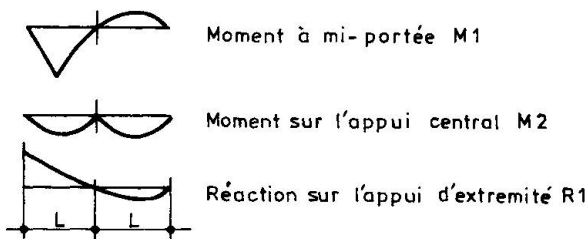
4.1 Détermination des actions répétées

Le critère de la résistance à la fatigue admis en Belgique prend en considération la distribution des variations de contrainte Δσ. Dans le pont de Caronte, la distribution des Δσ, comme la distribution des poids des essieux, suit une loi complexe (figure 1). L'application de la règle des dommages cumulés de Miner donne une infinité de couples de valeurs, Δσ_e, n_e, qui produisent le même dommage c'est-à-dire tel que :

$$n_e \cdot (\Delta\sigma_e)^k = \sum n_i \cdot \sigma_i^k$$

Si la contrainte est proportionnelle au poids des essieux, il suffit d'étudier la distribution des poids des essieux. La figure 4 donne la distri-

1.2 MAITRESSE POUTRE CONTINUE SUR 2 TRAVES EGALES



1.3 DEUXIEME ENTRETOISE

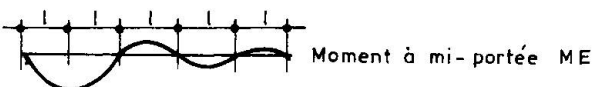


Figure 3 : Lignes d'influence simulées



bution des dommages, $d_i = n_i Q_i^k$, lorsque $k = 3, 4$ et 5 , valeurs à considérer dans les assemblages métalliques.

Cette distribution des dommages appelle trois remarques importantes :

- Le grand nombre de petites charges donne un dommage relativement petit : les essieux inférieurs à 50 kN peuvent être négligés dans l'étude de la fatigue.
- Le petit nombre de charges élevées donne un dommage relativement petit : les essieux supérieurs à 200 kN (correspondant à une période de retour voisine du jour) peuvent être négligés dans l'étude de la fatigue.
- Le plus grand dommage en fatigue est produit par les essieux compris entre 120 et 130 kN, aussi bien pour $k = 3$, $k = 4$ que pour $k = 5$.

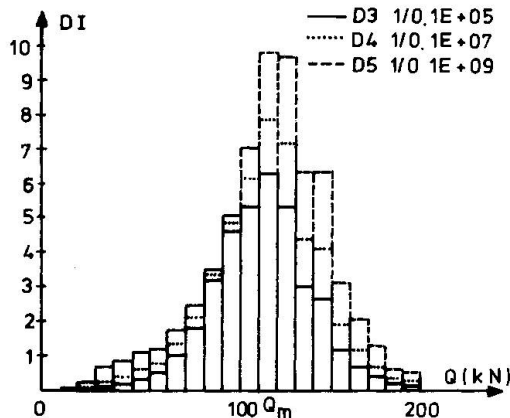


Figure 4 : Dommage en fatigue en fonction du poids des essieux à Caronte

La charge équivalente Q_e à considérer en fatigue devrait être proche de la charge qui donne le plus grand dommage en fatigue. Le centre de gravité de la distribution,

$$d_i = n_i \cdot Q_i^3, \quad (1)$$

$$\text{vaut } Q_m = \frac{\sum n_i \cdot Q_i^4}{\sum n_i \cdot Q_i^3} \quad (2)$$

Si on admet $k = 3$, le nombre d'essieux égal à Q_m qui produit le même dommage est obtenu en appliquant la règle de MINER :

$$n_m = \frac{\sum n_i \cdot Q_i^3}{Q_m^3} \quad (3)$$

En remplaçant dans (3) Q_m par la valeur de l'équation (2), on a :

$$n_m = \frac{(\sum n_i \cdot Q_i^3)^4}{(\sum n_i \cdot Q_i^4)^3} \quad (4)$$

Si on admet $k = 4$, le nombre d'essieux de poids égal à Q_m qui produit le même dommage vaut :

$$n'_m = \frac{\sum n_i \cdot Q_i^4}{Q_m^4} = \frac{(\sum n_i \cdot Q_i^3)^4}{(\sum n_i \cdot Q_i^4)^3} = n_m \quad (5)$$

Nous avons déduit de ces considérations que si Q_m , défini par la formule 2, est le poids équivalent d'essieux, le nombre de cycles n_m qu'il faut considérer pour obtenir le dommage des charges réelles est donné par la formule (4), aussi bien pour $k = 3$ que pour $k = 4$.

Comme la distribution des contraintes est semblable à la distribution du poids des essieux, on peut calculer une variation de sollicitation équivalente ΔS_m , et un nombre de cycle équivalent n_m , en appliquant les formules (2) et (4).

L'application de ces équations à la distribution des poids d'essieux à Caronte donne :

$$Q_m = 114 \text{ kN ;}$$



$$n_m = 3.853 \text{ cycles en 94 heures} = n_{50}/1,37 ;$$

où n_{50} est le nombre d'essieux plus lourds que 50 kN.

4.2 Sollicitations simulées

La simulation permet l'étude de la variation de la charge qui peut se trouver dans une voie de longueur L. Le tableau précédent donne la variation de charge ΔQ_e et le nombre de cycles correspondant n_m . On voit que $4,2 < n_{50}/n_m < 6,5$ pour le trafic fluide et le trafic dense lorsque $L < 80$ mètres. Si pour des raisons pratiques, on fixe $n_e = n_{50}/5$, on peut calculer les variations de charge équivalentes $\Delta Q_3, \Delta Q_4, \Delta Q_5$ correspondant à k égal à 3, 4 et 5. Le tableau montre que les trois valeurs sont très voisines lorsque n_e est proche de n_m ; pour $L \leq 80$ m, l'écart entre ΔQ_3 et ΔQ_5 est inférieur à 5%. En conclusion, les variations des contraintes, proportionnelles aux charges définies dans le tableau, sont indépendantes de la pente de la courbe de Wöhler propre à l'assemblage à étudier.

La variation de sollicitation ΔS_e obtenue par la simulation des lignes d'influences définies à la figure 3, varie entre $0,29 S_k$ pour les grandes portées, et $0,46$ pour les petites portées; pour $20 \text{ m} \leq L < 40 \text{ m}$, on a ΔS_e voisin de $0,40 S_k$.

La variation de sollicitation, calculée en appliquant sur les lignes d'influence différentes charges composées d'un certain nombre d'essieux, est toujours trop grandes pour les petites portées et trop petites pour les grandes portées. Ce phénomène résulte du fait que ΔQ_e augmente avec L comme le montrent le tableau et la figure 2.

5. CONCLUSIONS

Le schéma de charge le plus représentatif du trafic dense de Caronte (où les distances entre véhicules sont dix fois plus petites que les distances mesurées) comprend deux essieux de 200 kN distants de 1,5 mètre par voie mais placés dans deux voies parallèles au maximum, et une charge répartie divisible de 3 kN/m^2 .

Comparé au convoi utilisé jusqu'à présent pour le calcul normal des ponts en Belgique, ce schéma comprend des charges d'essieux nettement plus élevées (200 kN au lieu de 13 tonnes) et une charge répartie plus faible (3 kN/m^2 au lieu de 400 kg/m^2).

Il ressort également de ce qui précède que la variation de contraintes à considérer dans le calcul à la fatigue des ponts est une fraction de la variation de la contrainte produite par les actions caractéristiques. Cette fraction est voisine de 40 % pour les portées moyennes (30 mètres), soit :

$$\Delta S_e = 0,4 (S_k^+ - S_k^-)$$

où S_k^+ (S_k^-) est la sollicitation obtenue en chargeant au maximum la plage positive (négative) de la ligne d'influence.

Le nombre de cycles à considérer devrait être égal au cinquième du nombre de camions ou du nombre d'essieux plus lourds que 50 kN. Pour le trafic de Caronte, cela représente $2,7 \cdot 10^6$ cycles en 50 ans.

Localement, il y a lieu de considérer une charge d'essieu de 100 kN se produisant autant de fois qu'il y a d'essieux plus lourds que 50 kN.

La norme belge définissant les actions à considérer pour le calcul des ponts est actuellement revue sur la base de la présente étude.

BIBLIOGRAPHIE

[1] de HENAU.

Etude analytique des paramètres définissant les sollicitations engendrées par les véhicules commerciaux et la circulation à la surface des revêtements routiers hors agglomération - Centre de Recherche Routière - Bruxelles - 1964.

[2] S. BAAR et A. BRULS.

Investigation dynamique des ponts - Etude des sollicitations des ponts sous l'action du trafic routier - Sercom - 1975.

[3] DE BACK, BRULS, CARRACILLI, HOFFMANN, SANPAOLESI, TILLY, ZASCHEL.

Mesures et interprétations des charges dynamiques dans les ponts. Rapport commun de synthèse de la première phase. CECA - 1979.

[4] A. BRULS.

Mesures et interprétations des charges dynamiques dans les ponts. Première phase - Université de Liège - 1978.

[5] R. BAUS - A. BRULS.

Etude du comportement des ponts en acier sous l'action du trafic routier. Détermination des actions pour le calcul statique et le calcul à la fatigue - CRIF - Bruxelles - 1981.

[6] J. CARRACILLI.

Mesures et interprétations des charges dynamiques dans les ponts. Première phase - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris - 1978.

Contribution à l'étude du problème de fatigue dans les ponts-routes

Beitrag zum Problem des Ermüdungsverhaltens von Strassenbrücken

Fatigue Behaviour of Highway Bridges

J. JACQUEMOUD

Dr. ès sciences
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule
Aix-la-Chapelle, République Fédérale d'Allemagne

M.A. HIRT

Professeur
ICOM-Construction Métallique
Lausanne, Suisse

RESUME

Les charges réelles du trafic routier, le calcul des actions de fatigue et le comportement des ponts mixtes constituent les trois volets de ce rapport. Un modèle de charge est élaboré sur la base de plusieurs mesures de trafic. Un schéma de calcul est testé pour l'évaluation des actions de fatigue du trafic routier à partir de ce modèle. Les propriétés d'un coefficient de linéarisation intervenant dans ce schéma réduisent le calcul à une simplicité compatible avec un usage pratique par l'ingénieur. Le comportement à la fatigue des ponts-routes mixtes est alors évalué et discuté.

ZUSAMMENFASSUNG

Die tatsächlichen Lasten des Schwerverkehrs, die Berechnung der ermüdungswirksamen Einwirkung, und das Ermüdungsverhalten von Verbundbrücken bilden die drei Abschnitte dieses Beitrages. Basierend auf mehreren Verkehrsmessungen wird ein Lastmodell hergeleitet, womit ein Berechnungsschema zur Abschätzung der Ermüdungswirkung des Strassenverkehrs überprüft wird. In diesem Schema wird ein Übertragungsfaktor verwendet, der die Berechnung sehr stark vereinfacht und für den praktisch tätigen Ingenieur zugänglich macht. Das Ermüdungsverhalten von Verbundbrücken wird abgeschätzt und besprochen.

SUMMARY

Actual traffic loads, equivalent loads for fatigue, and the behaviour of composite bridges make up the three parts of this contribution. A load model is derived from a number of traffic measurements. This model is used to check a calculation procedure for the fatigue evaluation of road traffic. In order to simplify this procedure a transfer factor is established. Finally, the fatigue behaviour of composite road bridges is evaluated and discussed.



1. INTRODUCTION

Les accidents d'ouvrages survenus par fatigue ont eu pour première conséquence une intensification de la recherche du côté de la résistance à la fatigue du matériau et des éléments structuraux. Les résultats obtenus ont changé le principe même de la vérification à la fatigue. Tout d'abord, l'idée d'une vie limitée des ouvrages a dû être acceptée ; ensuite, le concept du delta-sigma ($\Delta\sigma$) s'est imposé pour représenter les actions de fatigue.

La présente étude veut contribuer à une approche moderne pour effectuer la vérification à la fatigue des ponts-routes, en s'appuyant sur les règles de résistance nouvelles. Les charges sont tout d'abord considérées, avec à leur base des résultats de mesures du trafic. Une deuxième partie traite la question du calcul des sollicitations pour la fatigue avec l'intention de définir un schéma de calcul pour les vérifications pratiques. La troisième partie est une synthèse où les sollicitations calculées sont comparées aux résistances connues ; elle est réalisée pour les poutres maîtresses de ponts en construction mixte.

2. CHARGES DU TRAFIC ROUTIER

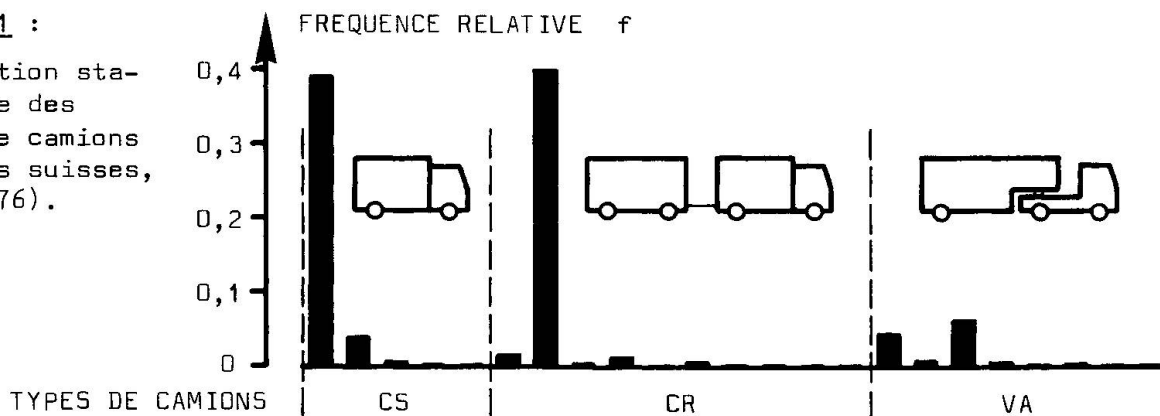
Dans le contexte d'une étude sur la fatigue, on comprend sous le terme charge les spectres des charges de service, c'est-à-dire leur description en fréquence et en intensité. Huit mesures de trafic effectuées sur le réseau suisse (1975-1976) et englobant un ensemble de 2340 camions sont à la base des résultats présentés ici. Les histogrammes des types de véhicules, de leurs poids totaux et de leurs géométries donnent une image, momentanée, du trafic routier réel [1] ; ils permettent aussi de mettre en évidence les aspects constitutifs généraux du trafic et d'établir un modèle de charge représentatif.

2.1 Types de véhicules

Une première distinction est d'abord faite entre les véhicules légers et les camions : sont considérés comme camions tous les véhicules ayant un poids total maximum admissible supérieur à 35 kN. On sépare de façon usuelle les camions en trois groupes : les camions solo (CS), les trains routiers (CR) et les véhicules articulés (VA). Dans chacun de ces groupes, on distingue différents types selon le nombre et l'arrangement des essieux.

FIGURE 1 :

Répartition statistique des types de camions (mesures suisses, 1975-1976).



La fréquence relative de chaque type de camion est représentée à la FIGURE 1 pour la moyenne des huit trafics mesurés. Parmi une grande variété de types de véhicules (23 types observés), il apparaît clairement que seuls trois ou quatre types sont statistiquement importants (89 % du trafic). Il s'agit du camion solo à deux essieux (CS10), du train routier à quatre essieux (CR42) et des véhicules articulés à trois ou quatre essieux (VA71 ou VA74).

Cette structure de trafic est, qualitativement, indépendante des conditions géographiques. Une évolution dans le temps est en revanche imprévisible ; elle dépend des circonstances historiques (parc de véhicules), techniques (innovation dans la construction), légales (charges limites) et économiques (type et volume de transports).

2.2 Poids totaux des véhicules lourds

Le deuxième paramètre essentiel dans ce propos est le poids total des véhicules lourds. La FIGURE 2 représente un exemple typique d'histogramme des poids totaux mesurés sur l'autoroute Lausanne-Genève.

Le domaine des poids des véhicules lourds est très large et va de 30 à 410 kN. La répartition statistique des poids totaux des véhicules est, dans la règle, bimodale. L'analyse de ces spectres montre que le premier maximum est caractéristique des véhicules vides ; sa position peut cependant varier (de 80 à 150 kN) selon la proportion de véhicules du groupe des CS. Le deuxième maximum englobe tous les véhicules pleins, c'est-à-dire chargés à la limite légale ; sa position est de ce fait très stable et bien marquée, pour la Suisse, à 280 kN.

La distinction entre véhicules pleins et véhicules vides, l'importance prépondérante du poids légal maximal et celle, moins prononcée, du nombre relatif des véhicules de chaque groupe peuvent être considérées comme les éléments constitutifs des spectres des poids. Les variations de l'un ou l'autre de ces paramètres expliquent les différences observées entre les trafics. Pour les trafics de différents pays, on retrouve systématiquement des distributions bimodales avec un premier maximum fluctuant quelque peu dans les faibles poids et un deuxième maximum fixé à la limite légale maximale.

Une valeur particulièrement importante dans ce propos est le poids équivalent Q_e , défini comme la moyenne "m^{ième}" des poids Q_i , selon l'expression :

$$Q_e = \left(\sum_i Q_i^m f_i \right)^{1/m}, \quad (1)$$

où f_i est la fréquence relative des classes de poids Q_i et $m = 3$ la pente des courbes de Wöhler ; cette définition sera justifiée ultérieurement. La valeur de Q_e varie assez fortement selon les trafics : le minimum mesuré est de 161 kN et le maximum de 232 kN ; la valeur pour l'ensemble des huit trafics suisses est de 182 kN.

2.3 Géométrie des véhicules lourds

La donnée géométrique la plus importante et la plus variable est la distance entre essieux extrêmes des véhicules. Elle varie entre 3 et 17 m et dépend principalement des types de véhicules. La FIGURE 3 donne les courbes des fréquences cumulées de ces distances pour les trois types principaux de véhicules. Les moyennes et écarts types sont quasi indépendants du trafic considéré. L'évolution dans ce domaine dépend essentiellement des innovations techniques dans la construction des véhicules.

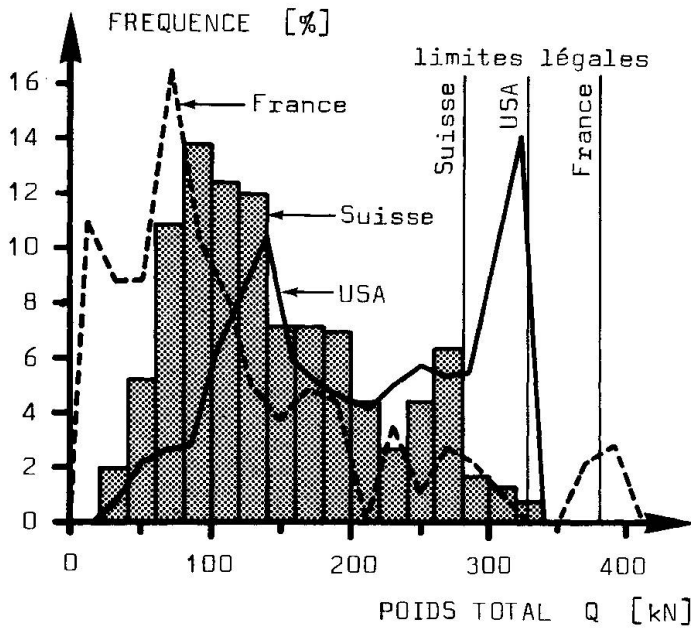


FIGURE 2 :

Histogramme des poids totaux de camions pesés en Suisse et comparaison avec deux autres trafics.

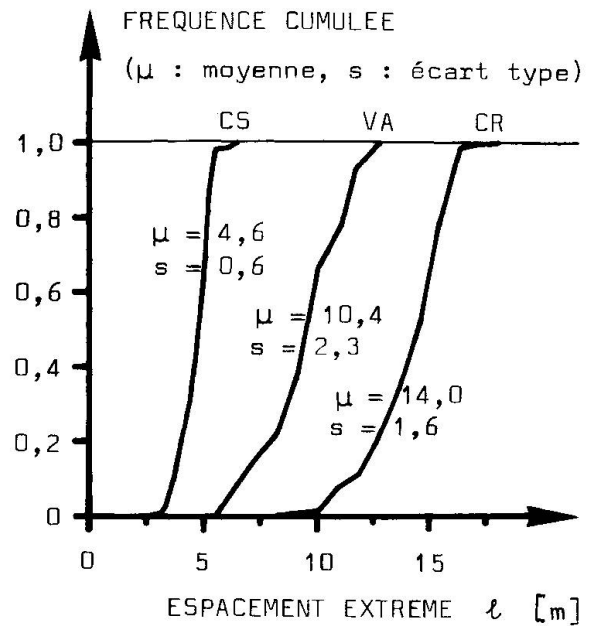
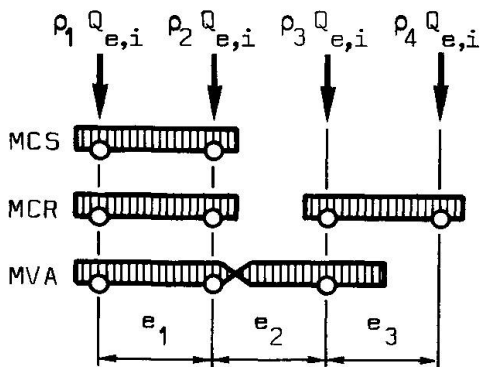


FIGURE 3 :

Distance entre les essieux extrêmes, pour les trois types principaux de véhicules.

2.4 Modèle de charge

L'intention de ce modèle (FIGURE 4) est de donner une image simple mais représentative du trafic réel, pour le calcul à la fatigue des ponts-routes. Il est constitué de trois chariots types correspondant aux trois groupes de véhicules. Les caractéristiques géométriques, les entr'axes et la proportion de la charge totale sur chaque essieu sont les valeurs moyennes mesurées. Chaque chariot type est donné avec une fréquence identique à celle du groupe de véhicules représenté. Enfin le poids de chaque chariot est admis égal au poids équivalent $Q_{e,i}$ des camions de chaque groupe.



TYPE	f *) [%]	$Q_{e,i}$ [kN]	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	e_1 [m]	e_2 [m]	e_3 [m]
MCS	44,7	115	0,43	0,57	—	—	4,56	—	—
MCR	42,5	217	0,25	0,37	0,20	0,18	4,70	5,12	4,14
MVA	12,8	218	0,27	0,37	0,36	—	3,29	6,07	—

*) f : fréquence relative de chaque type de chariot

FIGURE 4 : Schéma et caractéristiques des trois chariots types composant le modèle de charge du trafic.



3. CALCUL DES ACTIONS DE FATIGUE

3.1 Concept de résistance à la fatigue

Le concept de résistance reconnu dans ce travail est basé sur les courbes expérimentales de Wöhler ($\Delta\sigma$ -N), spécifiques à chaque détail constructif et sur la règle de sommation des dommages de Miner. La méthode de comptage est le Rain-flow. La pente des lignes de Wöhler est identique pour tous les détails et égale à $m = 3$ [2] [3] [4]. Le contenu de ce concept est résumé par les deux équations suivantes :

$$\log N = A - m \log \Delta\sigma, \quad (2)$$

$$X_e = \left(\sum_i X_i^m f_i \right)^{1/m}. \quad (3)$$

L'équation (2) définit les lignes de Wöhler et l'équation (3) donne la relation d'équivalence entre un spectre d'amplitudes aléatoires et une amplitude caractéristique équivalente, soit en particulier la contrainte équivalente $\Delta\sigma_e$.

3.2 Principe du calcul

Le but du calcul est de déterminer les actions de fatigue, soit un couple de valeurs ($\Delta\sigma_e$, N). L'image du trafic adoptée est celle d'une suite de camions canalisés dans une voie de circulation, indépendants les uns des autres et distants longitudinalement d'un multiple des longueurs d'influence des éléments considérés. Le nombre de cycles N est ainsi fixé identique au nombre de camions. Pour un élément de construction avec une longueur d'influence L et une valeur d'influence η , la détermination de la contrainte équivalente $\Delta\sigma_e$ suit alors le chemin suivant :

- 1.- Calcul des sollicitations $\Delta X'_i$ pour des charges concentrées identiques chacune au poids de l'un des k chariots du modèle de charge $Q_{e,i}$:

$$\Delta X'_i = \eta L Q_{e,i}. \quad (4)$$

- 2.- Calcul de la sollicitation équivalente $\Delta X'_e$ selon l'équation (3), avec les fréquences relatives f_i des k chariots types.
- 3.- Calcul de coefficients de réduction CRL_i sur les $\Delta X'_i$ pour la géométrie réelle de chaque chariot type.
- 4.- Calcul de la réduction globale CERL du $\Delta X'_e$ pour la géométrie réelle des chariots avec la relation :

$$CERL = \frac{\left[\sum_i^k CRL_i^m Q_{e,i}^m f_i \right]^{1/m}}{\left[\sum_i^k Q_{e,i}^m f_i \right]^{1/m}}. \quad (5)$$

- 5.- Calcul de la sollicitation équivalente ΔX_e :

$$\Delta X_e = \Delta X'_e CERL. \quad (6)$$

- 6.- Calcul de la contrainte équivalente avec le moment de résistance W de la fibre considérée :

$$\Delta\sigma_e = \Delta X_e / W. \quad (7)$$



En explicitant le terme ΔX_e selon les équations (3), (4) et (6), on obtient la relation simple pour $\Delta \sigma_e$:

$$\Delta \sigma_e = Q_e \text{ CERL } \eta L W^{-1}, \quad (8)$$

avec Q_e le poids équivalent du trafic complet selon l'équation (1). L'avantage de ce calcul gît dans sa simplicité tout d'abord et dans les propriétés du coefficient CERL défini ci-dessous.

3.3 Interprétation et valeurs du coefficient CERL

Dans une interprétation mathématique, le coefficient CERL est un coefficient de linéarisation de la fonction de transfert entre les charges et les sollicitations de fatigue. Son contenu est double : il représente en premier lieu le résultat de la combinaison linéaire des influences de chaque essieu dans le calcul des sollicitations et en deuxième lieu le résultat du comptage Rain-flow des amplitudes de sollicitations et de leur regroupement en une amplitude unique, équivalente quant au dommage.

La signification de ce facteur CERL pour l'ingénieur peut être soit celle d'un coefficient de réduction de la charge tenant compte des effets de fatigue, soit celle d'une sollicitation équivalente adimensionnelle, rapportée à la sollicitation correspondante d'une charge concentrée identique à Q_e .

La FIGURE 5 donne, en fonction de la portée, les valeurs de ce coefficient, pour le moment équivalent en travée d'une poutre infinie à travées et inertie constante (PIC). L'influence de la portée est monotone au-dessus de 10 m et les valeurs de CERL tendent asymptotiquement vers 1,0. Au-dessous de 10 m, le comportement est plus capricieux. Pour les très faibles longueurs d'influence, les essieux individuels deviennent déterminants ; lorsque L est nul, le coefficient CERL est identique au rapport du poids équivalent des essieux à celui des véhicules. On constate que l'arrangement des essieux en véhicules est très rapidement déterminant et qu'il est plus favorable que les essieux indépendants pour tout L inférieur à 15 m.

La sensibilité du coefficient CERL à la variation des caractéristiques géométriques des trois chariots types est concrétisée sur la FIGURE 5 par les courbes des valeurs limites. Ces courbes ont été calculées avec des longueurs de chariots

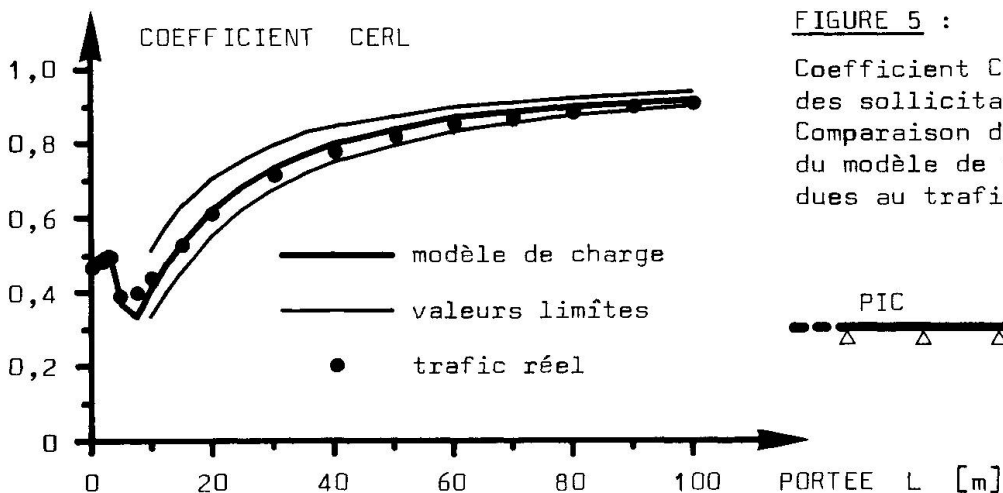


FIGURE 5 :

Coefficient CERL pour le calcul des sollicitations équivalentes. Comparaison des valeurs issues du modèle de charge avec celles dues au trafic réel.

égales aux valeurs moyennes moins un écart type et avec des poids relatifs d'essieux égaux aux valeurs moyennes plus un écart type. Elles représentent des situations extrêmes très peu probables. Les variations correspondantes du CERL restent à cet égard très modestes.

La validité de l'approximation géométrique du trafic réel par les trois seuls chariots types est démontrée par les points dénommés "trafic réel" sur la FIGURE 5. Ces points résultent d'un calcul effectué avec les 226 chariots réels d'un trafic mesuré. Ils sont pratiquement confondus avec les résultats du modèle de charge.

3.4 Propriétés du coefficient CERL

Le coefficient CERL ci-dessus défini et évalué présente deux propriétés très intéressantes :

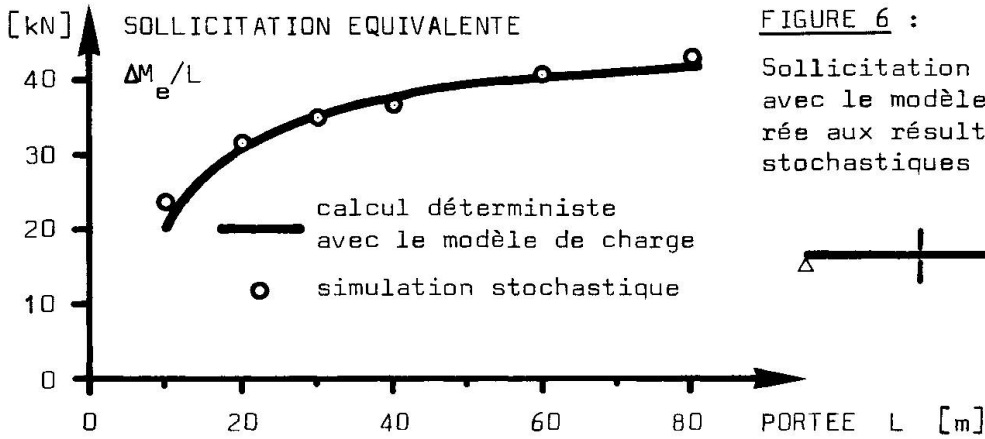
- 1.- Il est quasi invariant avec le système statique : cette invariance vaut pour une même position de la section, en travée par exemple, ou pour tous les systèmes statiques envisagés. Le CERL reste dans une bande large de 0,04 en valeur absolue. Pour d'autres positions de la section, les valeurs varient plus sensiblement ; en particulier pour les moments sur appuis, une nouvelle courbe doit être calculée.
- 2.- Il est quasi invariant pour les différents trafics : la géométrie du trafic et sa structure, c'est-à-dire le nombre relatif de chaque type de véhicule, n'a également pratiquement pas d'influence sur le CERL. Ceci a été vérifié pour les huit trafics mesurés en Suisse, pour un trafic allemand et un trafic français. Comme le CERL est par définition indépendant de l'intensité Q_e en valeur absolue, on peut le considérer comme indépendant du trafic. Ces propriétés ont été rigoureusement vérifiées pour toutes les portées supérieures à 10 m.

3.5 Discussion de l'image de trafic

On a vu que les véhicules réels en tant qu'unités de charges sont très bien représentés par les trois chariots types du modèle de charge. L'image du flux de trafic est en revanche plus discutable : la distance entre véhicules est en réalité une variable aléatoire distribuée selon une loi négative exponentielle ou gamma. A cet effet, les sollicitations équivalentes issues du calcul déterministe simple proposé ici ont été comparées dans la FIGURE 6 à des simulations stochastiques de trafic [5]. Le calcul et la simulation ont été effectués pour une ligne d'influence de poutre simple en travée et pour une section transversale ouverte à deux poutres maîtresses. Le calcul déterministe ne considère qu'une seule voie de circulation mais la simulation tient compte d'une deuxième voie de circulation à gauche, chargée par un même trafic que la voie de droite. La simulation correspond à un trafic défini comme dense sur les deux voies, soit réalisée avec des distributions d'entre-distances entre véhicules égales au dixième des valeurs mesurées réelles.

La correspondance entre les résultats est excellente (FIGURE 6). Elle justifie les simplifications adoptées dans l'image du trafic. Deux mesures des contraintes sous trafic dans des ponts-mixtes ont de même confirmé absolument la validité du calcul effectué.

Ces observations peuvent être expliquées par l'analyse des effets de quelques combinaisons élémentaires de véhicules. Elles montrent clairement que les cas



de présences multiples de véhicules dans les zones d'influence ne constituent pas un fait déterminant pour le calcul à la fatigue [1].

4. COMPORTEMENT DES PONTS-ROUTES MIXTES

Le modèle de calcul précédemment discuté a été appliqué au cas des poutres maîtresses de ponts-routes en construction mixte. Ce paragraphe donne un commentaire des résultats obtenus. Les durées de vie N sont calculées pour un détail constructif de type E (selon [4]). L'équation donnant N est :

$$\log N = 11,54 - 3 \log \Delta \sigma_e, \quad (9)$$

et le $\Delta \sigma_e$ est déterminé selon l'équation (8). Les effets dynamiques ne sont pas considérés dans ce calcul.

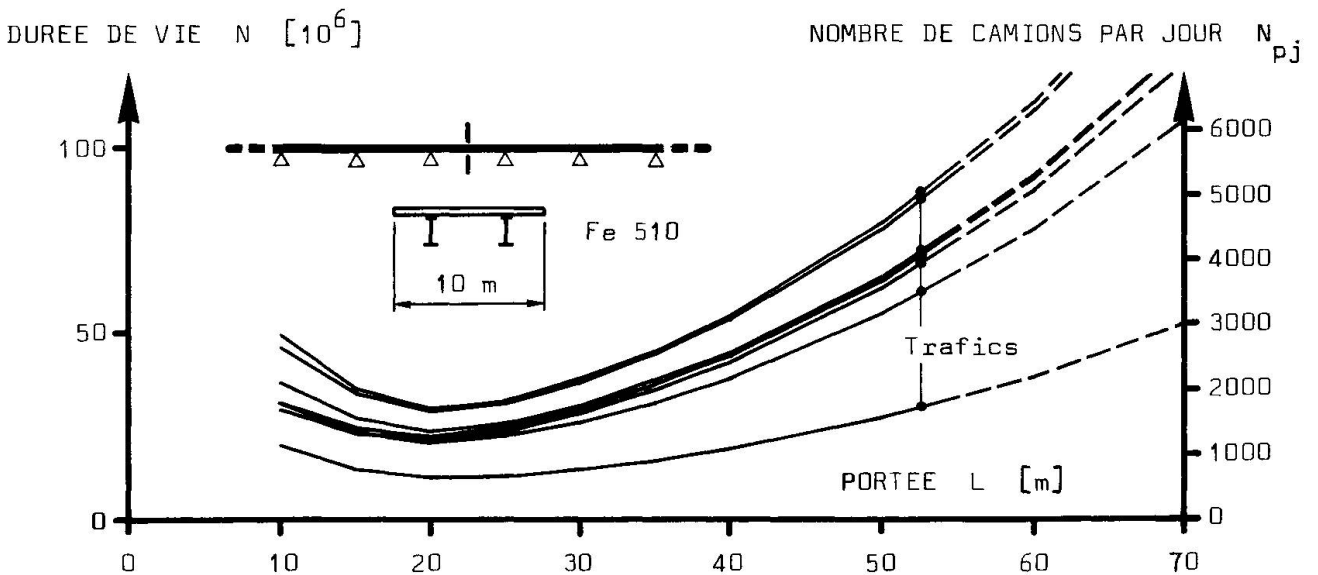


FIGURE 7 : Durée de vie calculée pour les ponts mixtes continus à deux poutres maîtresses ; influence du trafic et de la portée.



Les durées de vie obtenues sont représentées à la FIGURE 7 en fonction de la portée ; les différentes courbes correspondent à huit différents trafics. Le système statique considéré est la poutre continue infinie à travées égales. Les durées de vie N sont exprimées en nombre total de camions N ou en nombre de camions par jour N_{pj} , pour une vie totale de 70 ans à raison de 250 jours par an.

On constate que pour les portées de 20 à 30 m, les durées de vie sont minimales ; elles correspondent sur l'échelle de droite à un N_{pj} de l'ordre de 1000 camions par jour, montrant que dans cette zone la fatigue peut devenir déterminante. Les grandes portées sont en revanche peu sensibles à la fatigue ; au-delà de 50 à 55 m, on peut considérer que tout le spectre des contraintes est situé au-dessous de la limite d'endurance. L'influence de la portée provient (voir équation 8) de la variation non monotone du rapport $CERL/W$. L'influence du trafic provient de la fluctuation des poids équivalents Q_e ; elle donne sur N des variations dans un rapport de 1 à 3, indépendamment de la portée. Une réglementation pratique devra, conséquemment à ces observations, inclure l'influence de la portée et distinguer les trafics en quelques classes d'intensité Q_e différentes.

Le calcul pour d'autres systèmes statiques, soit avec d'autres W et η dans l'équation (8), montre que les poutres continues sont les systèmes parmi les plus défavorables pour la fatigue ; par exemple, N est, pour une poutre simple, 4,5 fois supérieur aux valeurs de la FIGURE 7.

On voit, à l'aide de ces résultats, comment chaque influence peut être facilement reliée à l'un ou l'autre terme des équations (8) et (9). Une étude paramétrique détaillée selon ce mode est donnée dans la référence [1] ; elle inclut une estimation des effets de l'évolution des charges du trafic routier.

5. CONCLUSION

Ce travail contribue sous trois aspects à une meilleure connaissance des problèmes de fatigue dans les ponts-routes : les charges du trafic routier ont été abordées en premier, les résultats des mesures donnent une image locale du trafic et l'analyse statistique des données a permis de dégager ses aspects constitutifs généraux. Le résultat de la discussion sur les charges s'est concrétisé par l'élaboration d'un modèle de charge pour le trafic.

Le calcul des actions de fatigue était le deuxième objet traité. Il a été démontré ici que, pour la fatigue, les effets du trafic sont très bien représentés par les effets de trois véhicules types du modèle de charge. Un schéma de calcul pour la vérification pratique a été développé sur cette base ; il s'appuie sur un coefficient de réduction permettant de rapporter le calcul aux effets d'une charge élémentaire et possédant des propriétés remarquables.

Sur la base des informations acquises, le comportement à la fatigue des ponts-routes mixtes a été estimé et discuté. Les résultats qualitatifs et quantitatifs obtenus sont d'une part une base pour la conception et d'autre part un ensemble de repères et de critères pour la réglementation de la vérification à la fatigue des ponts-routes.

REFERENCES

- [1] JACQUEMOUD, J. Analyse du comportement à la fatigue des ponts-routes. Thèse no 389, Ecole polytechnique fédérale, Lausanne, 1980.



- [2] FISHER, J.W., FRANK, K.H., HIRT, M.A., McNAMEE, B.M. Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Steel Beams. NCHRP Report No. 102, Highway Research Board, Washington D.C., 1970.
- [3] SCHILLING, C.G., KLIPPSTEIN, K.H., BARSOM, J.M., BLAKE, G.T. Fatigue of Welded Steel Bridge Members under Variable-Amplitude Loadings. NCHRP Final Report, Project 12-12, Transportation Research Board, Washington D.C., 1975.
- [4] Norme SIA 161 (1979) : Constructions métalliques. Société suisse des Ingénieurs et architectes, Zürich, 1979.
- [5] BRULS, A. BAUS, R. Etude du comportement des ponts en acier sous l'action du trafic routier. Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques, Bruxelles, 1981.



Probabilistic Load Modelling for Bridge Fatigue Studies

Modèle probabiliste de chargement pour l'étude de la fatigue dans les ponts

Probabilistische Belastungsmodelle zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von Brücken

FRED MOSES

Professor of Civil Engineering
Case Institute of Technology
Cleveland, OH, USA

SUMMARY

A reliability (safety index) model is presented to provide consistent levels of fatigue safety for steel girder bridges. An accurate truck loading spectra is required, however, for such probabilistic-based design. A weigh-in-motion system is described using highway girders as equivalent static scales which monitor truck weights without detection. Its implementation at more than fifty sites in the United States demonstrates that accurate truck data for bridge loading spectra and other planning needs is feasible.

RESUME

Un modèle de fiabilité (indice de sécurité) est présenté afin de prévoir les différents niveaux de sécurité à la fatigue des ponts à poutres métalliques. La connaissance précise du spectre des charges de camions est nécessaire pour un tel calcul probabiliste. On décrit un système de mesures utilisant les poutres-maîtresses du tablier comme balance pour le pesage des camions en mouvement. Son utilisation sur plus de cinquante sites aux Etats-Unis a démontré qu'il était possible d'obtenir des données précises relatives aux charges de camions pour les spectres de chargement de ponts ou pour tout autre besoin.

ZUSAMMENFASSUNG

Ein Zuverlässigkeitsmodell (Sicherheitsindex), das entsprechende Sicherheitsniveaus gegen Ermüdungsbruch liefert, wird vorgestellt. Für eine auf der Wahrscheinlichkeitstheorie aufgebaute Berechnung benötigt man aber ein genaues Lastenspektrum. Ein System wird beschrieben, das Lastwagengewichte während der Fahrt unbemerkt überprüft, indem die Brückenträger als Waagen dienen. Dieses System wurde an mehr als 50 Brücken in den USA angewendet und hat gezeigt, dass genaue Lastwagendaten für Brückenbelastungsspektren oder andere Planungszwecke erfasst werden können.



1. INTRODUCTION

An important part of the probabilistic criteria of safety is the loading description. Recent implementation of fatigue specifications for steel highway bridges incorporated load spectra, laboratory data on welded attachments and field observations of stress histories [1]. The influence of fatigue specifications on short and medium span steel bridges is considerable affecting both main girder sizes and attachments used. In the United States the load spectra was based on distributions of truck weights and field measurements of stresses [2]. In particular, the fatigue life distribution is significantly influenced by the extreme tail of the load histogram. Several studies at Case Institute investigated fatigue loading on bridges and probabilistic based design methodology [3,4]. Ten steel bridges were instrumented with over 10,000 truck passages monitored for bridge response including stress ranges at critical locations and truck loading patterns including speed, lane and interval spacing [5]. Because of the importance of the heavy end of the truck weight spectra a weigh-in-motion system was developed and is described herein. The need arises because heavy vehicles exceeding the legal weight laws often avoid permanent and temporary weigh scales. The system obtains accurate and economical weight spectra in an undetected manner [6]. Such information can be incorporated in a probabilistic load model and also in a safety index or reliability formulation of bridge fatigue [7,8]. These approaches are described herein.

2. HIGHWAY BRIDGE FATIGUE MODEL

Using several assumptions a simple bridge fatigue model can be developed. These include: a) each truck passage produces one cycle of stress range amplitude, b) the number of stress cycles is the expected truck volume, c) the relationship between calculated nominal stress from design loads and formulae and the actual nominal stresses at attachments can be estimated from field studies, d) gross vehicle weight distributions can be directly transformed into load effects (moment, shear, etc.) distributions and e) a linear damage sum is applicable to fatigue damage prediction.

A commonly used probabilistic safety formulation is to assign random variables to resistance, R , and loading, S , and express the reliability measure as a safety index, β , in terms of means (\bar{R} and \bar{S}) and coefficients of variation (V_R and V_S). In the present model the load (S) uncertainties are the bending moment due to a single vehicle (M), load amplifications due to closely spaced vehicles (h), analysis uncertainty (g), impact (I) and section property (S_x). The loading, S , may be conveniently expressed as:

$$S = \frac{MghI}{S_x} \quad (1)$$

The equivalent resistance may be obtained by setting the expected fatigue damage sum D equal to 1.0 where the damage may be expressed from the stress range spectra as:

$$D = \frac{V}{A} \sum S_i^3 f(S_i) \quad (2)$$

where V is the lifetime truck volume or number of cycles, $f(S_i)$ is the frequency of occurrence of stress range S_i and A is the fatigue life intercept of the particular weld attachment. Since stress is assumed proportional to vehicle weight we can substitute for the weight distribution $f(W_i)$ from:

$$S_i = W_i \frac{R}{W_n} \quad (3)$$

where R is the design resistance corresponding to the nominal design vehicle W_n (or its equivalent if using distributed uniform loading models rather than the vehicle loading typical in North American practice [9]).

Expressing the vehicle weight distribution by a single equivalent fatigue loading value, L , as:

$$L = \sum \left[\frac{W_i}{W_n} \right]^3 f(W_i) \quad (4)$$

a loading average with a cubic (fatigue slope) weighting function. Substituting Equations (3) and (4) into Equation (2) with damage, $D = 1$ gives:

$$R = \left[\frac{A}{LV} \right]^{1/3} \quad (5)$$

The resistance, R , in Equation 5 is the stress which gives an expected damage $D = 1$ with the load spectral distribution L , truck volume V and fatigue attachment constant A . L , V and A are the random variables associated with resistance R and M , g , h , I and S_x are random variables of loading S . Other arrangements of the variables are possible and should give similar reliability conclusions especially if advanced level II calculations are performed. For convenience the safety index can be defined from a typical lognormal format as:

$$\beta = \frac{\ln \frac{\bar{R}}{\bar{S}}}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \quad (6)$$

The means and coefficients of R and S may be derived from Equation 1-5 [4]. Data for the random variables are available from field measurements, traffic studies and laboratory tests. A previous study by the author and his colleagues showed that AASHTO based designs have typical safety indices in the range of 1.5 to 3.0 for redundant components and 50 year lives [4,8]. Higher β 's occur for nonredundant components for which AASHTO permits lower stress ranges [9]. The study showed that with some revisions a consistent array of β 's for different component designs could be achieved. For example, the allowable stress range should be made a continuous function of truck volume instead of discrete volume categories as presently in some codes such as AASHTO. Further, the nominal loading should coincide with a representative vehicle with expected dimensions and axle load percentages instead of a variable wheel base vehicle. Safety indices for nonredundant structures should be based on risk models which integrate load probability occurrences over a range of damage initiating from component failure to complete collapse [7].

3. WEIGH IN MOTION STUDIES

An important consideration in bridge and pavement design affecting strength and fatigue is the extreme vehicle loadings. The load distribution variable



L in Equation 4 is strongly affected by the heavy tail portion of the vehicle weights. In developing the AASHTO load specification data was used from typical traffic survey studies [2]. Heavy trucks, however, will try and avoid such scales because of the legal penalties assigned to overweight vehicles. By-pass roads and CB radios make such avoidance relatively easy in most situations.

In recent years a number of research organizations all over the world have participated in developing pavement scales for weigh-in-motion operations. This involves setting a small scale or plate even with the pavement whose response to passing tires could be monitored and calibrated with static axle weights. The author and his colleagues reviewed such operations and concluded that the dynamic impact is the major limitation of pavement scales. [10]. The typical scale "sees" an instantaneous axle load for only several milliseconds while it is fully supported on the scale. This time represents only a small portion of the tire force oscillation period. Due to normal pavement roughness and possibly a "bump" caused by the scale itself the force oscillation could easily be 30-40% of the static value and introduce erroneous predictions. One solution attempted is multiple scales in series and averaged, but this increases the chances for equipment malfunction. If properly resurfaced the pavement scales may be adequate for general statistical trends, but mostly they have been installed at busy loadometer stations where truck speeds can be controlled. However, the problem of avoidance remains.

As a consequence of such difficulties with pavement scales the author and his colleagues extended the bridge stress measurement field program to encompass weight calculations [10,11]. The system developed has reached the stage of relatively routine application by the Ohio Department of Transportation and the Federal Highway Administration to obtain accurate truck weight spectra [6,12]. It has been used thus far to monitor truck weights at more than 50 sites.

3.1 A Highway Bridge "Scale"

The weigh-in-motion system being described utilizes existing highway bridges to serve as equivalent static scales. Trucks move at normal speeds and are unaware of the weighing operation. Traffic tapeswitch detectors (narrow strips) are bonded to the pavement and provide the vehicle's velocity and axle dimensions (also, the vehicle spacings if needed for a bridge loading study). Strain gages contained within reuseable transducers are clamped at bridge midspans to steel flanges or bolted to concrete girders to provide strain response during a vehicle passage across the bridge. By matching the strain response with predictions based on the vehicle's axle spacing and speed, the axle weights of the truck can be found [13]. In fact, a 40-80 HZ strain sampling rate is used and a least square algorithm has been derived to more accurately calculate the axle weights. It applies an inverse-type analyses in which the structure response (strain record) is known and the loads (truck axle weights) are computed. To establish an accurate relationship between strains and truck weights a calibration vehicle of known weight is used. All monitoring instrumentation and portable electric power is contained in an instrument van parked discretely underneath or some distance away from the bridge.

3.2 Accuracy

To date, more than 50 sites have been monitored including simple span and continuous steel girder bridges (40-120' typical) and reinforced and prestressed concrete girders in all parts of the United States. Because of the



small girder strains normally encountered the reuseable strain transducers described above were designed to mechanically magnify the strain [14].

The system accuracy has been verified in several ways:

- a). Repeatability - By repeated weighing of the calibration truck a measure of the system performance can be achieved. The standard errors in such tests is usually less than 3%. In some instances the scatter with weigh in motion has been smaller than with repeated weighings at fixed static scales.
- b). One to One Comparison with Static Scales - In several tests the weigh-in-motion has been set-up near existing static scales. Such monitoring has enabled direct comparisons for relatively large number of vehicles. The results show very good agreement for gross weights with standard errors less than 10%, though as indicated above the source of the differences is sometimes questionable, whether it is in the static or weigh-in-motion values. The observed differences for individual axle weights is larger than for gross weight as would be expected since the bridge behavior acts as a filter responding to the gross truck weight more greatly than individual axles. Nevertheless, by properly choosing bridge dimensions good agreement with static axle weights has been achieved.

The predictions are also unbiased which means that for fatigue calculations it provides a very accurate prediction of the load spectra.

3.3 Future Tests

With the verification of the weighing concept a new tool is available to accurately determine an unbiased histogram of vehicle weights for fatigue analysis. The system is easily installed and the generally large number of available test bridges means that bridge engineers can inexpensively and quickly determine a full range of truck movements. With some modifications the system may also aid enforcement planning since recent software changes reported by Moses and Ghosn [14] permit real-time calculation and display of the truck weights.

At present, the system monitors a single lane or two lanes independently. Tests planned will also involve multilane measurements to specifically monitor closely spaced vehicle combinations. Although, these events may be unimportant for fatigue or some planning studies they are important for developing probabilistic models of ultimate load conditions. This information could be incorporated in reliability evaluation of ultimate strength criteria [15].

The instrumentation described herein may also be used to correlate the truck loads with bridge stresses at fatigue sensitive attachment locations. Such strain history records of in-field behavior could subsequently become the input to laboratory testing programs for bridge components. By correlating truck weights and traffic to the measured stresses a convenient method of extrapolating field data to a variety of site conditions can be achieved. Further, some of the assumptions and results of the fatigue reliability model can be verified.

4. CONCLUSIONS

- 1. Fatigue predictions based on probabilistic analysis require accurate models of load spectra. Frequency of occurrence of heavy vehicle loads and vehicle combinations (headway) are needed in reliability prediction models. Partial safety factors can then be derived to obtain consistent reliabilities for different weld attachments and expected truck weights and traffic volumes.



System models should also be derived to produce consistent factors for redundant and nonredundant behavior.

- 2. Current truck weight statistics may not be accurate because of avoidance of public scales by overweight vehicles. A weigh-in-motion system has been described which is now being implemented. It utilizes highway bridges as equivalent scales and can monitor heavy trucks without detection. Its use in the United States at more than 50 sites demonstrates that accurate weight data can be obtained.

- 3. Reliable truck weight data should be assembled and put into a loading model applicable to repeated loadings (fatigue) and maximum lifetime load (limit state design). The observed loadings should be related to legal, permit and rating loads to obtain consistent reliability levels for each application.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to express his appreciation for support of the research activity at Case Institute of Technology over the last decade on bridge fatigue, field measurements and weigh-in-motion systems. This includes the Ohio Department of Transportation and the Federal Highway Administration. Several present and former colleagues have contributed to this work including Drs. Robert Garson and Anthony Pavia, Richard Snyder and Michel Ghosn and Professor George Goble.

6. REFERENCES

1. FISHER, J.W., "Bridge Fatigue Guide", American Institute of Steel Construction, 1977.
2. GALAMBOS, C.F., "Highway Bridge Loadings", Public Roads, Vol. 43, No. 2, September, 1979.
3. MOSES, F., and GOBLE, G.G. and PAVIA, A., "Applications of a Bridge Measurement System", Transportation Research Record 579, 1976, Washington, D.C.
4. MOSES, F. "Bridge Loading Spectra and Fatigue Design", ASCE National Meeting, New Orleans, April, 1975.
5. GOBLE, G.G., MOSES, F., and PAVIA, A., "Field Measurements and Laboratory Testing of Bridge Components", Report No. Ohio-DOT-08-74, Dept. of Civil Engineering, Case Institute, Cleveland, Ohio, January, 1974.
6. MOSES, F., "Weighing Trucks-In-Motion Using Instrumented Highway Bridges", Proceedings 1980 Ohio Transportation Engineering Conf., Columbus, Ohio, April, 1980.
7. MOSES, F., "Reliability Analysis of Highway Bridge Vehicle Loadings", ASCE National Convention, Portland, April, 1980.
8. MOSES, F. "Probabilistic Approaches to Bridge Design-Loads", Transportation Research Record 711, 1979, Washington, D.C.



9. AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway Officials, 1977.
10. MOSES, F. and GOBLE, G.G., "Feasibility of Utilizing Highway Bridges to Weigh Vehicles in Motion", Federal Highway Administration, FHWA-RD-75-33, Nov. 1974, Washington, D.C.
11. MOSES, F. and KRISS, M. "Weigh-In-Motion Instrumentation" Federal Highway Administration, FHWA-RD-78-81, June, 1978. Washington, D.C.
12. LIKINS, G. et.al, "Loading Spectrum Experienced by Bridge Structures in the United States", Report in progress, Bridge Weighing Systems, Cleveland, Ohio, 1982.
13. MOSES, F. "Weigh-In-Motion System Using Instrumented Bridges", Journ. of the Transportation Division ASCE, Vol. 105 TE3, April, 1979.
14. MOSES, F. and GHOSN, M., "Weighing Trucks-In-Motion Using Instrumented Highway Bridges", Report to Ohio Department of Transportation, Dept. of Civil Engineering, Case Institute, Cleveland, Ohio, 1981.
15. MOSES, F. and GHOSN, M., "Requirements for a Reliability-Based Bridge Code", ASCE National Meeting, October, 1981, St. Louis.

Leere Seite
Blank page
Page vide