

**Zeitschrift:** IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

**Band:** 21 (1975)

**Rubrik:** Theme I: Concept and design

#### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 31.01.2026

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

## **Zum Einfluss von Dächern und Außenwänden auf die Funktionstüchtigkeit von Gebäuden aus Metalleichtkonstruktionen**

Influence of Roofs and Curtain Walls on Functional Qualities of Buildings made of Light Metal Construction

Influence des toitures et façades sur les qualités fonctionnelles de bâtiments en construction métallique légère

**Werner TEUBER**  
Dr.-Ing.

**Joachim LOLIES**  
Dr.-Ing.  
Bauakademie der DDR  
Berlin / DDR

**Günter KUBE**  
Dipl. Ing.

Mit der raschen Entwicklung des Metalleichtbaus hat die Anwendung leichter Dach- und Außenwandkonstruktionen einen bedeutenden Aufschwung genommen, weil es durch den Einsatz neuer Materialien, hochwertiger Materialkombinationen und rationeller Verfahrenslösungen möglich ist, den Materialeinsatz je Erzeugniseinheit ständig zu senken und durch einen höheren Mechanisierungs- und Automatisierungsgrad die Fertigungszeiten zu verkürzen. Gleichzeitig ergeben sich mit der Anwendung dieser leichten Umhüllungen von Gebäuden eine Reihe neuer Fragen, die vorwiegend mit der langzeitigen Funktionssicherung bei der Nutzung zusammenhängen und die es notwendig machen, überliefertes Wissen kritisch zu überprüfen. Im vorliegenden Beitrag wird auf einige ausgewählte Einflüsse hingewiesen, die sich auf die Nutzung von Gebäuden mit leichten Dächern und Außenwänden auswirken.

### **1.0. Funktionelle Anforderungen an Dächer und Außenwände und ihre Umsetzung in leichten Konstruktionslösungen**

Umhüllungskonstruktionen von Gebäuden unterliegen einer vielseitigen Beanspruchung. Die wesentlichsten Einflüsse ergeben sich einmal aus der natürlichen Umwelt der Gebäude (äußere Faktoren). Sie gliedern sich in folgende Hauptkomponenten:

#### **- Äußere Einflußfaktoren:**

Witterungseinflüsse durch Schnee, Regen, Wind u.a., Wärmeeinwirkung durch Lufttemperatur und Strahlung, Luftverunreinigungen durch unterschiedliche Medien, Lärm- und Geräuscheinwirkungen sowie Erschütterungen, mechanische und andere Beanspruchungen bei der Montage sowie bei Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen.

#### **- Innere Einflußfaktoren:**

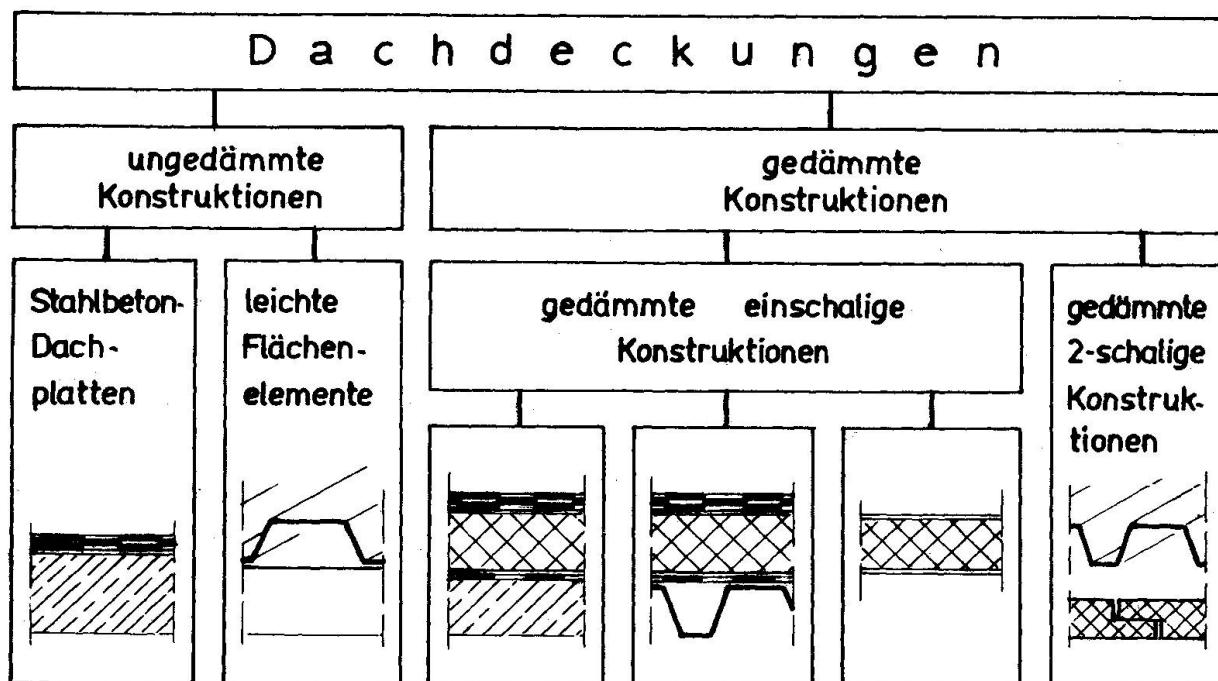
Wärmelastung aus der technologisch-funktionellen Nutzung, Feuchtigkeitseinflüsse aus Raumluft, Wasserdampf u.a., betriebliche Emissionen, wie Säure, Gas, Staub, Lärm u.a.m.

Daraus ergeben sich als wichtige Gebrauchswertanforderungen an Dächer und Außenwände:

- Statisch-konstruktiv:** Aufnahme und Weiterleitung von Eigen- und Verkehrslasten an die Haupttragwerke,

- funktionell-technologisch: Schutz vor äußeren Klimaeinflüssen und schnelle Abgabe von Emissionen an die Außenatmosphäre,
- sanitär-hygienisch: Gewährleistung bestimmter raumklimatischer Verhältnisse, Oberflächentemperaturen usw., die zum Wohlbefinden der Menschen beitragen.

Diesen und weiteren Einflüssen muß die stoffliche und konstruktive Lösung von Dach- und Wandkonstruktionen Rechnung tragen, wobei es erforderlich ist, die einzelnen Einflußgrößen unter den konkreten Anwendungsbedingungen exakt zu untersuchen. Aus der Vielzahl möglicher Kombinationen von Anforderungen ergibt sich auch die international anzutreffende Vielfalt der Konstruktionslösungen für leichte Umhüllungen sowohl im stofflichen Aufbau als auch in den geometrischen Parametern und konstruktiven Verbindungslösungen. Folgende Lösungen sind, z.B. für Dachdeckungen gegenwärtig als Hauptkategorien anzusehen:



Schematische Darstellung gegenwärtiger Hauptvarianten von Dachdeckungen im Metalleichtbau

Die Leichtbauvarianten werden z.Zt. vorwiegend mit folgenden Baustoffen bzw. Materialkombinationen realisiert:

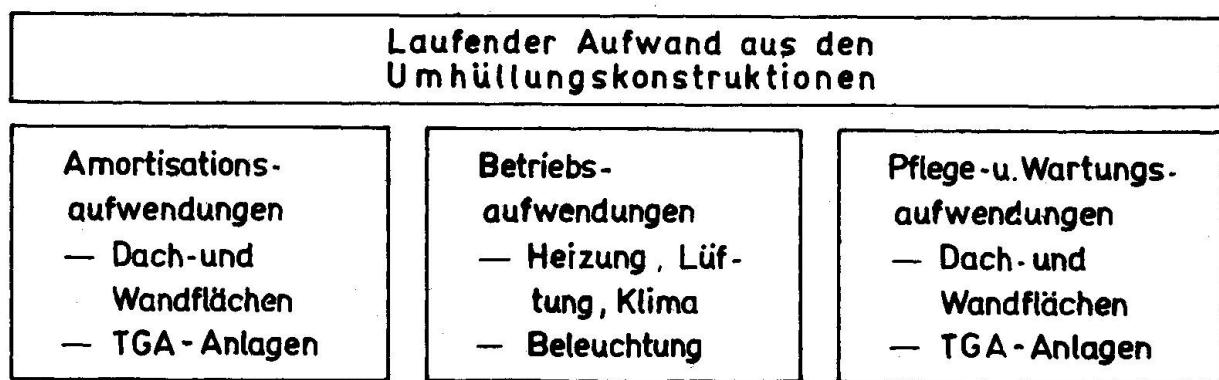
- Ungedämmte Dachdeckungen und Außenwände
  - Asbestzement-Welltafeln, gepreßt und teilweise autoklav behandelt mit verschiedenen Oberflächenvergütungen,
  - Aluminiumtafeln, meist als Trapez- oder Wellprofile mit unterschiedlicher Oberflächenbehandlung,
  - Stahlblechtafeln, meist als Trapezprofile mit verzinkter und kunststoffbeschichteter oder anderweitig vergüteter farbiger Oberfläche,
  - in zunehmendem Umfang Plastprofilplatten und -bänder auf unterschiedlicher Materialgrundlage.

### Gedämmte Dachdeckungen und Außenwände

- Bitumendämmdeckungen auf Tragschichten aus Stahl- und Aluminium-Profilblechen mit unterschiedlichen, meist organisch-künstlichen Dämmstoffen,
- leichte Mehrschichtelemente mit Schaumplastkernen (PUR und PS) und Deckschichten aus Aluminium-, Stahlblech-, Asbestzementtafeln u.a. Materialien,
- zweischalige Dachdeckungen und Außenwände mit Wetterschalen aus Asbestzement- und Metallblech-Profiltafeln sowie Dämmschalen auf der Basis von Mineralwollen oder Plasticschäumen,
- Außenwände aus Rahmenelementen mit umlaufenden Holz- oder Metallrahmen und unterschiedlichen Dämm- und Deckschichten.

### 2.0. Funktionstüchtigkeit und ökonomischer Aufwand

Mit der Wahl dieser oder jener technischen Lösung für Dächer und Außenwände werden im allgemeinen Entscheidungen von großer ökonomischer Tragweite getroffen, da durch sie neben dem einmaligen Aufwand für die Investitionen insbesondere die laufenden Betriebs- und Pflegeaufwendungen beeinflußt werden. Diese Abhängigkeit stellt sich aufwandsmäßig als Optimierungsproblem zwischen dem einmaligen Investitionsaufwand und dem Aufwand beim Nutzen, Betreiben und Unterhalten der Konstruktionen dar.



Schematische Darstellung des Einflusses der Umhüllungskonstruktionen auf die Nutzungskosten von Gebäuden

Diese Wechselwirkungen treffen allgemeingültig für alle Konstruktionssysteme zu, sind jedoch beim Leichtbau in ihren Auswirkungen wesentlich differenzierter. Ein Hauptproblem besteht in der bauphysikalisch, besonders wärme- und feuchtigkeits-technisch, richtigen Dimensionierung, in einem dementsprechenden Materialeinsatz und in der werkstoffgerechten Ausführung und Wartung der leichten Dach- und Außenwandkonstruktionen. Auf einige Fragen und Erfahrungen wird nachfolgend eingegangen.

## 2.1. Richtiges Materialeinsatz und werkstoffgerechte Ausführung

Bei den für Dachdeckungen zur Anwendung kommenden Konstruktionslösungen handelt es sich im allgemeinen um Kombinationen von Schichten aus Baustoffen mit unterschiedlichen materialtechnischen Eigenschaften. Soweit diese Eigenschaften zur Erfüllung der Funktionen einzelner Schichten notwendig sind, wie z.B. geringe Wärmeleitfähigkeit bei Wärmedämmenschichten, hoher Diffusionswiderstand bei Dampfsperren und Wasserdichtigkeit, ergeben sich daraus keine Probleme. Schwierigkeiten aber können auftreten beim festen Zusammenfügen von Materialien mit stark abweichenden temperaturbedingten Formänderungen (Dehnen und Verkürzen), feuchtigkeitsbedingten Formänderungen (Quellen und Schwinden) sowie zum Beispiel durch das Ausdiffundieren von Gasen verursachte Volumenabnahmen, die zu Riß- und Fugenbildungen, Verwölbungen, Ablösen von Deckschichten und anderen Schäden führen können. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die materialtechnischen Eigenschaften und die Wirkprinzipien der neuen Baustoffe sehr genau zu studieren, optimale Kombinationen zu ermitteln und damit eine langzeitige Funktionssicherung bei minimalem Pflege- und Unterhaltsaufwand zu erreichen. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, daß die Probleme, wie sie in den Einführungsphasen des Leichtbaues auftraten, heute für die normal beanspruchten Flächen weitgehend beherrscht werden. Besonderer Wert aber ist weiterhin auf die Ausbildung von Detailpunkten von Dächern und Wänden zu legen, da unsachgemäße Details oft das gesamte Prinzip schmälern können. Wichtig sind in dieser Hinsicht beispielsweise die funktionstüchtigen und beständigen Ausbildungen von Kehlen, Mulden, Durchbrüchen, Attika- und Gangvarianten sowie anderen Anschlußpunkten. Vor allem sollte es darum gehen, die Details von vornherein konstruktiv so auszubilden, daß ihre Funktionsfähigkeit durch die Ausführung kaum beeinflußt werden kann. Dabei muß betont werden, daß insgesamt die einwandfreie, materialgerechte technologische Ausführung der Bauarbeiten eine entscheidende Rolle für die Lebensdauer von Dachdeckungen und Außenwänden spielt. Das bedeutet, daß die Technologien unbedingt den materialspezifischen Eigenschaften der neuen leichten Baustoffe entsprechen müssen und daß unter diesen Gesichtspunkten auch die Arbeitskräfte ständig qualifiziert werden müssen.

## 2.2. Zu Fragen des Wärme- und Feuchtigkeitsschutzes

Die funktionssichere Lösung der mit dem Leichtbau verbundenen wärme- und feuchtigkeitstechnischen Probleme ist eine Grundvoraussetzung für die Breitenanwendung dieser Gebäude. Dabei sind sowohl der sommerliche Wärmeschutz als auch die Fragen der Kondensatbildung in die komplexe Betrachtung des nutzungsgerechten Bauens einzubeziehen. Bei traditionellen Gebäuden ist infolge der großen Baumasse und der daraus resultierenden hohen Speicherfähigkeit eine ausreichende Wärmebeharrung der Dach- und Wandbauteile und eine gute Thermostabilität der Bauwerke bei instationären Temperatureinflüssen im Sommerzustand gewährleistet. Die Massereduzierung beim Leichtbau bringt zwangsläufig einen Verlust an Wärmespeicherfähigkeit mit sich. Der Übergang zu leichten Baustoffen mit Anordnung mehrerer Materialschichten unterschiedlicher Stoffeigenschaften verändert das bauphysikalische Gesamtverhalten dieser Elemente entscheidend. Bei Schichtkonstruktionen aus Materialien geringer Rohdichte und

geringem Speichervermögen wird trotz erhöhter Wärmedämmung die Wärmeträgheit der Umhüllung so herabgemindert, daß der Innenraum in großem Maße den kurzfristigen Temperaturschwankungen des Außenklimas unterworfen ist. Daraus ergeben sich Schlußfolgerungen für die Gewährleistung eines den Arbeits- und Lebensbedingungen entsprechenden Raumklimas durch entsprechende Lüftungs- oder Klimaanlagen. Es gilt, für den jeweiligen Anwendungsfall ein Optimum zwischen dem einmaligen Investitionsaufwand für Außenbauteile und dem laufenden Betriebsaufwand für lufttechnische Anlagen zu ermitteln.

Leichtkonstruktionen sind besonders anfällig hinsichtlich der Bildung von Oberflächenkondensat. Während die Normalbereiche der Dächer und Außenwände infolge des meist hohen Wärmedurchlaßwiderstandes ungefährdet sind, besteht bei Fugen, Anschlüssen und konstruktiv bedingten Durchbrüchen die Gefahr der Oberflächenkondensatbildung. An diesen Punkten weisen Leichtkonstruktionen häufig Wärmebrücken auf, die konstruktiv nur schwer zu beseitigen sind. Das ist besonders kritisch, weil das entstehende Kondenswasser von den oft metallischen Oberflächen nicht aufgesaugt werden kann, sondern von den nur flach geneigten Tragschichten des Daches abtropft und zu Schäden an anderen Konstruktionsteilen und damit zu einer Beeinträchtigung der Nutzungsqualität des Gebäudes führen kann. Diese Gefahr ist natürlich abhängig vom Zusammentreffen einer Vielzahl von äußeren und inneren Faktoren, wie Außenlufttemperatur, Wärmedurchlaßwiderstand, aber auch Raumlufttemperatur und -feuchte. Dabei zeigt sich immer wieder das Problem, daß der Projektant kaum in der Lage ist, die vertikale und horizontale Temperaturverteilung in einem Raum mit genügender Genauigkeit vorauszubestimmen, so daß unmittelbar unter dem Dach oder an der Außenwand ganz andere und meist höhere Belastungen auftreten, als sie für die normale Arbeitsebene angegeben sind. Kritisch wird es vor allem dann, wenn zusätzliche Wärme- und Feuchtigkeitsquellen aus dem technologischen Prozeß vorhanden sind. Auch hier wirken sich Wärmebrücken am meisten aus. International wird zunehmend die Tendenz sichtbar, Konstruktions- und Verbindungs Lösungen einzusetzen, die die Gefahr der Bildung von Oberflächenkondensat auf ein Minimum beschränken. Das ist meist mit erhöhtem Investitionsaufwand verbunden, erscheint aber durch die Verringerung des Betriebs- und Pflegeaufwandes während der Nutzung der Gebäude voll gerechtfertigt.

Von großer Bedeutung für die Funktionstüchtigkeit einer Konstruktion ist das Verhalten gegenüber Wasserdampfdiffusion. Wichtigstes Nutzenskriterium ist, daß eine Diffusionskondensatbildung im Querschnitt im Laufe eines Jahres zu keiner Feuchtigkeitsvermehrung führen darf, d.h. daß die Feuchtebilanz negativ sein muß. Nicht nur Wärmedämmstoffe auf natürlich-organischer Basis oder anorganischer sowie organischer Fasern sind feuchtigkeitsempfindlich. Die in immer stärkerem Umfang zur Anwendung kommenden nahezu vollständig geschlossenzelligen Plasticschäume nehmen zwar kapillar nur äußerst geringe Feuchtigkeitsmengen auf, können sich jedoch durch Diffusion mit Feuchtigkeit anreichern. Die funktionsfähige Ausbildung der Konstruktion im Normalbereich ist eine Frage der richtigen Dimensionierung der Dampfsperre. Ebenso kritisch, wie Wärmebrücken an Fugen, Anschlüssen und Durchbrüchen sind "Dampfbrücken", die häufig ebenfalls an diesen Stellen auftreten und dem Wasserdampf Zutritt in die Konstruktion ermöglichen können. Schlußfolgernd daraus ist .

es erforderlich, anhand von Berechnungen und experimentellen Erprobungen die Einsatzgrenzen bestimmter Materialkombinationen zu ermitteln, um eine dauerhafte Funktionssicherheit zu gewährleisten.

Zur Gesamtproblematik des wärme- und feuchtigkeitstechnischen Verhaltens von leichten Dächern und Außenwänden liegt eine Vielzahl von Einzelergebnissen in Form von Berechnungsvorschriften, Rechenprogrammen, Experimentaluntersuchungen und daraus abgeleiteten Konstruktionslösungen vor. Es kommt darauf an, die Ergebnisse zu verallgemeinern und die Konstruktionslösungen differenziert den Nutzeranforderungen an Gebäude zuzuordnen.

### 2.3. Wärmetechnische Ausbildung und Energieaufwand

Die Wechselwirkungen zwischen der wärmetechnischen Ausbildung der Umhüllungskonstruktionen von Gebäuden und dem dadurch beeinflußten laufenden Energieaufwand für die Heizung, Lüftung oder Klimatisierung bei der Nutzung der Gebäude, treten gegenwärtig immer mehr in den Vordergrund volkswirtschaftlicher Untersuchungen. Im Mittelpunkt steht die Aufgabe, gezielt bauliche Lösungen einzusetzen, bei denen im Sinne einer gesamtvolkswirtschaftlichen Optimierung mit nur minimalem Aufwand für heizungs- oder lufttechnische Anlagen ein optimales thermisches Verhalten der Gebäude und letztlich eine wirksame Einsparung an Heizenergie zu erreichen ist. Die Höhe des Heizenergiebedarfes wird wesentlich mitbestimmt durch Wärmeverluste, die durch die Ausbildung der baulichen Hülle verursacht werden, insbesondere durch den natürlichen Luftwechsel sowie die Wärmetransmission durch geschlossene und verglaste Dach- und Wandflächen. Untersuchungen an ausgewählten Beispielen eingeschossiger Gebäude zeigen in etwa die Zusammensetzung der Energieverluste und damit gleichzeitig einige Entwicklungsschwerpunkte

- Wärmeverluste durch  
natürlichen Luftwechsel ..... ca. 56 %
- Transmissionswärmeverluste  
durch geschlossene Wandflächen ..... ca. 14 %
- Transmissionswärmeverluste  
durch verglaste Wandflächen ..... ca. 30 %

Natürlich sind diese Werte nur Anhaltspunkte, die sich bei jedem Objekt je nach Gebäudegröße und -form, nach vorhandenen Flächenrelationen und Konstruktionslösungen viel differenzierter darstellen.

Die wärmetechnische Dimensionierung geschlossener Umhüllungskonstruktionen erfolgt meist nach Mindestforderungen, die in erster Linie Schäden an Dach- und Außenwandlösungen sowie an Ausrüstungsteilen ausschließen sollen, jedoch noch nicht auf eine günstige Wärmedämmung zur Vermeidung hoher Wärmeverluste ausgerichtet sind. Die Praxis zeigt oft zusätzlich, daß durch unzureichende Ausführungsqualität selbst die geforderten Mindestdämmwerte nicht immer eingehalten werden. Für die Ausbildung der verglasten Flächen bestehen kaum verbindliche Grundlagen, so daß oft aus architektonischen Gründen, beleuchtungstechnisch untersetzt, sehr große Glasflächen ausgeführt werden. Für die Senkung der Wärmeverluste durch die Art der Ausführung der baulichen Hülle und damit zur Verringerung des laufenden Nutzungsaufwandes sind folgende Tendenzen anzustreben:

- Senkung des natürlichen Luftwechsels durch verbesserte Dichtung der Fugen von Wand- und Dachelementen, insbesondere der Fenster und Oberlichte
- Verbesserung der Wärmedämmung der geschlossenen Dach- und Außenwandkonstruktionen in Übereinstimmung mit den funktional-technologischen Anforderungen im Gebäude
- Senkung des Flächenanteiles der verglasten Teile der Gebäudehülle auf das beleuchtungstechnisch notwendige Maß bzw. Vergrößerung des Verglasungsanteils bei gleichem Beleuchtungsniveau durch günstigere Anordnung von Fenstern und Oberlichten.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Ausgehend von den funktionellen Anforderungen an leichte Dächer und Außenwände sowie den Hauptvarianten ihrer stofflichen und konstruktiven Umsetzung wurden einige Fragen der dauerhaften Funktionssicherung durch richtige wärme- und feuchtigkeitstechnische Ausbildung behandelt. Die Qualität der Umhüllungen wirkt entscheidend ein auf die Nutzungsqualität des Gesamtgebäudes. Entscheidend ist das Optimum zwischen einmaligen Investitions- und laufendem Nutzungsaufwand.

#### SUMMARY

The authors present the functional requirements of lightweight roofs and curtainwalls, as well as their principal materials and structures; serviceability will be granted by choice of the right system for heat and moisture insulation. The suitable performance of the walls gives an essential impact on the quality for the over-all use of the building. The optimum between expenditures for investment and for use is emphasized.

#### RESUME

Les auteurs présentent les exigences fonctionnelles relatives aux toitures et façades légères, de même que les principaux matériaux et types de construction envisagés. Une serviceabilité de longue durée requiert une solution correcte des problèmes d'isolation thermique et hygrométrique. La qualité de l'enveloppe joue un rôle déterminant sur la qualité générale du bâtiment pour son utilisateur. Il y a lieu de trouver un optimum entre les frais d'investissement et les frais d'exploitation.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

# Die Bemessung dynamisch beanspruchter Stahlkonstruktionen von Tagebaugrossgeräten

Design of the Steel Structure for Huge Surface Mining Machines under Dynamic Loads

Dimensionnement de la structure métallique des excavateurs géants, soumis à des sollicitations dynamiques

Hartmut OLZSCHA

Dipl.-Ing.

VEB Schwermaschinenbau Lauchhammerwerk  
Lauchhammer / DDR

Die Stahlkonstruktionen von Tagebaugeräten werden vorwiegend durch den Transport und das Lösen von inhomogenen Böden ungleichförmig belastet. Hieraus resultiert die Entstehung von schwingenden Erregungen und von Stößen. Die dynamischen Belastungen und damit die Ermüdungsfestigkeit des Werkstoffes begrenzt die Lebensdauer der Stahlkonstruktionen dieser Geräte. Im allgemeinen wird die Lebensdauer der Tagebaugroßgeräte mit 20 Jahren angegeben. Wir kennen jedoch Schaufelradbagger, die 1936 gebaut wurden und heute noch in Betrieb sind und ebenso Abraumförderbrücken, die 1939 gefertigt wurden und bei denen heute noch eine Leistungssteigerung beabsichtigt ist. Im folgenden wird vorwiegend

von Schaufelradbaggern und Abraumförderbrücken berichtet, die im VEB Schwermaschinenbau Lauchhammerwerk konstruiert und produziert werden und an denen Messungen vorgenommen wurden.

Das Problem für eine optimale Dimensionierung der Stahlkonstruktion liegt in der Erfassung der tatsächlichen Spannungsausschläge jedes Bauteiles über einen längeren Zeitraum, um möglichst von einem Dauerfestigkeitsnachweis zu einem Betriebsfestigkeitsnachweis übergehen zu können. Dadurch

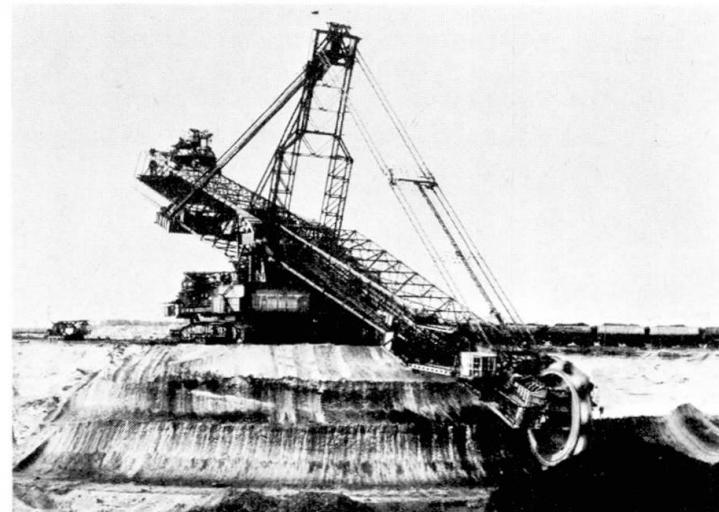


Bild 1: Schaufelradbagger SRs 1500 im Tiefschnitt

würde eine Erhöhung der Lebensdauer oder eine bessere Materialausnutzung erreicht werden. Eine Quelle für die Ermittlung der dynamischen Belastungsgrößen, nach der sich der Berechnungsingenieur richtet, ist der in der DDR gültige Standard für Tage-

baugroßgeräte: die TGL 13 472. Hierin sind Schwingbeiwerte festgelegt, die die Dynamik des Gerätes berücksichtigen. Das Prinzip ist hierbei das Erhöhen der statischen Belastung aus der Eigenmasse und den Verkehrslasten (Hauptlasten) um  $\pm 5$  bis  $\pm 15\%$  in Form von vertikal gerichteten statischen Ersatzkräften:

$$P_{dyn} = \pm \psi \cdot \sum P_{stat}; \quad \psi = \pm (0,05 \dots 0,15).$$

Diese Verfahrensweise wurde offensichtlich von den Förderbrücken, wo sie auch heute noch angewendet wird, auf die Schaufelradbagger übertragen. Dagegen sind bei den letzteren Schwingungseinflüsse aus der Erregung durch das Graborgan bei den immer härter werdenden Einsatzbedingungen nicht genügend berücksichtigt.

Andererseits wirken belastungserhöhend nach der Vorschrift die Schwingwirkungen verschiedener Ausleger, die gleichzeitig ohne Beachtung der zugehörigen Frequenzen und Schwingformen zu addieren sind. Als weitere Spannungsausschläge sind nach



Bild 2: 60 m Abraumförderbrücke

dem Standard das Vorhandensein bzw. Nichtvorhandensein von Reißkraft und Fördergut einzusetzen, was oft nicht als Erhöhung des Grenzspannungsverhältnisses erkannt wird, ebenso die Ortsveränderlichkeit der vertikalen Lasten beim Schwenken von Auslegern. Nach der Neufassung der TGL 13 472 im Oktober 1973 sind sehr sinnvoll die Reibungskräfte den Hauptlasten zugeordnet worden und dadurch bei dem Ermüdungsfestigkeitsnachweis zu berücksichtigen. Zusammenfassend kann also gesagt werden, daß nach dem Standard vorwiegend statische und quasistatische Lasten durch eine uneingeschränkte Addition im Grenzspannungsverhältnis erfaßt werden, um damit evtl. die rein dynamischen Lasten zu kompensieren. Ob das gerechtfertigt ist, darüber geben die durchgeföhrten Schwingungsmessungen Auskunft, über die noch zu berichten ist. Zumindest kann eine Unter- oder auch Überbemessung einzelner Bauteile danach nicht exakt voraus berechnet werden.

Eine Unterteilung in der TGL 13 472 in einen Dauerfestigkeitsnachweis ( $2 \times 10^6$  mal ertragbare Oberspannung) und einen Zeitfestigkeitsnachweis ( $0,5 \times 10^6$  mal ertragbare Oberspannung) ist sinnvoll für eine Verlängerung der Lebensdauer bei gleichem Materialeinsatz. Viele Lastspielzahlen an den Geräten, z. B. die Einschalthäufigkeiten des Hubwerkes von Radauslegern bei Baggern sowie der Förderstromwechsel und die Auszugsveränderungen bei Abraumförderbrücken bewegen sich in dieser Größenordnung.

Weitere Möglichkeiten zur Angabe von Belastungsannahmen bestehen in der experimentellen Ermittlung. Durch die Erstellung von Meßprogrammen werden Belastungskollektive geschaffen, um die Häufigkeiten von Stützweitenänderungen und Schwenkstellungen sowie Umschalthäufigkeiten von Förderströmen und Überrollungen durch Langzeitmessungen zu erfassen. Ferner ist die Ermittlung von abhängigen und unabhängigen Schwinglasten sowie deren

Gleichzeitigkeit in der Wirkung festzustellen. Die Präzisierung der Belastungswerte über längere Zeiträume ermöglicht die Anwendung des Betriebsfestigkeitsnachweises, der in Zukunft immer stärker vervollkommen werden muß. Die Grundlage hierzu bildet eine umfangreiche Datenerfassung der Belastungskollektive, die auch an den Tagebaugroßgeräten gegenwärtig in einen systematischen Zustand übergeleitet wird.

Für die Bestimmung von dynamischen Spannungen an Tagebau-geräten durch Berechnungsmodelle liegen z. Z. noch wenig Erfahrungen vor. Obwohl diese Methode der Spannungsberechnung sehr geeignet erscheint, sind jedoch die wissenschaftlichen Grundlagen noch nicht so aufbereitet, daß sie dem reinen Rechnungsgang zugeführt werden können. Die erste Schwierigkeit besteht in der Annahme eines geeigneten Schwingungsmodells für Schaufelradbagger. Abraumförderbrücken bleiben hierbei außer Betracht, da sie wenig zu Schwingungen neigen. Die bisher angesetzten Modelle erstrecken sich vom Fünfmassensystem bis zum Ersatz jedes Stabes durch eine diskrete Feder. Für diese Modelle lassen sich die Eigenfrequenzen und die Schwingformen berechnen. Hierbei werden zuerst freie Systeme untersucht, also ohne Erregung und Dämpfung. Diese Ergebnisse können zur Beurteilung der Resonanz einzelner Bauteile herangezogen werden. Für jede dynamische Berechnung ist es unbedingt erforderlich, diese durch Meßergebnisse abzugleichen. So werden z. B. die elastischen Werte der Ringträgerunterbauten und Raupenabstützungen auf gemessene Parameter abgestimmt. Diese Rechnungen werden auch zur Abschätzung des Einflusses von Parametervariationen auf die Eigenfrequenzen verwendet.

Die allgemeine Darstellung eines Schwingungssystems kann durch folgende Differentialgleichung beschrieben werden:

$$M \ddot{x} + Cx + K\dot{x} = P \quad /4/$$

Die Probleme bei der Anwendung auf Schaufelradbagger ergeben sich bei der Darstellung der Dämpfungsmatrix K und der Erregung P. Die Massenmatrix M und die Steifigkeitsmatrix C können aus der statischen Berechnung entnommen werden, da sie bei der Berechnung von Fachwerksystemen im Rechenprogramm enthalten sind. Schwieriger ist es bereits bei der Ermittlung der Dämpfungsmatrix K, wobei man auf geschätzte Werte angewiesen ist. Falls Messungen vorhanden sind, gelten diese nur für eine bestimmte Schwingform. Die Schwierigkeiten steigen weiter bei der Erfassung der Erregung. Für die Schaufelradbagger kommt die periodische, die stoßartige, die stochastische und auch die Selbsterregung in Betracht. Die am meisten beobachtete und beschriebene Erregung ist die Nickschwingung, die besonders beim Einsatz in extrem harten Bodenschichten auftritt. Sie wird von vielen Autoren als ein selbst-erregtes Schwingungssystem bezeichnet /1/2/4/.

Die Beschreibung der Erregerkräfte geht jedoch nicht über qualitative Angaben hinaus, so daß hierzu noch ausführliche Studien notwendig werden, um aus diesem komplizierten Prozeß dynamische Spannungsausschläge in der Stahlkonstruktion errechnen zu können. Dynamische Spannungen beim Beschleunigen und Verzögern von schwenkbaren Auslegern werden bei der Bemessung der Hauptlasten auf Ermüdungsfestigkeit erfaßt, wenn ihre Beschleunigungswerte 2 % der Erdbeschleunigung übersteigen.

Können die dynamischen Spannungsanteile in der Stahlkonstruktion von Tagebaugroßgeräten nur in Ausnahmen errechnet werden, so verbleibt noch die Möglichkeit an gleichartigen bereits ausgeführten Geräten Spannungsmessungen durchzuführen.

Sowurden z. B. an einem Schaufelradbagger SRs (K) 2000, der in einem Steinkohlentagebau unter extremen Einsatzbedingungen arbeitet, umfangreiche Spannungsmessungen vom Institut für Leichtbau Dresden im Auftrage des Lauchhammerwerkes vorgenommen. Besonders wurden die Punkte untersucht, bei denen die Nickschwingungen wesentliche Spannungsamplituden in der Stahlkonstruktion erzeugen. Durch die Messung ergab sich, daß besonders diese Schwingform einen dominierenden Einfluß auf die dynamischen Beanspruchungen fast aller Bauteile des Geräteoberbaues hat. Bei Geräten mit einer geringeren Schaufelanzahl war der Eingriff

einer Schaufel als Erregerimpuls zu erkennen. Beim SRs (K) 2000 mit 22 Schaufeln und einer maximalen Schüttungsfrequenz von 1,5 Hz ist diese Abhängigkeit nicht mehr vorhanden. Die gemessenen Spannungen setzen sich aus einem quasistatischen Anteil z. B. aus der Reißkraft und einem rein dynamischen Anteil z. B. aus den Torsionsbiegeschwingungen am Radausleger zusammen. In den Versuchen wurde hierzu ermittelt, daß der quasistatische Anteil der Reißkraft nur maximal 75 % des Wertes

maximal 75 % des Wertes  
der statischen Berechnung eingeht.

annehmen kann, mit dem er in die statische Überlagerung mit

dem Eigenspannungszustand absolute Spannungsspitzen von + 1100 kp/cm<sup>2</sup> bzw.

- 100 kp/cm<sup>2</sup> /3/.

Die Anschlüsse des Stabes sind in ihrer Konstruktionsform der Dauerfestigkeitslinie IV nach der TGL 13 500 zuzuordnen und ergeben bei einem Grenzspannungsverhältnis von  $\alpha = -0,1$  eine zulässige Dauerfestigkeitsspannung von 1410 kp/cm<sup>2</sup> und damit noch eine genügende Sicherheit.

Die maßgebenden Stäbe des Ballastauslegers werden dagegen in der Summe der Spannungen nur durch einen sehr geringen statischen Anteil beansprucht. Die quasistatischen und dynamischen Anteile aus der Nickschwingung bilden bei diesen Bauteilen die

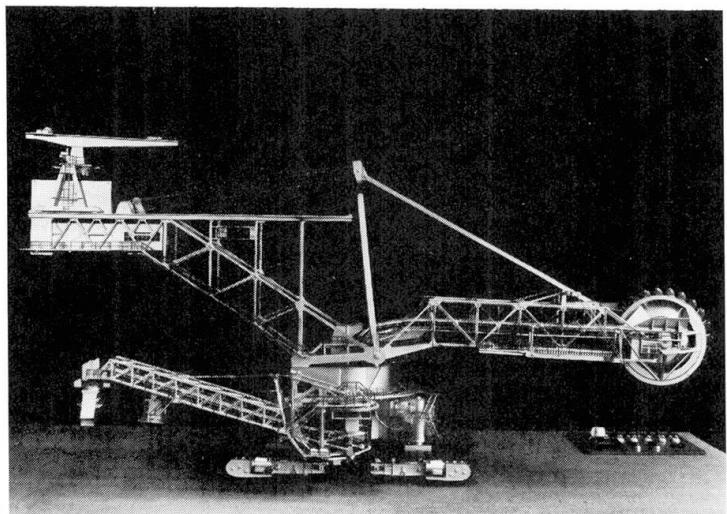


Bild 3: Schaufelradbagger SRs (K) 2000 (Modell)

annehmen kann, mit dem er in die statische Überlagerung mit dem Eigenspannungszustand absolute Spannungsspitzen von + 1100 kp/cm<sup>2</sup> bzw.

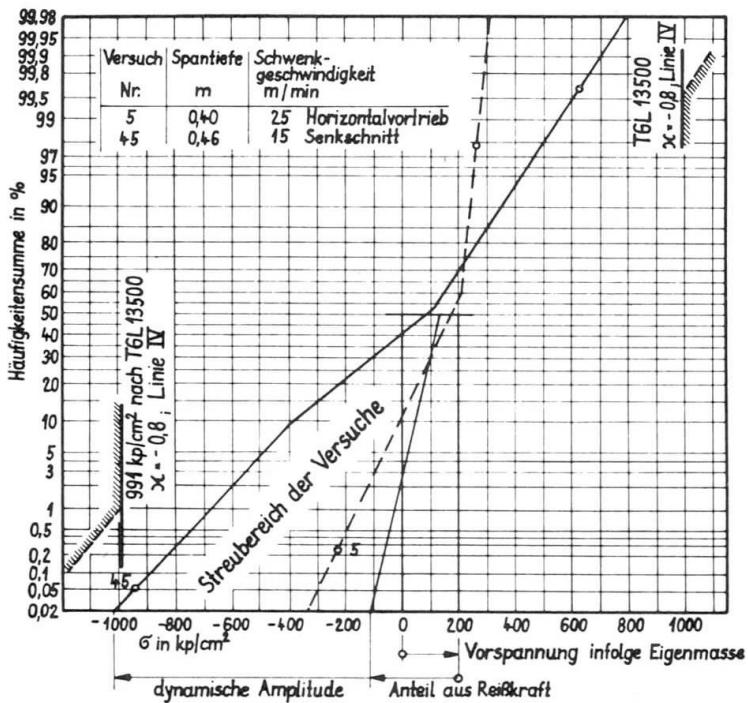


Bild 4: Spannungskollektiv für einen Obergurtstab des Ballastauslegers Meßstelle 52

gravierenden Spannungen und überwiegen bei weitem die nach dem Standard anzusetzenden dynamischen Einflüsse. Erst durch die Schadensakkumulation aus den oszillografisch aufgezeichneten Meßergebnissen ließen sich mittels der Spannungskollektive die zulässigen Dauerfestigkeitswerte der TGL 13 500 erreichen. Durch die Meßergebnisse wird auch deutlich, daß einzelne höhere Spannungsspitzen auf Grund ihrer Häufigkeiten durch die zulässigen Zeitfestigkeitswerte abgedeckt werden. Die quantitative Zusammensetzung der Meßergebnisse zeigte, daß die dynamischen Anteile höhere Beanspruchungen liefern, als sie nach der TGL 13 472 zu berücksichtigen sind, während die statischen und quasistatischen Anteile danach überbewertet werden.

Bei der dominierenden Größe der dynamischen Spannungsanteile in vielen Teilen der Konstruktion ergibt sich die Frage nach der Reduzierung dieser Werte. Hierzu sind bisher 3 Wege beschritten worden:

1. Es soll eine Verminderung der spanabhebenden Kräfte durch die Veränderung der Schneidegeometrie erreicht werden.
2. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Dämpfung der großen Schneidkräfte bereits am Schaufelradantrieb, um sie nicht erst in die Konstruktion überzuleiten. Versuche sollen die Wirkung einer luftgefederter Getriebeabstützung mit Dämpfung klären.
3. Zur Minderung von Schwingungen lassen sich auch Tilgersysteme einbauen, die aber erhebliche konstruktive Probleme ergeben. Bei einem Schaufelradbagger mittlerer Größe (z. B. 2150 t Dienstgewicht) müßte der gesamte Gegengewichtsballast von ca. 60 t als Tilgermasse mit einer Tilgerfrequenz von 0,4 bis 0,5 Hz und einer statischen Absenkung von ca. 1,0 m in der Tilgerfeder gelagert werden /5/. Hierbei bedarf jedoch die Selbsterregung noch einer speziellen Untersuchung.

Aus dem bisher Gesagten ist zu erkennen, daß die Dimensionierung der Stahlkonstruktion vorerst noch nach den Belastungsangaben des Standards gepaart mit Meßergebnissen an gleichartigen Geräten erfolgen muß. Die Meßergebnisse beweisen, daß die in der TGL zu niedrig angesetzten dynamischen Spannungsausschläge durch die ungünstige Überlagerung und die als gleichzeitig angenommenen unabhängigen Schwingwirkungen auch bei den am stärksten belasteten Stäben kompensiert werden. Das bedeutet jedoch nicht, daß die im Standard angegebenen Schwingbeiwerte keiner Verbesserung bzw. Ergänzung bedürfen. Das ist umso mehr erforderlich, da diese Werte in keiner Weise dem dynamischen Verhalten eines Schaufelradbaggers qualitativ und quantitativ gerecht werden.

Die Nachweise auf Ermüdungsfestigkeit, die in der DDR für Stahlkonstruktionen nach der TGL 13 500 zu führen sind, haben sich für die meisten Kerbformen hinsichtlich der angegebenen zulässigen Spannungen gut bewährt. Nachteile in der konstruktiven Ausbildung zeigten sich

1. bei Biegeträgern, deren Halsnähte durch Kontaktwirkung Radlasten übertragen sollen (vergleiche Bild 5 a),
2. bei einschnittigen Niet- oder Schraubenverbindungen (vgl. Bild 5 b,c),
3. bei Lagern, Gelenkpunkten und Gleitführungen, wenn wie bisher üblich, die Reibungskräfte nicht im Dauerfestigkeitsnachweis berücksichtigt wurden,
4. bei Blechen, die in Dickenrichtung auf Zug belastet werden.

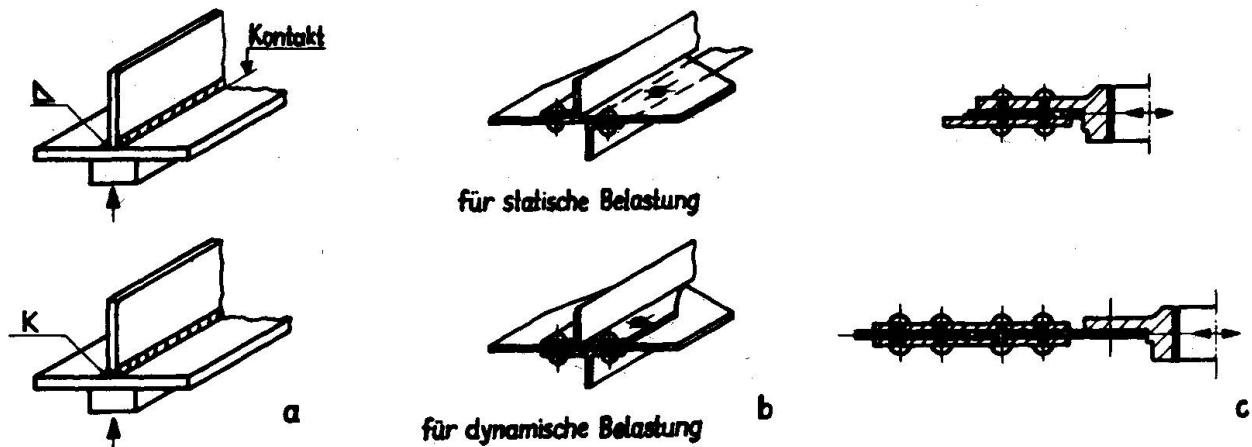


Bild 5: Konstruktive Ausbildung von Detailpunkten

Die Ermüdungsbeanspruchung der Tagebaugroßgeräte ist die gravierende Belastung, die bei nichtfachgerecht ausgeführten Konstruktionen zuerst zum Versagen einzelner Bauteile führt. Je exakter die Belastung und die sich daraus ergebenden Spannungen angegeben werden können, um so präziser wird die Dimensionierung der Bauteile auf Ermüdungsfestigkeit und damit in der Vorherbestimmung ihrer Lebensdauer sein.

#### Literaturverzeichnis:

- /1/ Oehmen, K.-H. - Schwingungen an Tagebaugeräten  
BWE Bd. 20, H 7 (1968) S. 217 - 222
- /2/ Tschudnovsky, W.J. - Der Abbaumechanismus der Schaufelradbagger als selbsterregtes Schwingungssystem  
Gorni Jurnal 1966, Nr. 12
- /3/ Böhme, K.-H. - Spannungsmessungen am Schaufelradbagger SRs (K) 2000 unter extremen Einsatzbedingungen im Steinkohletagebau Ekibastus/UdSSR
- /4/ Backhaus, E. - Beitrag zur Problematik der Selbsterregung an Schaufelradbaggern  
Vortrag - Symposium 1974 Donezk
- /5/ Langer - Untersuchung zur Schwingungsverminderung an Schaufelradbaggern SRs (K) 2000, IfL-Bericht  
Nr. 530-12/74

#### ZUSAMMENFASSUNG

Anhand der Stahlkonstruktion von Schaufelradbaggern und Abraumförderbrücken wurden die Probleme aufgezeigt, die sich bei der Ermittlung der dynamischen Spannungsanteile ergeben.

Bei einer experimentellen Erfassung von Spannungskollektiven zeigte sich, dass selbst einzelne grössere dynamische Lastspitzen noch die gleiche Einsatzdauer dieser Bauteile ermöglichen.

**SUMMARY**

The problems of the steel structures of bucket wheel dredgers and conveying bridges are presented in relation with the states of dynamic stresses.

The experiment with stresses' states proved that even a few dynamic loads' peaks allow the same service life for the structures' elements.

**RESUME**

En partant de l'ossature métallique des dragues à godets tournants et des ponts à bandes transporteuses, l'auteur présente les problèmes que pose la détermination de la part dynamique des sollicitations.

L'analyse expérimentale du collectif des contraintes montre que même quelques pointes de sollicitations dynamiques ne réduisent pas la durée de service de ces ossatures.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

I

**Zur Frage der Einschätzung der Widerstandsfähigkeit von  
Stahlkonstruktionen gegenüber Sprödbruch**

Resistance of Steel Construction towards Brittle Fractures

Résistance des constructions métalliques aux ruptures fragiles

**O.N. VINKLER                  E.M. BASKO**  
Kand. d. techn. Wiss.              Dipl.-Ing.  
ZNIIprojektstal'konstrukcija  
Moskau, UdSSR

Zur Zeit geht man bei Festigkeitsberechnungen von Stahlkonstruktionselementen von den mechanischen Eigenschaften des Stahles aus, die den Widerstand gegenüber Verformung und Bruch unter den Bedingungen eines homogenen Spannungszustandes charakterisieren. Die Tragfähigkeit von Stahlkonstruktionen erweist sich dabei als ausreichend begründet, wenn im Prozeß der Nutzung die Bedingungen des Entstehens von Sprödzuständen ausgeschlossen sind. Jedoch bedingt die Wahrscheinlichkeit des Vorhandenseins von Fehlern in Form von Rissen im Material der Schweißkonstruktionen kombiniert mit einer Reihe ungünstiger Faktoren, wie z.B. niedrige Temperatur und dynamische Einwirkungen, die Möglichkeit des Überganges des Konstruktionswerkstoffes aus dem zähen in den spröden Zustand bei Betriebsbedingungen. Im letzteren Fall kann sich die Tragfähigkeit der Stahlbauteile wesentlich von der rechnerischen Tragfähigkeit unterscheiden, was durch Schadensfälle bei nominalen Spannungen unterhalb der Streckgrenze des Stahles bestätigt wird /1/. Die Möglichkeit der schroffen Senkung der Festigkeit von Stahlbauteilen in Zusammenhang mit dem Entstehen von Sprödzuständen verweist auf die Notwendigkeit der Ergänzung der bestehenden Berechnungsmethoden mit Hilfe einer Analyse der Sprödbruchfestigkeit unter Berücksichtigung der vorhandenen Heterogenität des Spannungszustandes, welche durch bereits vorhandene Fehler sowie Belastungs- und Betriebsbedingungen hervorgerufen wird. Die rechnerische Einschätzung der Bruchfestigkeit von Konstruktionselementen unter Berücksichtigung der erwähnten Faktoren ist auf der Grundlage der quantitativen Kriterien der linearen Bruchmechanik, die eine ausreichend weite Verbreitung für Konstruktionen aus hochfesten Stählen fand, möglich /2/ .

Jedoch finden die quantitativen Kriterien der linearen Bruchmechanik in der Praxis der Projektierung und Berechnung von Stahlbaukonstruktionen, die aus verhältnismäßig plastischem Werkstoff hergestellt werden, z.Z. eine sehr begrenzte Verwendung. Einer der Gründe, die die Einführung der Kriterien der Bruchmechanik in die Praxis der Berechnung von Stahlkonstruktionen hemmen, besteht in der Schwierigkeit der experimentellen Bestimmung der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$ , die den Widerstand des Stahles gegenüber Sprödrißausbreitung im Intervall der Betriebstemperaturen charakterisieren. Hinzu kommt, daß die Kerbschlagzähigkeitsversuche an Prüfkörpern vom Typ Mesnager und Charpy eine weite Verbreitung für die qualitative Einschätzung des Widerstandes von Stahl gegenüber Sprödbruch finden. Die Kennwerte, die auf der Grundlage der Versuchsergebnisse dieser Prüfkörper bestimmt werden und die in ausreichendem Maße eine objektive qualitative Einschätzung der Widerstandsfähigkeit der Baustähle gegenüber Sprödbruch ergeben, werden in den Berechnungen der Festigkeit von Konstruktionselementen aus bekannten Gründen nicht verwendet. Die weitverbreitete Anwendung der Standardkerbschlagversuche einerseits und die Schwierigkeit der direkten experimentellen Bestimmung der Bruchmechanikkriterien andererseits weisen auf die Wichtigkeit der Festlegung von Korrelationsabhängigkeiten zwischen den für die Kraft und für die Energie charakteristischen Werten  $K_{Ic}$  bzw.  $a_H$  des Werkstoffes hin.

Im Zusammenhang mit dem bisher Dargelegten wurden in dieser Arbeit experimentell die Bedingungen des Überganges von Baustählen in den Sprödzustand bei vorhandenen Rissen und die Möglichkeit der Festlegung einer Korrelationsabhängigkeit zwischen den kritischen Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$  und den energetischen Kennwerten (Kerbschlagzähigkeit  $a_H$  und spezifische Energie des Rißausbreitungswiderstandes  $a_T$ ), die bei Schlagprüfungen an Laborprüfkörpern ermittelt wurden, untersucht.

In die Untersuchungen wurden kohlenstoffarme und niedriglegierte Baustähle mit einer Streckgrenze von 290 - 700 MPa einbezogen. Die wichtigsten mechanischen Eigenschaften und die chemische Zusammensetzung der untersuchten Stähle sind in den Tabellen 1 und 2 angegeben.

Tabelle 1

Mechanische Eigenschaften der Stähle

Ifd. Nr.	Stahl- marke	Blech- dicke mm	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_b$ MPa	$\delta_5$ %	$\psi$ %	$a_H = \left[ \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}^2} \right]$		
							+20°C	-40°C	-70°C
1.	St3sp	25	320,0	535,0	30	49	825,0	220,0	40,0
2.	09G2S	40	295,0	498,0	27,6	64,3	104,0	580,0	300,0
3.	10ChSND <sup>+) </sup>	20	550,0	690,0	23,5	62	880,0	600,0	470,0
4.	10ChSND <sup>+) </sup>	40	461,0	644,0	31,7	71,8	187,0	129,0	970,0
5.	12GN2MFAJU <sup>+) </sup>	30	700,0	790,0	23	54	500,0	450,0	320,0
6.	16G2AF <sup>++) </sup>	32	477,0	660,0	24,7	57	116,0	670,0	560,0

<sup>+)</sup>  warmverfestigter Stahl

<sup>++)</sup>  normalgeglühter Stahl

Tabelle 2

## Chemische Zusammensetzung der Stähle

Ifd. Stahl-Nr.	Stahlmarke	Gehalt der Elemente in %										
		C	Mn	S	P	Si	Cr	Ni	V	Mo	Cu	Al
1.	St3sp	0,24	0,62	0,021	0,024	0,21	-	-	-	-	-	-
2.	09G2S	0,12	1,25	0,027	0,024	0,60	-	-	-	-	-	-
3.	10ChSND	0,11	0,64	0,017	0,022	0,76	0,65	0,58	-	-	0,46	-
4.	10ChSND	0,13	0,79	0,023	0,016	0,90	0,74	0,89	-	-	0,62	-
5.	12GN2MFAJu	0,16	1,1	0,014	0,013	0,50	0,51	1,31	0,12	0,22	0,18	0,11
6.	16G2AF	0,17	1,65	0,018	0,015	0,55	-	-	0,17	-	-	-

Der Widerstand gegenüber Verformung und Bruch wurde an Standardprüfkörpern und an Prüfkörpern mit großen Abmessungen bei homogenem Spannungszustand und bei vorhandenen starken Spannungskonzentratoren unter den Bedingungen statischer und dynamischer Belastung im Temperaturbereich von + 60°C bis - 196°C untersucht.

Auf Abbildung 1 sind die Temperaturabhängigkeiten für den Baustahl 4 bezüglich Bruch bei statischer Belastung dargestellt. Wie aus den angegebenen Werten zu ersehen ist, hängen die Temperaturen für den Übergang zum Sprödbruch, die auf der Grundlage der Gleichheit der nominalen Bruchspannungen mit der Streckgrenze des Stahles ermittelt werden, wesentlich von den Abmessungen der Werkstofffehler ab. Die größten kritischen Sprödbruchtemperaturen  $T_k^n$ , die bei der Prüfung von Prüfkörpern auf Doppelzug nach der Methodik /3/ bestimmt werden, charakterisieren die Grenztemperatur, oberhalb der ein Bruch nur zäh erfolgt, unabhängig von den absoluten und relativen Fehlerabmessungen. Die Temperaturgrenze für den Übergang zum Sprödbruch bei fehlenden ursprünglichen Makrofehlern wird durch die kritische Sprödbruchtemperatur  $T_k^o$  bestimmt. Der Temperaturbereich zwischen  $T_k^o$  und  $T_k^n$  ist die Übergangszone, in der in Abhängigkeit von den Abmessungen, der Art und Orientierung der Fehler, Querschnittsabmessungen und dem Belastungscharakter Bedingungen des quasispröden Bruches anzutreffen sind. Dabei, wie aus den angegebenen Werten folgt, verändern sich die nominalen Bruchspannungen vom 0,05-fachen auf das 2,5-fache der Streckgrenze des Stahles in Abhängigkeit von den genannten Faktoren.

Die rechnerische Einschätzung der Sprödbruchfestigkeit unter Berücksichtigung der bereits vorhandenen Fehler und des Belastungscharakters kann bei der Gegenüberstellung der minimalen Betriebstemperatur der Konstruktionen  $T_{min}$  und der kritischen Sprödbruchtemperatur  $T_k^n$  erfolgen. Eine Einschätzung der Sprödbruchfestigkeit von Stahlkonstruktionen unter Verwendung der Kriterien der Bruchmechanik wird bei folgender Bedingung durchgeführt:

$$T_{min}^o < T_k^n \quad [^{\circ}\text{K}] \quad (1)$$

Wie experimentelle Untersuchungen gezeigt haben, ist der Bereich zwischen den kritischen Sprödbruchtemperaturen  $T_k^o$  und  $T_k^n$  für Baustähle ausreichend stabil und beträgt 210°K. Deshalb kann in dem

Fall, wenn die  $T_K^0$ -Werte bekannt sind, die entsprechende kritische Sprödbruchtemperatur bestimmt werden:

$$T_K^n = T_K^0 + 210 \text{ } ^\circ\text{K} \quad (2)$$

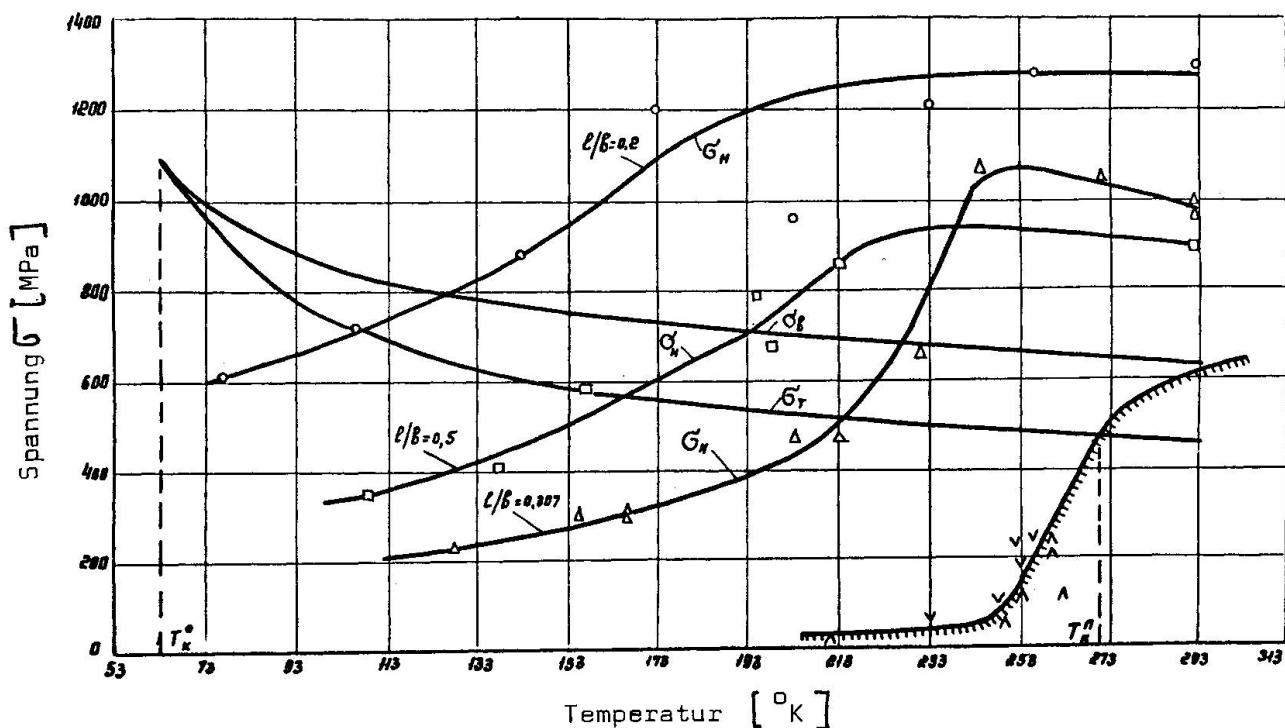


Abb. 1: Einfluß der Temperatur und der Fehlerabmessung auf die Sprödbruchfestigkeit des Stahles 4 bei statischer Belastung

— Querbiegung der Prüfkörper mit Ermüdungsriß

Prüfkörper mit Querschnitt: ○ 10 x 10 mm;  
□ 40 x 20 mm;  
△ 130 x 40 mm

■ Zug mit Injizierung eines spröden Risses nach der Doppelzugmethode

Prüfkörperquerschnitt: 34 x 180 mm

▽ Rißausbreitung;

↗ Rißarretierung

Die kritische Sprödbruchtemperatur  $T_k^0$  wird durch Berechnung unter Verwendung analytischer Abhängigkeiten der Streck- und Bruchgrenze des Werkstoffes von der Temperatur bestimmt. Gemäß /4/ werden diese Abhängigkeiten durch folgende Exponentialfunktionen ausgedrückt:

$$\left. \begin{aligned} G_T &= G_{T_0} \exp \left[ \beta_T \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right] \\ G_b &= G_{b_0} \exp \left[ \beta_b \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Der Wert  $T_k^0$  wird aus der Gleichung (3) mit der Bedingung  $G_T = G_b$  bestimmt:

$$T_k^0 = \left[ \frac{\ln \frac{G_{b_0}}{G_{T_0}}}{\beta_b - \beta_T} + \frac{1}{T_0} \right]^{-1} \quad (4)$$

wobei  $\beta_T$  und  $\beta_b$  Werkstoffkennwerte und

$G_{T_0}$  und  $G_{b_0}$  Streckgrenze und Bruchgrenze bei einer Temperatur von  $T_0 = 293^\circ\text{K}$ .

Die Kennwerte  $\beta_T$  und  $\beta_b$  werden durch experimentelle Prüfungen an Standardprüfkörpern auf statischen Zug bei zwei festgelegten Temperaturen (z.B. bei  $293^\circ$  und  $77^\circ\text{K}$ ) ermittelt.

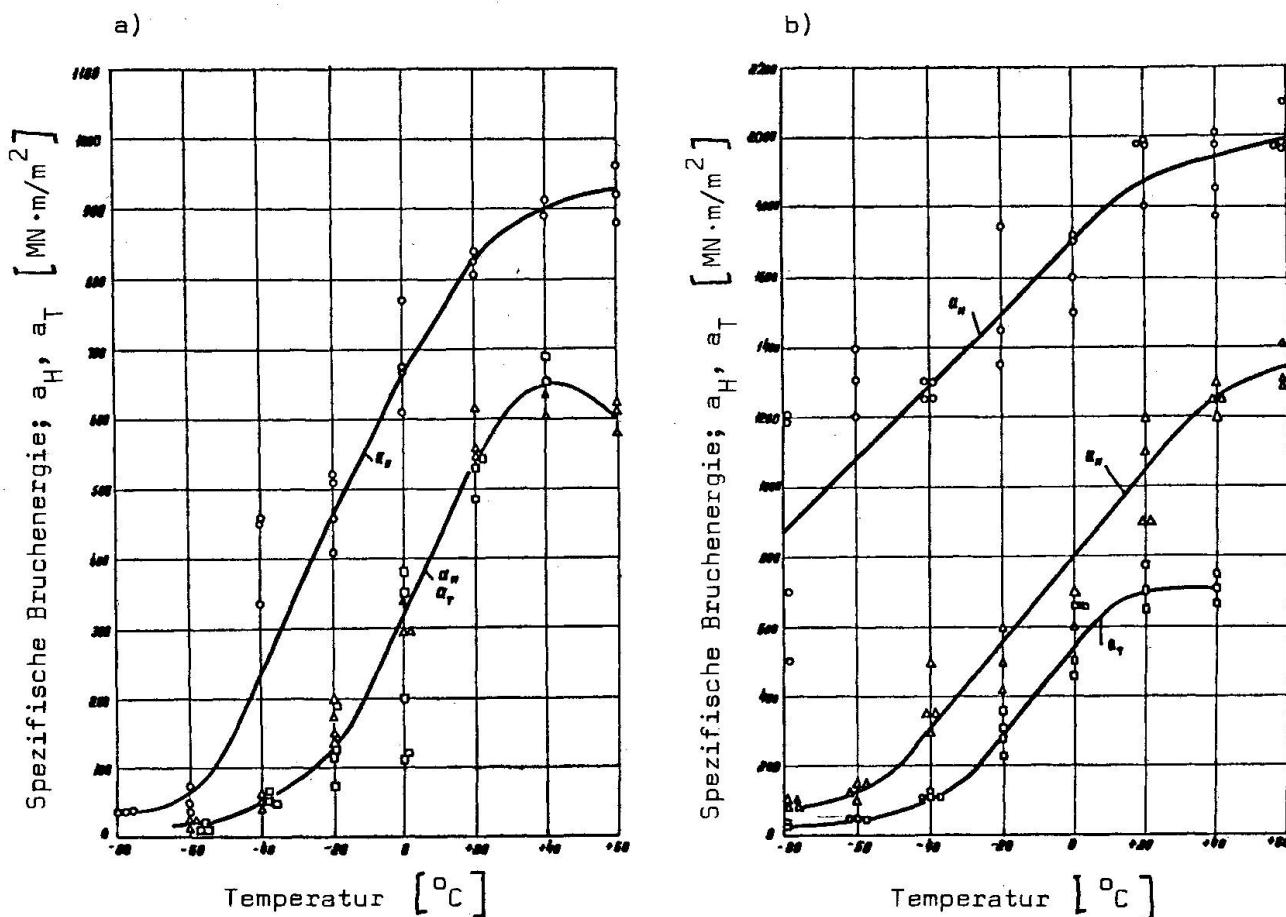
Wie aus Tabelle 3 zu ersehen ist, befinden sich die  $T_k^n$ -Werte für die untersuchten Baustähle im Bereich von  $-17$  bis  $+17^\circ\text{C}$ . Diese Werte weisen darauf hin, daß in vielen Fällen für Stahlkonstruktionen, die bei Temperaturen bis  $-65^\circ\text{C}$  genutzt werden, die Notwendigkeit besteht, eine Einschätzung bezüglich Sprödbruch vorzunehmen.

Tabelle 3

lfd. Nr.	Stahlmarke	Dicke [mm]	$T_k^0$ [°K]	$T_k^n$ [°K]
1	St3sp	25	80	290
2	09G2S	40	76	286
3	10ChSND	20	50	260
4	10ChSND	40	63	273
5	12GN2MFAJu	30	59	269
6	16G2AF	32	60	270

Wie weiterhin aus Abb. 1 entnommen werden kann, ist die Bestimmung kritischer Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$  bei statischer Belastung im Bereich der Temperaturen, die am meisten für die Praxis interessant sind, mit der Notwendigkeit der Prüfung von Prüfkörpern mit großen Abmessungen verbunden. In diesem Zusammenhang und unter Berücksichtigung, daß eine Erhöhung der kritischen Sprödbruchtemperatur  $T_k$  und eine Senkung der Widerstandsfähigkeit

gegenüber Sprödbruch bei Erhöhung der Verformungsgeschwindigkeit für Stahlkonstruktionen eintritt /5/, ist es zweckmäßig, die dynamische Belastung zur Bestimmung der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$  zu nutzen. Dabei, wie bereits erwähnt, ist die Aufstellung einer Korrelationsabhängigkeit zwischen den kritischen Spannungsintensitätsfaktoren und der spezifischen Bruchenergie, wie sie bei Schlagversuchen an Laborprüfkörpern bestimmt wird, von Interesse.



**Abb. 2:** Einfluß der Temperatur und der Kerbschärfe auf die spezifische Bruchenergie der Stähle 1 und 4 bei dynamischer Belastung

- Mesnagerprüfkörper ( $r = 1,0$  mm);
- △ Charpyprüfkörper ( $r = 0,25$  mm);
- Charpyprüfkörper mit stabilem Riß.

Auf Abb. 2 wurden die Temperaturabhängigkeiten der spezifischen Bruchenergie für die Stähle 1 und 4, wie sie bei Prüfungen an Standardprüfkörpern vom Typ Charpy und Mesnager mit einem Radius am Kerbgrund von 0,25 mm und 1,0 mm ( $a_H$ ) und mit Ermüdungsriß ( $a_T$ ) erhalten wurden, dargestellt. Die aufgeführten Werte zeigen, daß die spezifische Bruchenergie und die kritischen Sprödbruchtemperaturen von der Kerbschärfe abhängen. Die unterschiedliche

Empfindlichkeit der Baustähle gegenüber der Kerbschärfe weist darauf hin, daß eine Korrelationsabhängigkeit für eine breite Klasse von Stählen zwischen den Parametern  $K_{Ic}$  und der spezifischen Bruchenergie  $a_T$ , wie sie an Proben mit äußerst scharfem Kern ermittelt wurde, berechtigterweise erwartet werden kann. Dabei, wie auf Abb. 2 zu sehen, ist für kohlenstoffarme Stähle die Verwendung von Charpyproben mit Kerbradius von 0,25 mm möglich, da die Ergebnisse an diesen Proben ähnlich der Ergebnisse an Proben mit Ermüdungsriß sind.

Eine Voraussetzung für die Existenz einer stabilen Korrelation zwischen  $K_{Ic}$  und  $a_T$  ist die Kriterialität des energetischen Kennwertes  $a_T$ . Zur Ermittlung der Invarianz von  $a_T$  gegenüber geometrischen Kennwerten wurden Fallgewichtsversuche mit Prüfkörpern verschiedener Querschnitte (80 bis 1600 mm<sup>2</sup>) und Rißlängen (2 bis 40 mm) durchgeführt. Die Werte, die auf Abb. 3 für die Stähle 1 und 4 aufgeführt sind, zeigen, daß die Größe der spezifischen Bruchenergie  $a_T$  im Sprödbruchbereich nicht von der Rißlänge und den Querschnittsabmessungen abhängt. Im Zähhochbruchbereich wachsen die  $a_T$ -Werte mit der Vergrößerung der Probenquerschnitte.

Die Unabhängigkeit der spezifischen Bruchenergie  $a_T$  von den geometrischen Parametern im Sprödbruchbereich weist auf die Möglichkeit der Korrelation zwischen  $a_T$  und  $K_{Ic}$  hin.

Für die Bestimmung der Abhängigkeit zwischen den betrachteten Kennwerten wurden Versuche an Charpyprüfkörpern mit Ermüdungsriß mit Aufzeichnung des Oszillogrammes "Last-Durchbiegung" durchgeführt. Die typischen Verformungsdiagramme bei Sprödbruch werden auf Abb. 4 gezeigt. Die Werte der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren wurden nach /2/ berechnet:

$$K_{Ic} = \gamma \frac{1,5 P L \sqrt{\ell}}{t h^2} \quad (5)$$

wobei P - maximale Last, nach dem Diagramm bestimmt;

L - Abstand zwischen den Widerlagern;

l - Rißlänge;

t - Probendicke;

h - Probenhöhe;

$\gamma$  - Funktion des Verhältnisses l/h, nach /2/ bestimmt.

Die Brucharbeit wurde auf der Grundlage des Oszillogrammes "Last-Durchbiegung" bestimmt. Mit Hilfe der Größe der spezifischen Bruchenergie  $a_T$  wurde der Wert  $K_{Ic}$  errechnet:

$$\bar{K}_{Ic} = \sqrt{\frac{a_T E}{1 - \mu^2}} \quad (6)$$

wobei E - Elastizitätsmodul

$\mu$  - Poissonzahl.

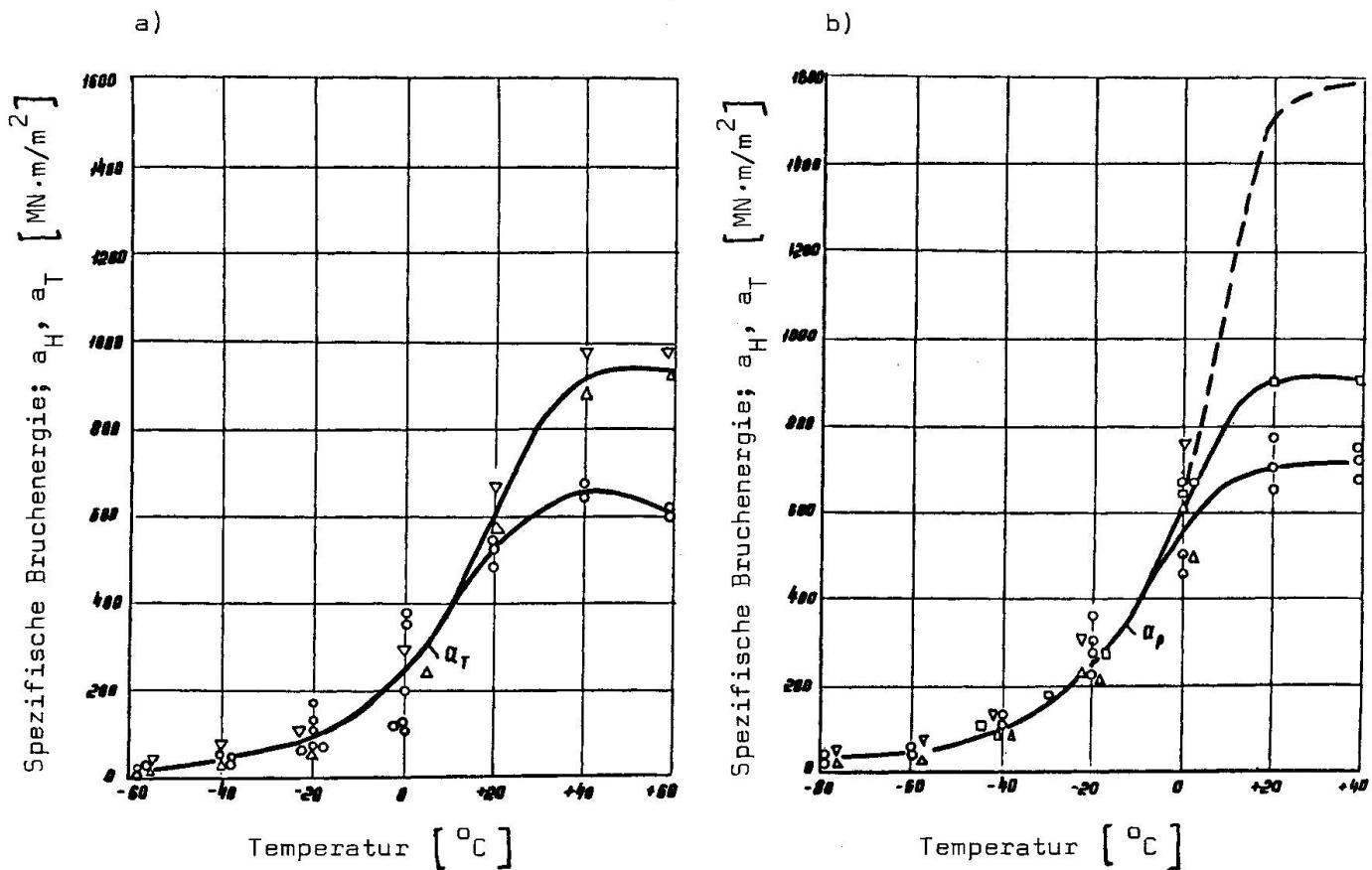


Abb. 3: Einfluß der Temperatur, der Fehlerabmessung und der Querschnittsabmessungen auf die spezifische Energie der Rißausbreitung der Stähle 1 und 4 bei dynamischer Belastung

a) Stahl 1; Prüfkörper mit Querschnitt:

- 10 x 10 mm;
- △ 25 x 50 mm;

b) Stahl 4; Prüfkörper mit Querschnitt:

- 10 x 10 mm;
- 20 x 40 mm;
- △ 40 x 80 mm.

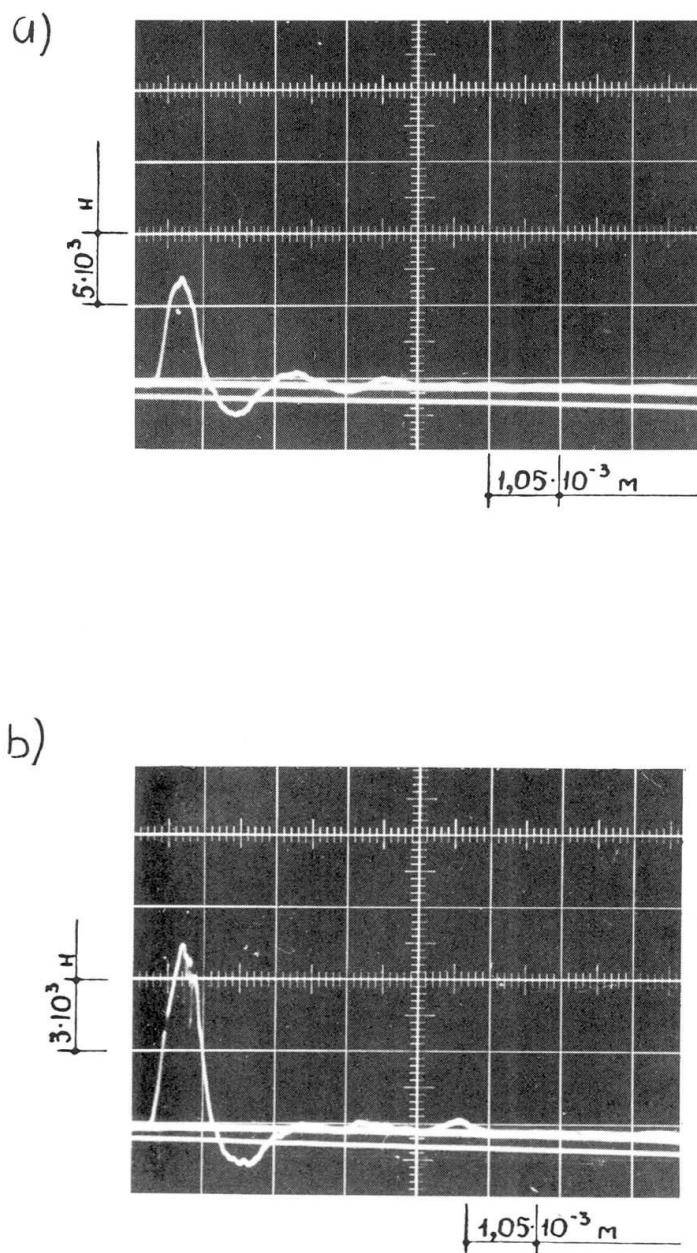


Abb. 4: Typische Oszillogramme "Last-Durchbiegung" bei dynamischer Belastung an Charpyprüfkörpern mit Ermüdungsriß bei einer Temperatur von  $-60^{\circ}\text{C}$

a) Stahl 1; b) Stahl 4

In Abb. 5 ist die Abhängigkeit zwischen den Kennwerten  $K_{Ic}$  und  $\bar{K}_{Ic}$  dargestellt, wie sie sich aus den Versuchsergebnissen an den Stählen 1 bis 6 (Tab. 1 und 2) ergibt. Aus den aufgeführten Werten ist ersichtlich, daß die Abhängigkeit zwischen den Parametern  $K_{Ic}$  und  $\bar{K}_{Ic}$  durch eine lineare logarithmische Gleichung approximiert werden kann:

$$\lg \bar{K}_{Ic} = 1,67 \lg K_{Ic} - 2,17 \quad (7)$$

Wenn (6) in (7) eingesetzt wird, erhalten wir eine empirische Gleichung, die die Abhängigkeit zwischen den Kraft- ( $K_{Ic}$ ) und energetischen ( $a_T E$ ) Kennwerten für Sprödbruch bei dynamischer Belastung herstellt:

$$\lg \bar{K}_{Ic} = 1,67 \lg \sqrt{\frac{a_T E}{1-M^2}} - 2,17 \quad (8)$$

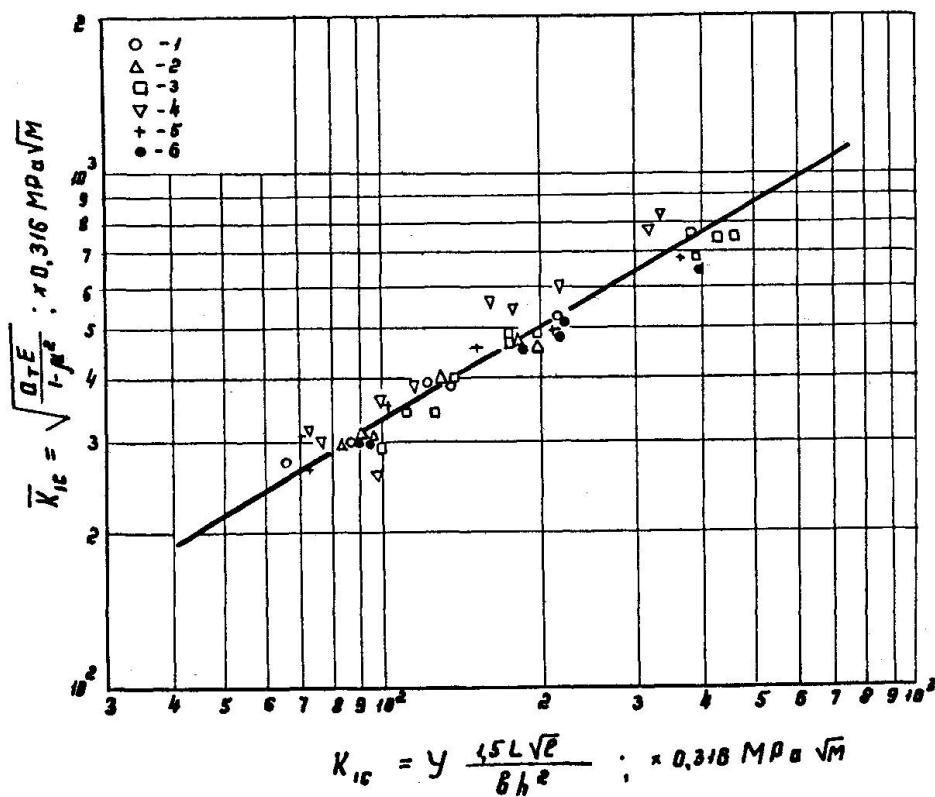


Abb. 5: Graphische Darstellung der Abhängigkeit der Parameter  $K_{Ic}$  und  $\bar{K}_{Ic}$ , jeweils nach den Formeln (5) und (6) berechnet

O - 1;  $\triangle$  - 2;  $\square$  - 3;  $\nabla$  - 4; + - 5; ● - 6.

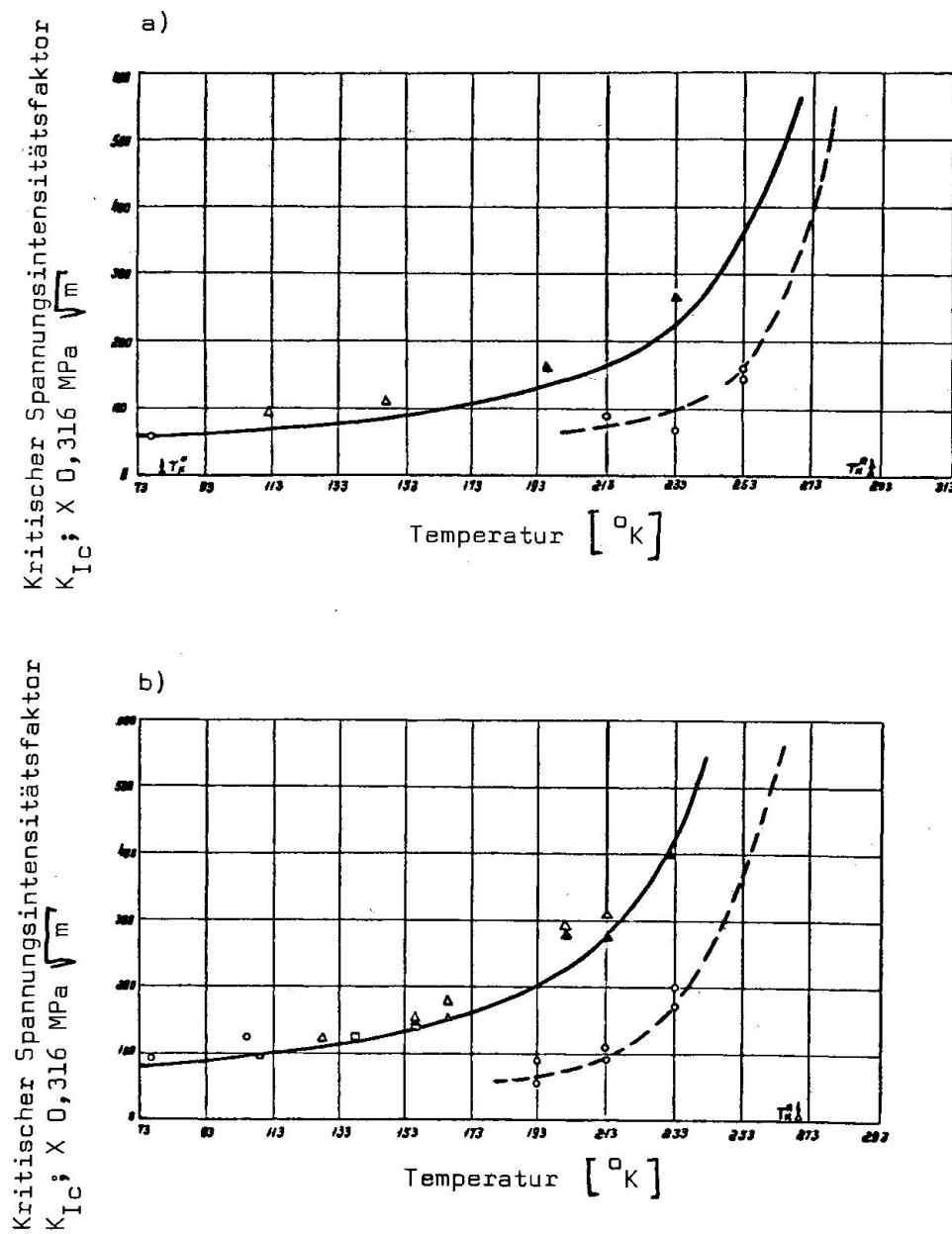


Abb. 6: Temperaturabhängigkeiten der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$  bei statischer (—) und dynamischer (---) Belastung

$$\blacktriangle - K_{Ic} = \sqrt{S_c E G_T}$$

a) Stahl 1; ●○ 10 x 10 mm;

▲▲ 25 x 50 mm;

b) Stahl 4; ○● 10 x 10 mm;

□ 20 x 40 mm;

△ 40 x 80 mm.

Auf Abbildung 6 sind die experimentellen und rechnerischen Werte der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$  bei statischer und dynamischer Belastung für die Stähle 1 und 4 dargestellt. Die erhaltenen Ergebnisse zeugen von einer ausreichend guten Übereinstimmung der rechnerischen und experimentellen Werte, was auf die Möglichkeit verweist, die Abhängigkeit (8) zur Bestimmung der Kennwerte  $K_{Ic}$  im Bereich der Betriebstemperaturen zu nutzen. Wie auf Abbildung 6 zu sehen ist, sind die Werte der kritischen Spannungsintensitätsfaktoren  $K_{Ic}$  bei statischer Belastung für die untersuchten Stähle höher als die entsprechenden  $K_{Ic}$ -Werte bei dynamischer Belastung. Deshalb wird die Verwendung der dynamischen  $K_{Ic}$ -Werte zur Einschätzung der Sprödbruchfestigkeit von Stahlkonstruktionen, die auf die Einwirkung statischer Lasten berechnet werden, die erforderlichen Festigkeitsreserven sowohl bezüglich der kritischen Fehlerabmessungen als auch der Bruchspannungen gewährleisten. Für Konstruktionen, die dynamisch beansprucht werden (Brückenkonstruktionen, Kranbahnräger mit Kranen für schwere Betriebsbedingungen usw.), können die entsprechenden Festigkeitsreserven durch Einführung reduzierender Faktoren zu den dynamischen  $K_{Ic}$ -Größen garantiert werden. Dabei muß die Auswahl der Größen der reduzierenden Faktoren die tatsächlichen Verformungsgeschwindigkeiten, die in den Stahlkonstruktionselementen auftreten können, widerspiegeln. Offensichtlich kann man den größten Sicherheitsfaktor für die Konstruktionselemente empfehlen, in denen die Verformungsgeschwindigkeit der Belastungsgeschwindigkeit bei dynamischen Versuchen nahekommt.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen ergaben einen wesentlichen Einfluß der Abmessungen von Werkstofffehlern sowie der Temperatur auf die Arbeit des Stahles und auf die Bruchspannungen beim Sprödbruch. Die erhaltene Korrelationsabhängigkeit (8) zwischen den Kennwerten  $K_{Ic}$  und  $a_T$  schafft reelle Voraussetzungen zur Nutzung der quantitativen Methoden der Bruchmechanik in den Sprödbruchberechnungen von Stahlbaukonstruktionen.

#### Literatur

- /1/ Mel'nikov, N.P.; Vinkler, O.N.; Machutov, N.A.: Uslovija i priciny chrupkich razrusenij stroitel'nykh stal'nykh konstrukcij (Bedingungen und Ursachen für Sprödbrüche in Stahlbaukonstruktionen); Materialy po metalliceskim konstrukcijam, Strojizdat, Moskva, 1972
- /2/ Braun, U.; Srouli, J.: Ispytanija vysokopročnych metalličeskich materialov na vjazkost' razrusenija pri ploskoj deformacii (Untersuchungen hochfester metallischer Werkstoffe auf Bruchzähigkeit bei ebener Verformung); Izd. "Mir", Moskva, 1972
- /3/ Vinkler, O.N.; Larionov, V.V.; Machutov, N.A.: Soprotivlenie materialov (Werkstofffestigkeit); Materialien der XX. wissenschaftlich-technischen Jubiläumskonferenz der Litauischen Republik, Vil'njus, 1970
- /4/ Machutov, N.A.: Soprotivlenie elementov konstrukcij chrupkomu razruseniju (Sprödbruchfestigkeit von Konstruktionselementen); Izd. "Masinostroenie", Moskva, 1973

- /5/ Vinkler, O.N.; Basko, E.M.: Sb. tezisov vsesojuznoj naučno-techniceskoj konferencii "Rabotosposobnost' mašin i konstrukcij v uslovijach nizkikh temperatur. Chlado-stojkost' materialov"; (Sammelband der Thesen der wissenschaftlich-technischen Allunionskonferenz "Betriebsfestigkeit von Maschinen und Konstruktionen unter den Bedingungen tiefer Temperaturen"); Jakutsk, 1973

#### ZUSAMMENFASSUNG

In der Arbeit wurden Fragen der Anwendung der Kriterien der linearen Bruchmechanik für die Berechnung der Sprödbruchfestigkeit von Baukonstruktionen, die aus Stählen mit einer Streckgrenze unter 700 MPa hergestellt werden, behandelt.

Eine Korrelationsabhängigkeit zwischen den energetischen ( $a_T$ ) und Kraft- ( $K_{Ic}$ ) Kennwerten für den Bruch von Baustählen wurde nachgewiesen.

#### SUMMARY

The authors consider the use of fracture mechanic criteria for the design of steel constructions in relation with resistance to brittle fracture, for a yield point under 700 Mpa.

A correlation is established between the energy factor ( $a_T$ ) and the stress intensity factor ( $K_{Ic}$ ) for rupture of construction steels.

#### RESUME

Les auteurs considèrent l'emploi de critères de mécanique de la rupture pour le calcul de la résistance aux ruptures fragiles de constructions métalliques, pour une limite apparente d'élasticité de l'acier inférieure à 700 Mpa.

Une corrélation est établie entre le facteur énergétique ( $a_T$ ) et le facteur d'intensité de contraintes ( $K_{Ic}$ ) pour la rupture d'acières de construction.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

## **Die Entwicklung der Verkehrsbelastung und ihre Einflüsse auf die Funktionstüchtigkeit von stählernen Eisenbahnbrücken**

Development of Traffic Load and its Influence on the Serviceability of Metal Railway Bridges

Développement des charges appliquées et son influence sur la serviciabilité des ponts-rails métalliques

Gotthardt HOFMANN

o. Prof. Dr.-Ing.

Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“  
Dresden, DDR

Anläßlich der Untersuchungen zur Formulierung eines Betriebsfestigkeitsnachweises für stählerne Eisenbahnbrücken der DR und durch die Auswertung von Schäden an neueren Brücken wurden einige Elemente der Verkehrsbelastung als bedeutungsvoll für die Funktionstüchtigkeit erkannt, denen offenbar nicht immer die erforderliche Aufmerksamkeit gewidmet wurde. Im folgenden wird der Versuch unternommen, die Erkenntnisse in Kurzform darzustellen. Da Eisenbahnbrücken in der Regel langlebige Konstruktionen mit einem Nutzungszeitraum von 50 bis mehr als 100 Jahren sind, ist es zur Verringerung des physischen und moralischen Verschleißes erforderlich, die zukünftige Verkehrsbelastung möglichst zuverlässig abzuschätzen. Dazu gehören alle Elemente der Verkehrsbelastung, die für Berechnungen (Nachweise) von Bedeutung sind, bzw. die als häufige Ursachen von Schäden erkannt wurden. Dabei ist es notwendig, darauf hinzuweisen, daß die einzelnen Einflüsse nur selten allein, sondern auch mit Besonderheiten der Konstruktionen gemeinsam wirken. Solche Besonderheiten sind u.a. statische Systeme, die Werkstoffgüte und die Art der Verbindungsmittel. Trotz der langen Nutzungsdauer oder vielleicht gerade ihretwegen wird sie in keinem der bekannten Nachweise in der Festigkeitsberechnung für stählerne Eisenbahnbrücken der DR und auch anderer Bahnverwaltungen berücksichtigt, selbst beim Dauerfestigkeitsnachweis nur bedingt, für den bekanntlich als Lastspielzahl  $N > 2 \cdot 10^6$  global angenommen wird. Nur für den Fall, daß der Ermüdungsfestigkeitsnachweis als "Zeitfestigkeitsnachweis" geführt wird, kann die Nutzungsdauer aus den konkreten Angaben über die zu erwartende Lastspielzahl abgeleitet werden. Wird dabei die Veränderlichkeit der Spannungsspitzen berücksichtigt, bezeichnen wir diesen Nachweis als "Betriebsfestigkeitsnachweis" oder auch als "Lebensdauernachweis".

In die genannten Untersuchungen wurden u.a. folgende "Elemente" der Verkehrsbelastung einbezogen:

Achslasten

Achsabstände

Reihung der Fahrzeuge eines Zuges

## Belegung der Strecke

Anteile an der Belegung durch Reisezüge  
 Güterzüge  
 Schwerlastzüge

Zahl der Achsen / Zug

Fahrgeschwindigkeit

Stoßartige Wirkungen.

Als " abgeleitete " Elemente wirken außerdem Fliehkräfte, Seitenstöße und Brems- bzw. Anfahrkräfte.

Die Bedeutung der einzelnen Elemente wird bewertet anhand der 5 bekannten Nachweise (allgemeiner Spannungsnachweis, Dauerfestigkeitsnachweis bzw. Betriebsfestigkeitsnachweis, Stabilitätsnachweis, Formänderungsnachweis und Standsicherheitsnachweis) und zusätzlich im Zusammenhang mit der Sprödbruchempfindlichkeit und der Schwinganfälligkeit.

Speziell für den Betriebsfestigkeitsnachweis, also mit Berücksichtigung einer determinierten Lebensdauer erfolgte eine umfangreiche Untersuchung über die mögliche Entwicklung der Verkehrsbelastung des Streckennetzes der DR bis zur Mitte des 21. Jahrhunderts. Es wurden Bedingungen der Volkswirtschaft, erkennbare Entwicklungstendenzen der Fahrzeug- und Sicherungstechnik und der Traktionsänderungen berücksichtigt. Alle Untersuchungen gingen von der Forderung aus, das Brückenbauwerk nicht durch die Annahme zu günstiger Bedingungen zum Hemmnis für den Betrieb beim Eintreten größerer Belastungen werden zu lassen.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen für das Streckennetz der DR lassen sich stark vereinfacht wie folgt charakterisieren:

- Alle Fahrzeuge, sowohl die z.Zt. verkehrenden als auch die im zukünftigen Zeitraum zu erwartenden, wurden durch 35 Bemessungsfahrzeuge stellvertretend ersetzt. Davon entfallen auf

Loks	3
Triebzüge	1
Reisezugwagen	4
Güterwagen	22 (jeweils voll beladen und leer)
Schwerlasttransporter	2
Güterwagen in geschlossenen Zügen	3

- Für die Achskräfte wurden 13 Werte zwischen 7 und 27,5 Mp/Achse ermittelt.
- Als Achsabstände der Fahrzeuge wurden 26 Werte innerhalb der Grenzen von 1,5 und 13,8 m fixiert.
- Die Zahl der Achsen liegt bei

Loks	zwischen 6 und 10,
bei Reisezugwagen	zwischen 2 und 4 und
bei Güterwagen aller Art	zwischen 2 und 20.

- Der Anteil des Reiseverkehrs am Gesamtverkehr wird bis zum Jahre 2050 gleichbleibend mit 30 % angenommen.
- Der Schwerlastverkehr (Teil des Güterverkehrs) entspricht in bezug auf die Schnittkräfte etwa denen des Lastenzuges DR und somit der zu erwartenden Höchstbelastung.
- Der Schwerlastverkehr wird auf den Hauptstrecken im Jahre 2050 mit 20 % vom Gesamtverkehr und auf einigen Sonderstrecken mit 40 % angenommen. Er nimmt vom Jahre 1980 an linear zu.
- Alle Zugkategorien werden durch 7 Ersatzbetriebslastenzüge ersetzt. Für Strecken mit besonderer Verkehrsstruktur werden weitere 5 Ersatzbetriebslastenzüge bereitgestellt.
- Die Belegung wird je nach Streckenart zwischen 50 und 185 Zügen am Tag ermittelt.
- Die Zahl der Achsen wird zunächst für alle Zuggattungen gleichgroß mit 80 Achsen / Zug angenommen.
- Die Geschwindigkeit wird sich unter bestimmten Bedingungen auf 160 km/h erhöhen.

Die Untersuchungen zur Ermittlung der Nutzungsdauer  $L$  sind noch nicht abgeschlossen. Hier wirken im ökonomischen Vergleich besondere Faktoren zur Erzielung optimaler Erhaltungs-technologien und zur Minimierung der Kosten für Neubauten. Es zeichnet sich folgendes ab: Bei Überbauten bis 30 m Länge könnte mit einer Nutzungsdauer von 50 Jahren und bei Überbauten über 80 m Länge mit einer Nutzungsdauer von 100 Jahren, in einzelnen Fällen auch länger, gerechnet werden.

Die Wirkung der untersuchten Elemente der Verkehrsbelastung wurde u.a. an den beiden grundlegenden Parametern eines vorgeschlagenen Systems für den Betriebsfestigkeitsnachweis gemessen bzw. abgeschätzt. Ohne auf die Einzelheiten dieses Nachweises einzugehen, werden diese Parameter nur angegeben und kurz erläutert. Die Grundlage des Vorschlags ist ein Wöhlerlinien-Betriebsdauerlinien-System, das in Abb. 1 vereinfacht dargestellt ist.

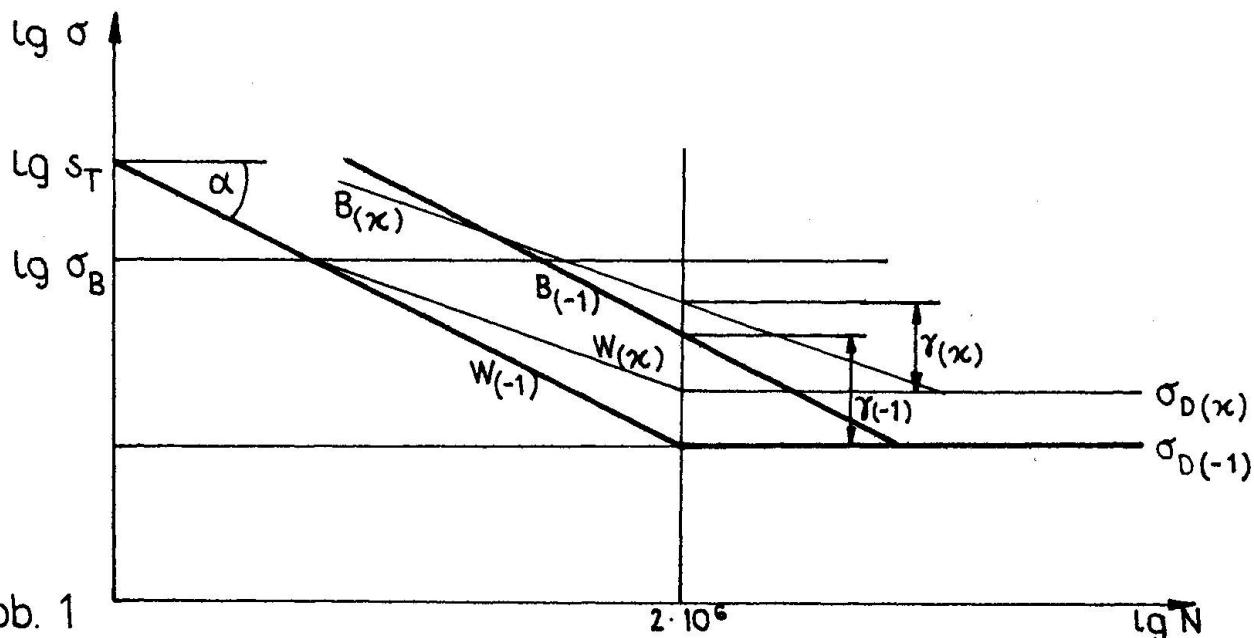


Abb. 1

- Der sogenannte Erhöhungsfaktor  $\gamma_{(-1)}$  für die Linien bei  $\kappa = -1$  ergibt sich aus

$$\gamma_{(-1)} = \frac{1}{v} \quad (1)$$

$v$  kennzeichnet die Völligkeit des jeweiligen Beanspruchungskollektivs und errechnet sich aus

$$v = \left( \frac{\sum (\sigma_i / \sigma_1)^a \cdot n_i}{\sum n_i} \right)^{1/a} \quad (2)$$

mit  $a = 1/\tan \alpha = 6$ .

Der zweite wichtige Parameter ist die Gesamtlastspielzahl  $N$ , die während der Nutzungsdauer in die Tragglieder eingetragen wird. Im Ergebnis umfangreicher Untersuchungen kann er aus

$$N = 365 \cdot L \cdot Z \cdot A_m \cdot \bar{N} \quad (3)$$

errechnet werden.

$$\bar{N} = \frac{k_s \cdot f_N^-}{1}$$

Es bedeuten

$L$  = Lebensdauer (Jahr)

$Z$  = Belegung am Tag

$A_m$  = mittlere Achszahl pro Zug

$k_s$  = Konstante

$f_N^-$  = Beiwert zur Berücksichtigung der Form der Einflüllinie und der Lage der Schnittstelle.

An einigen Beispielen werden die Auswirkungen erläutert.

- Die Auswirkung der Veränderung des Anteiles Schwerlastverkehr am Gesamtverkehr auf die Völligkeit  $v$  des Beanspruchungskollektivs zeigt Abb. 2:

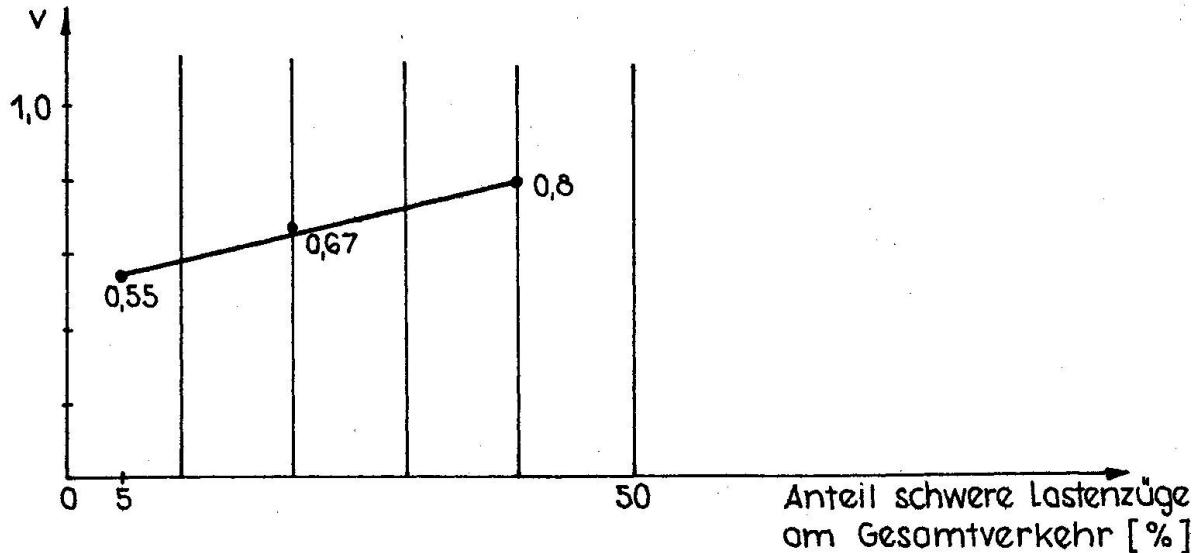


Abb. 2

Die Völligkeit erhöht sich z. B. von 0,55 bei einem Anteil von 5 % auf 0,80 bei 40 %igem Anteil am Gesamtverkehr. Diese Angaben gelten für das Mittenmoment eines Einfeldträgers mit der Stützweite 20 m. Es zeigt sich, daß nicht berücksichtigte Änderungen des Anteils der Schwerlastzüge in zukünftigen Jahren die rechnerischen Ergebnisse und ihre Auswirkung auf die Nutzungsdauer sehr beeinflussen können : Im ersten Fall ist der Erhöhungs faktor  $\gamma \approx 1,8$ , im zweiten Fall  $\gamma \approx 1,2$ .

- Die zufällige Reihung der Fahrzeuge im Zug übt nur einen geringen, vernachlässigbaren Einfluß auf Völligkeit und Lastspielzahl aus.
- Die 3 benutzten Bemessungsloks ergaben geringe Unterschiede, so daß sie auf eine reduziert werden konnten.
- Die unterschiedlichen Achsabstände verändern die Völligkeit des Gesamtkollektivs kaum. Im Einzelfall beeinflussen sie jedoch in Verbindung mit der Geometrie und dem statischen System der Konstruktion die Schnittkräfte, das "Spannungsverhältnis"  $\kappa$  und die Lastspielzahlen.
- Durch die umfangreichen Untersuchungen mit vielen Variationen der Lastenzüge konnte eine deutliche Abhängigkeit der bezogenen Lastspielzahl  $N$  von der Stützweite  $l$  mit geringer Streuung festgestellt werden.
- Bei Stützweiten bis etwa 5 m vergrößern kleine Achsabstände die bezogene Lastspielzahl.
- Geschwindigkeit, Fliehkraft, Seitenstöße und Brems- bzw. Anfahrkräfte wirken sich auf das Ergebnis der vorgeschlagenen Form eines Betriebsfestigkeitsnachweises und in Verbindung mit den z. Zt. gültigen Vorschriften nur unbedeutend aus.

Die bisher aufgezeigten Wirkungen der Verkehrsbelastung bezo gen sich vorwiegend auf den Betriebsfestigkeitsnachweis und damit unmittelbar auf die Nutzungsdauer. Spezielle Untersuchungen und langjährige Erfahrungen auch anderer Bahnverwaltungen und Autoren zeigten, daß die Nutzungsdauer durch Sprödbruchempfindlichkeit und die Funktionstüchtigkeit durch Schwinganfälligkeit spürbar beeinträchtigt werden können.

Schwingungen der Brückenkonstruktionen werden seitens der Verkehrs last vorwiegend durch die Achslasten und die Geschwindigkeit in Verbindung mit technischen Mängeln oder Eigenarten der Fahrzeuge und der Gleislage gefördert. Die Sprödbruchanfälligkeit besonders geschweißter Konstruktionen wird durch die Fahr geschwindigkeit und durch stoßartige Lasteintragung meist infolge technischer Mängel an den Fahrzeugen und am Gleis erheblich beeinflußt. Während die stoßartige Lasteintragung offenbar kein typisches Problem der Entwicklung der Verkehrsbelastung ist, kommt auch in diesem Zusammenhang der richtigen Festlegung der zu erwartenden Höchstgeschwindigkeit große Bedeutung zu. Sie beeinflußt die Beanspruchungsgeschwindigkeit eines Bauteiles. Nach TGL 12 910 (Stahlgüteauswahl) wird der Grenzwert  $5000 \text{ kp/cm}^2$  für die Erhöhung des Faktors B der Gefahrenziffer von 1,0 auf 1,4 angegeben. Die Beanspruchungsgeschwindigkeiten wurden für vollwandige Träger unter Berücksichtigung der Gleise mit und ohne Schotterbett und der Werkstoffe St 38 und St 52 bei

voller Ausnutzung der zulässigen Spannungen durch Verkehrslast und die ständige Last für den Geschwindigkeitsbereich 100 bis 160 km/h als Funktion der Stützweite ermittelt. Der ausgewiesene

Grenzwert von  $5000 \text{ kp/cm}^2$ s ergibt sich unter den angegebenen Bedingungen für den Stützweitenbereich von etwa 10 bis 20 m. Bemerkenswert ist, daß Konstruktionen aus dem schweißtechnologisch ungünstigeren Stahl St 52 jeweils die größeren Beanspruchungsgeschwindigkeiten aufweisen. Für kleinere Stützweiten ergeben sich erheblich größere Werte : Z. B. für  $l = 3 \text{ m}$

$20000 \text{ bis } 50000 \text{ kp/cm}^2$ s. Die Ergebnisse beziehen sich auf die Biegenormalspannung in der eines Trägers auf 2 Stützen. Das Ergebnis der Untersuchungen bestätigt die Bedeutung der Qualität prognostischer Festlegungen für die Fahrgeschwindigkeit, weil sie die Sprödbruchgefahr sehr erhöhen kann, wodurch die Nutzungsdauer verkürzt oder die Funktionsfähigkeit zeitweise beeinträchtigt wird.

## F Mitte

### ZUSAMMENFASSUNG

Ausgehend von einer Analyse des Einflusses der verschiedenen Elemente der Belastung wird festgestellt, dass die Festlegung zukünftiger Verkehrsbelastungen stählerner Eisenbahnbrücken sich nicht nur auf bestimmte "Lastannahmen" beschränken darf, sondern dass eine Reihe anderer Elemente der Verkehrsbelastung, speziell für den Betriebsfestigkeitsnachweis und bei der Verringerung der Sprödbruch- und der Schwinganfälligkeit, von grosser Bedeutung sind.

### SUMMARY

Starting from an analysis of the influence of different load elements it is stated that the determination of future traffic loads on metal railway bridges shall not only be restricted to definite "load assumptions" but that a number of other traffic load elements, especially for the control of the service strength and the reduction of susceptibility to brittle fracture and vibration, are of great importance.

### RESUME

L'analyse de l'influence des différentes caractéristiques de la charge appliquée permet de constater que, pour fixer les charges qui solliciteront à l'avenir les ponts-rails métalliques, on ne doit pas se limiter à des "hypothèses de charge" précises mais considérer de plus les autres caractéristiques des charges de service, en particulier pour le contrôle à la fatigue et la réduction de la sensibilité aux ruptures fragiles et aux vibrations.

## **Lateral Load Distribution in Composite Beam-Slab Bridges**

Répartition latérale des charges dans les ponts mixtes acier-béton

Querverteilung der Verkehrslast bei Verbundbrücken

**Celal N. KOSTEM                                  Ernesto S. DeCASTRO**  
Associate Professor                                  Research Assistant  
Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University  
Bethlehem, Pennsylvania, USA

### **1. INTRODUCTION**

Field tests and analytical studies on simple-span beam-slab bridges with prestressed concrete I-beams have indicated that the lateral distribution of the design loads are different from that assumed by the specifications (Ref. 3,4). The reported pilot study was undertaken to assess the reliability of the specifications on the lateral load distribution and finite element modeling of simple span beam-slab bridges with reinforced concrete deck and steel girders (Ref. 2).

### **2. LATERAL LOAD DISTRIBUTION**

The standard practice in the design of the bridge beams of a beam-slab superstructure for the live loads is through the use of "Load Distribution Factors" (Ref. 5). The distribution factor is defined as the fraction of the wheel load applied to the longitudinal beam. In composite bridges, the distribution factor for an interior beam is taken as  $S/5.5$ , where  $S$  is the beam spacing in feet. For the exterior beam the distribution factor is the reaction of the wheel loads obtained by assuming the deck slab to act as a simple span beam between the exterior beam and the first interior beam. This approach simplifies the design process; however, since the lateral load distribution is considered to be the function only of the spacing of the beams, a more detailed study was needed to verify the validity of the design process.

### **3. TEST STRUCTURE**

The test structures considered in the study are the AASHO Test Bridges designated as 2B and 3B which were field tested and reported in detail in Reference 4. The bridges have a span of 50', a width of 15' with three steel I-beams spaced at 5'-0" on centers. Bridges 2B and 3B are identical except for the difference in beam sizes; W18 x 50 for Bridge 2B and W18 x 60 for Bridge 3B (Fig. 1). The steel beams have cover plates and are connected to the bridge deck by channel shear connectors. The test vehicle was a two axle truck with 6.8 kips front and 14.3 kips drive axle loads. The axle loads were spaced at 64 in. The terms exterior and interior in the figure and table

follow the terminology of Reference 4; from a designer's standpoint, they correspond to exterior beams, and the center to interior beams.

#### 4. COMPARISON OF ANALYTICAL WITH FIELD TEST RESULTS

Verification of the finite element solution, Fig. 1, can be made by comparing the moments carried by the beams and the beam moment percentages from the analysis and the field test results. For this comparison, the truck is placed directly over the interior beam. It can be seen from Table 1 that the analytical results are in agreement with the test results for both structures. The analytical results in general gave a slightly larger percent of the load carried by interior beams and a larger total moment compared to the test values. This suggests a slight loss of composite action.

#### 5. EFFECT OF COMPOSITE AND NON-COMPOSITE CONSTRUCTION

The effect of composite versus non-composite construction can be seen in Table 1. The structures designated non-composite were analyzed by neglecting any composite interaction between the beams and the slabs. The results show a decrease in the total moment carried by the beams and consequently an increase in the total moment carried by the slabs. There is, however, practically no change in the distribution of the moments carried by the beams.

#### 6. DESIGN AND ANALYTIC DISTRIBUTION FACTORS

The analytic distribution factors for a beam were determined by positioning the vehicle load across the section of the bridge such that the maximum moment response is obtained for that beam. Figure 2 illustrates the schematic comparison of the design and the analytic results both for composite and non-composite cases. It can be seen that the design values overestimate the center beam moment but underestimate the interior and exterior beam moments. In view of current construction practices, it can be assumed that actual bridges are closer to full composite than full non-composite. This in turn, in view of Fig. 2, indicates that present specifications do not reflect the actual bridge behavior.

#### 7. REFERENCES

1. E. S. deCastro and Kostem, C. N., "User's Manual for Program SKBRID," Fritz Engineering Laboratory Report No. 400.15, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, March 1975.
2. Kostem, C. N., "Analytical Modeling of Beam-Slab Bridges," Proceedings of the IASS Symposium on Folded Plates and Spatial Panel Structures, Udine, Italy, September 1974.
3. Zellin, M. A., Kostem, C. N. and VanHorn, D. A., "Structural Behavior of Beam-Slab Highway Bridges - A Summary of Completed Research and Bibliography," Fritz Engineering Laboratory Report No. 387.1, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, May 1973.
4. "The AASHO Road Test, Report 4-Bridge Research," Highway Research Board Special Report No. 61D, National Academy of Sciences, 1962.
5. "Standard Specifications for Highway Bridges," The American Association of State Highway Officials, 11th Edition, Washington, D. C., 1973.

TABLE 1 MOMENT PERCENTAGES

Bridge		$\Sigma$ Beam Moment	Beam Moment/ $\Sigma$ Beam Moment		
		Truck Moment	Interior	Center	Exterior
2B	FIELD TEST (Ref. 4)	89.30	34.0	32.0	34.0
	Finite Element (composite)	93.57	32.6	34.2	33.2
	Finite Element (non-composite)	82.13	33.2	33.8	33.0
3B	FIELD TEST (Ref. 4)	92.10	33.8	33.4	29.2
	Finite Element (composite)	94.59	32.7	34.3	33.0
	Finite Element (non-composite)	83.85	33.2	33.8	33.0

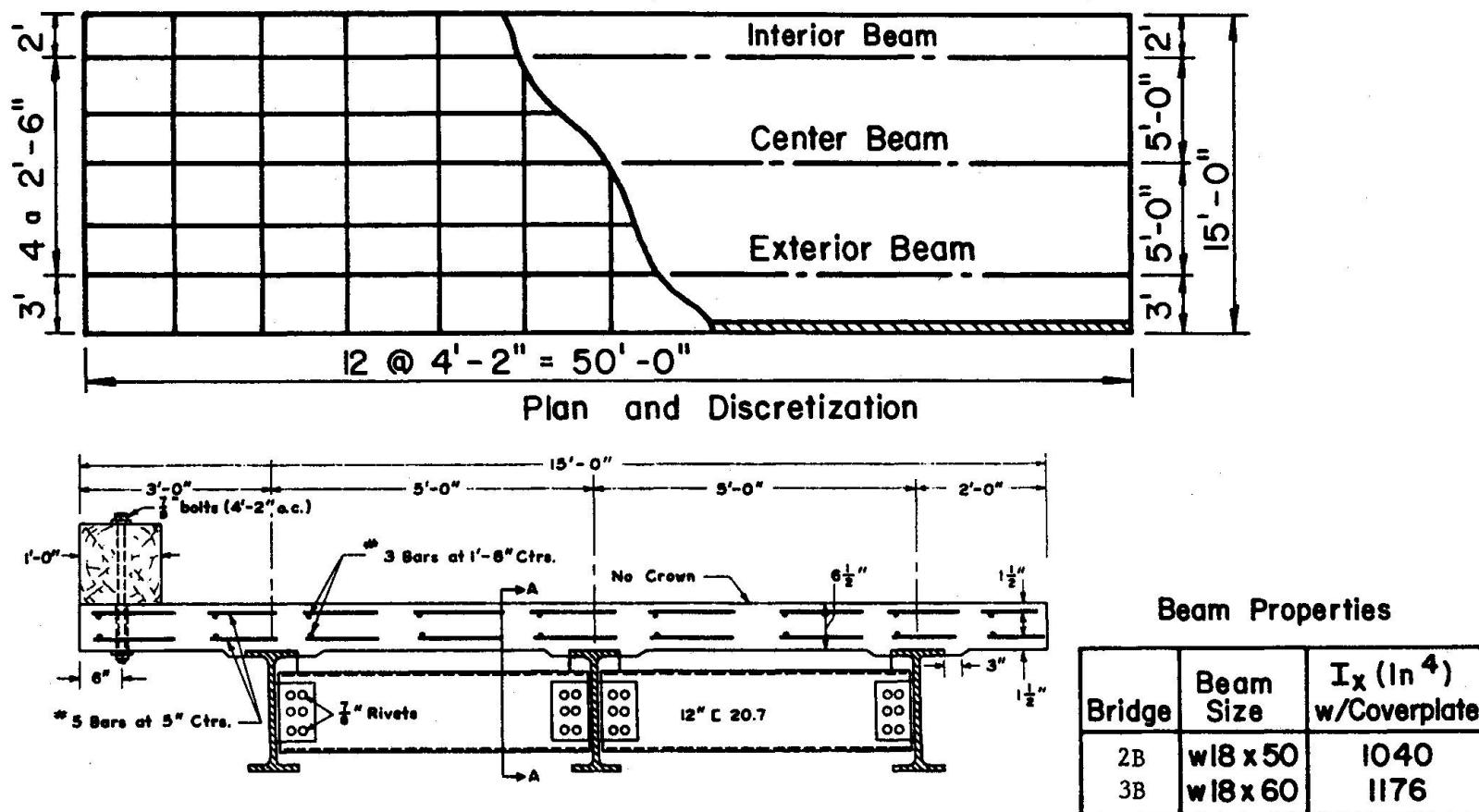


Fig. 1 Test Bridge; Left Beam = Exterior Beam,  
Right Beam = Interior Beam (Ref. 4)

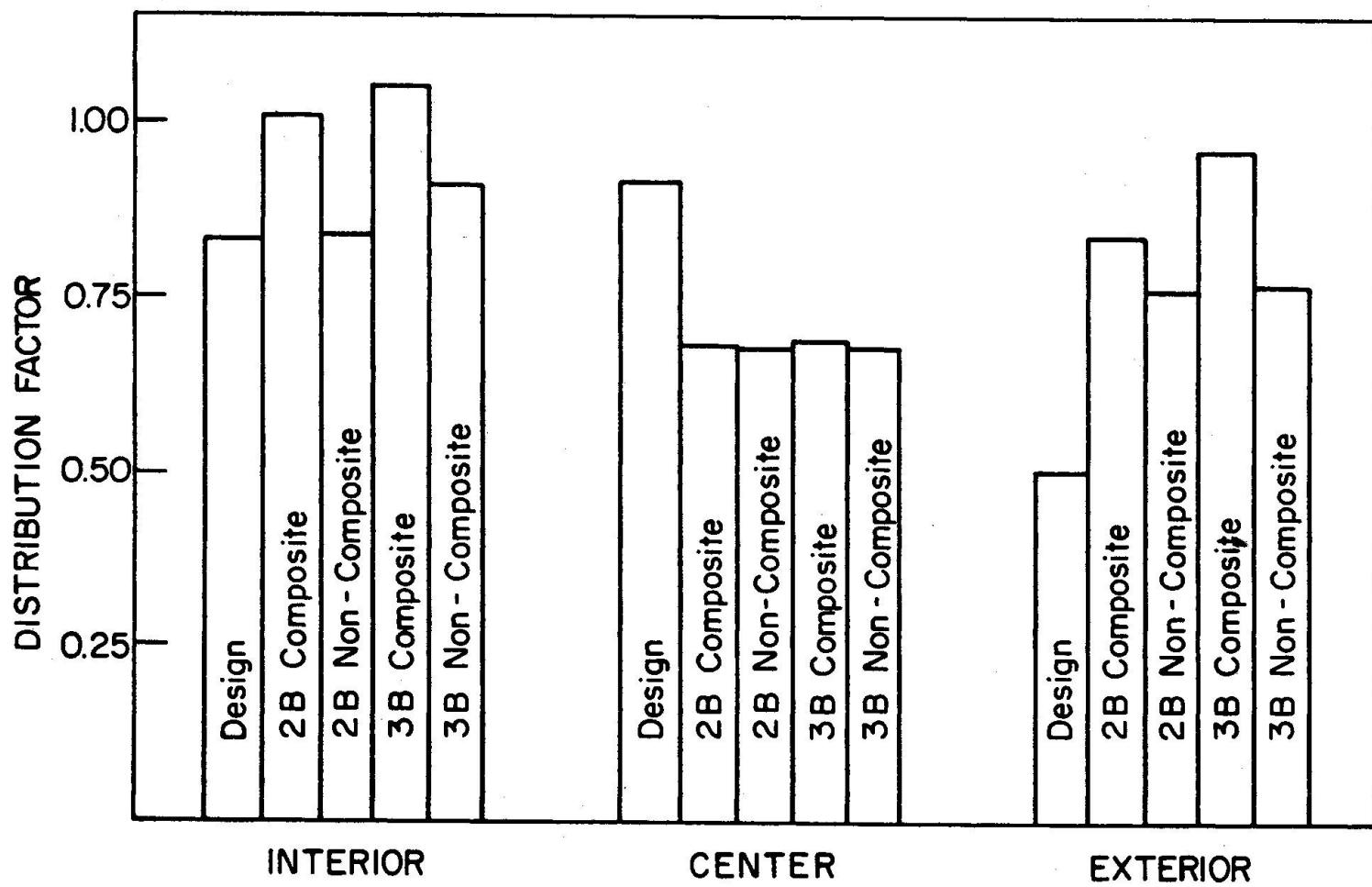


Fig. 2 Distribution Factors, Design vs. Finite Element Analysis

## SUMMARY

This paper presents the lateral load distribution for two composite bridges. The finite element method was used to analyze the bridges and to determine load distribution factors. The results were shown to agree with the field test results.

## RESUME

Les auteurs étudient la répartition latérale des charges dans deux ponts à poutres mixtes. Les coefficients de répartition sont déterminés à l'aide d'une méthode aux éléments finis. Ces résultats théoriques sont en bon accord avec ceux donnés par des essais.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Querverteilungslinien für zwei Verbundbalkenbrücken wurden mit Hilfe der Methode der finiten Elemente bestimmt. Die theoretischen Ergebnisse stimmen mit denjenigen aus Versuchen befriedigend überein.

## **Ürbauten von Eisenbahnfachwerkbrücken mit einer mit Hauptträgern mitwirkenden Fahrbahn**

Truss Railway Bridges with a Composite Action of a Bridge Deck and the Main Trusses

Ponts-rails en treillis à tablier solidarisé aux poutres maîtresses

**A.A. POTAPKIN**  
Kand. d. techn. Wissenschaften  
Znyys, Mintransstroji  
Moskau, UdSSR

In den letzten fünf Jahren wird in der UdSSR eine neue Tendenz in der Ausführung von Überbauten der Eisenbahnfachwerkbrücken mit einer mit Hauptträgern mitwirkenden Fahrbahn erkennbar, und zwar – die Tendenz des Verbundes der Arbeit von Fahrbahn verschiedener Type und von Hauptträgern durch Versteifungsbleche (Querverbindungen) besonderer Ausführung.

Die herkömmliche Ausführung der Fahrbahn mit Bremgverbänden und gelenkig beweglichen Stößen in den Längsträgern (Fig.1) zwecks der Abminderung von der horizontalen Biegebeanspruchung der Querträger gilt nicht als optimal sowie vom technisch - ökonomischen, als auch vom betrieblichen Gesichtspunkt.

Die Vereinigung der Längsträger mittels Versteifungsbleche (Querverbindungen) besonderer Ausführung mit Ober - und Unter- gurten in eine Konstruktion (Fig.2,3) bietet die Möglichkeit, auf die Bremsverbände und gelenkige bewegliche Stosse in den Längsträgern zu verzichten, wodurch folgende technische und betriebliche Vorteile zur Geltung kommen:

- die vertikale und horizontale Steifigkeit der Überbauten erhöht sich, was für die Anwendung von hochfesten und

festen Stählen von grosser Bedeutung ist;

- die horizontale Biegebeanspruchung in der waagerechten Ebene ist in den Querträgern gering, weil die Längsverschiebung der Fachwerknoten in Bezug auf die Knotenpunkte der Längs und Querträger kreuzungen geringer ist;
- dynamische Einwirkung wird geringer im Falle, wenn es keine gelenkig bewegliche Stösse in den Längsträgern und stossfreie Gleisprofile benutzt werden, was von grosser Bedeutung für den Schnellverkehr ist;
- die Sicherung von Überbauten erhöht sich, weil die Konstruktion einen hohen Grad der statischen Unbestimmtheit aufweist;
- Betriebskosten werden geringer, infolge des Verzichtens auf die gelenkig beweglichen Stösse in den Längsträgern;
- die Betriebsqualität der Fahrt erhöht sich, wenn auf die Längsträger schotterlose Stahlbetonplatten gelegt werden (dabei tritt die Überspannung von der horizontalen Biegebeanspruchung der Querträger auf);
- der Stahlverbrauch wird geringer, auch infolge des Verzichtens auf die verstärkten Bauteile beim Freivorbau und infolge der Einschaltung der Längsträger in das Mitwirken mit den Gurten der Hauptträger.

Es werden Typenentwürfe für Überbauten (für durchlaufende und einfeldrige) mit einer unterliegenden Fahrbahn mit Stützweiten von 55 bis 154 m ausgearbeitet. Kastenbauteile der Träger sind geschweipt; bei der Montage werden Verbindungen mit H.V.Schrauben befestigt.

Versteifungsbleche entsprechenden Querschnitts werden durch den H.V - Schraubenverbund der unteren Verbände mit den Untergurten der Längsträger und durch die Anordnung von zusätzlichen Spreizen (von kurzen oder langen) gebildet.

Auf der Fig.2 ist das Schema der Überbauten mit unterliegender Fahrbahn mit Spannweiten von 55 bis 77 m dargestellt; auf der Fig.3 ist das Schema derselber Überbauten mit Spannweiten von 88 bis 154 m dargestellt. Bei größeren Spannweiten werden Versteifungsbleche in mehreren Abschnitten angeordnet, wodurch gleichmäßige Spannungsübergabe von Gurten auf die Längsträger erfolgt. In einigen Abschnitten werden Spannungen in den Trägergurten um 30-35% geringer im Vergleich zur herkömmlichen Ausführung, was die Möglichkeit gibt, die Querschnitte von Trägeruntergurten zu verringern.

Dabei blieben die Querschnitte von Langs - und Querträgern im Vergleich zur herkömmlichen Ausführung praktisch unverändert. Es wurden Knotenbleche als Befestigungspunkte auf den Längs - und Querträgern gefordert, da in den Längsträgern ein Biegemoment und eine Achsenkraft wirken. Bauteile der Versteifungsbleche (Querverbindungen) werden für die in ihnen wirkenden Achsenkräfte gerechnet. Eine erfolgreiche Projektierung der genannten Überbauten hing in hohem Maße von der Berechnung ab, da hier ein hoher Grad der statischen Unbestimmtheit Platz findet. So ist zum Beispiel für den Überbau mit Spannweiten von 132 + 154 + 132 m mit 38 Abschnitten am Untergurt der Grad der statischen Unbestimmtheit ziemlich hoch.

Vom Verfasser ist eine Methode der räumlichen Berechnung ausgearbeitet und das Programm für die EDV-Maschine "BESM-4" (B CM-4) zusammengestellt.

Als eine Verallgemeinerung ist ein Programm von der Berechnung eines Dreigurtträgers (Fig.4) mit einer mit den Hauptträgern

mitwirkenden Fahrbahn in der Ebene von Untergurten zusammengestellt. Die maximale Anzahl der Abschnitte beträgt 64.

Durch Verzichten auf die biegesteifen Stützen in unteren Knoten kann man verschiedene Schemas zusammenstellen, darunter auch Auslegerschemas für den Freivorbau. Die Berechnung kann sowohl unter unbeweglichen als auch unter beweglichen Lasten (Aufbau der Einflusslinien) durchgeführt werden.

Die Berechnung wurde nach dem Verschiebungsverfahren unter Anwendung der kinematisch unbestimmten Elemente durchgeführt. Als ein kinematisch unbestimmter Element (Fig.4) wird eine zwischen zwei benachbarten Trägern liegende Fahrbahn angenommen. Das erlaubte die Anzahl der unbestimmten Hauptverschiebungen abzumindern, allerdings war die Anzahl von den letzten auch in diesem Falle ziemlich hoch – von bis 1000.

Selbstverständlich liess sich der Element aus einzelnen Hauptverschiebungen gerechnet werden und seine kinematische Unbestimmtheit aufgeklärt werden. Das letzte machte das Programmieren einegermassen schwerer, aber im Grunde genommen war es werkungsvoll.

Der Bau von Überbauten mit einer mit Hauptträgern mitwirkenden Fahrbahn nach genannten Typentwürfen bekommt immer breitere Entwicklung. Es sind Überbauten mit Spannweiten von 66 und 110 m gebaut, in Bau sind Brücken mit Spannweiten von 3x110 m, 110+132+110 m u.a.

Das Mitwirken der Fahrbahn von verschiedenen Typen mit den Hauptträgern durch Versteifungsbleche besonderer Ausführung bietet eine Reihe von technischen und betrieblichen Vorteilen im Vergleich zu Überbauten mit gelenkig beweglichen Stößen in den Längsträgern.

Es wird die horizontale und vertikale Steifigkeit von Überbauten erhöht, die dynamische Einwirkung infolge des Verzichtens auf solche Stöße in Längsträgern verringert Gleichmäßigkeit des Profils und die Sicherheit bei gleichzeitiger Abminderung der Betriebskosten erhöht.

Die Mitwirkung der Fahrbahn mit den Hauptträgern erlaubt auf die Verstärkungselemente bei der Montage zu verzichten.

Es werden Typenentwürfe von Überbauten (von undurchlaufenden und durchlaufenden) mit Spannweiten von 66 bis 154 m ausgearbeitet.

Es werden schon Überbauten mit Spannweiten von 66 und 110 m gebaut.

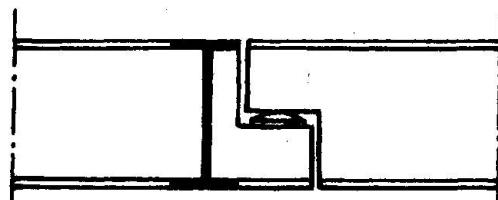


Fig. 1.

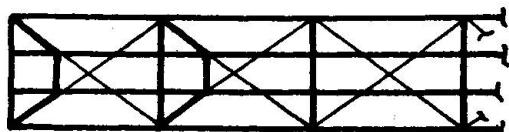
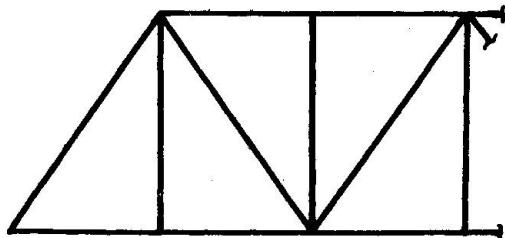


Fig. 2.

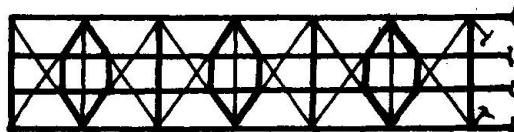
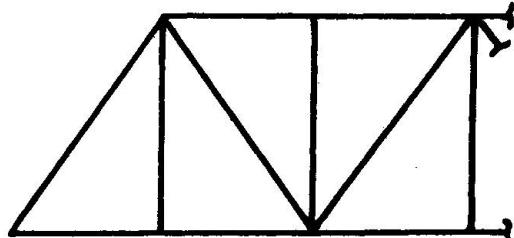


Fig. 3.

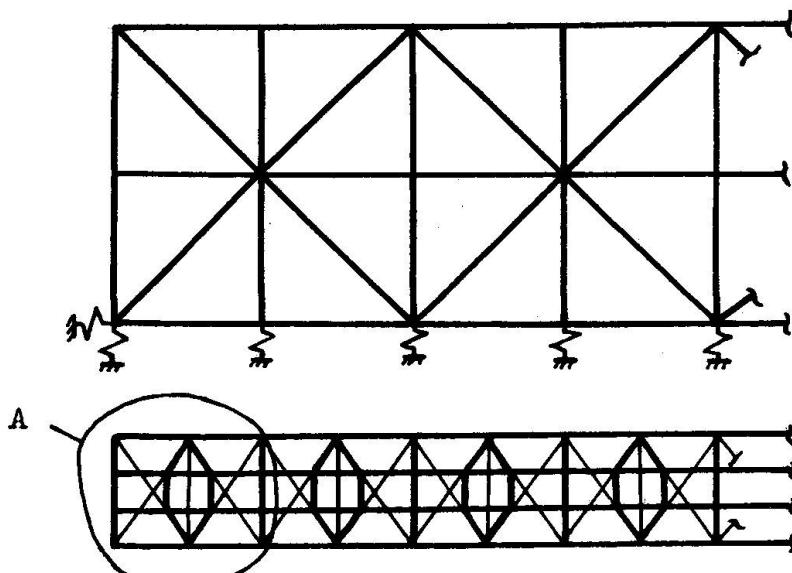


Fig. 4.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Verbund einer Fahrbahn der Eisenbahnfachwerkbrücke mit den Hauptträgern durch Verteilungsbleche besonderer Ausführung bietet eine Reihe von betrieblichen und technischen Vorteilen im Vergleich zu herkömmlichen Ausführungskonstruktionen mit gelenkig beweglichen Stößen in den Längsträgern.

Es sind Entwürfe von neuen Überbauten mit Spannweiten von 66 bis 154 m ausgearbeitet. Einige Brücken sind schon gebaut.

## SUMMARY

Composite action of the railway bridge deck and the main trusses achieved by means of special horizontal diaphragms provides a number of service and technical advantages compared to traditional structures with sliding hinge joints. New designs of spans of 66 to 154 m have been developed. The construction of several bridges has been accomplished.

## RESUME

La solidarisation du tablier des ponts-rails aux poutres maîtresses en treillis, à l'aide d'entretoisements horizontaux de conception spéciale, apporte de nombreux avantages techniques et d'exploitation, ceci en comparaison des structures traditionnelles comportant des longerons à joints glissants. On a établi des projets de superstructures de ce type pour des portées allant de 66 à 154 m. Quelques ouvrages ont déjà été réalisés.

## **Design of Steel Swimming Pools with Respect to Maintenance, Rectification and Service Life**

Conception de piscines métalliques, tenant compte de l'entretien,  
des réparations et de la durée de service

Entwurf von Stahlschwimmbädern, unter Berücksichtigung des Unterhaltes,  
der Reparaturen und der Nutzungsdauer

Pavel MAREK  
Civ. Eng. PhD., Ass. Prof.  
SF CVUT, Chair for Steel Structures  
Prague, Czechoslovakia

### **INTRODUCTION**

At present about seven steel swimming pools are being used for sport-swimming as well as for recreation purpose in Czechoslovakia. Another eleven pools are under construction. The main reason of the increasing use of structural steel is related first of all to the watertightness compared to the traditional concrete pools, to the short time of erection, and to the benefit of mass workshop-fabrication of large structural components.

The satisfactory utilization of steel pools depends on the long-term maintenance and some other aspects, which have to be considered in the design period. The arrangement of the structural system assuring the permanent watertightness, replacement of some parts of the pool and the surface protection are mentioned next in this paper.

### **ADJUSTABLE POOL SYSTEM**

In order to reach the permanent and perfect watertightness of the pool even in the case of large irregular settlements of foundations a special system had been developed based on deformability principle of the steel pool components - Ref./1,2/. The idea is shown on the Fig.1 and Fig.2. The deformable steel components in pool-walls allow rotation over internal wall supports without losing watertightness. Similarly the structural system of the bottom allows irregular vertical deformations - the design may be based on elastic or plastic analysis. If required the empty pool is easy lifted into the correct position using hydraulic jacks.

The system permits to build even large swimming pools /e.g. 50 x 21 m/ in areas of mining subsidence fully protected against time-depending deformations of area surface due to mining activities.

The adjustable pool system was applied in the design of several steel pools of 25m and 50m length - Ref./3,4/. In Fig.3 upto Fig.7

the construction of swimming centre designated MV2 is shown. The size of the steel pool is 25 x 12,5 m and depth 1,1 upto 3,6 m. The total number of MV2 pools completed in different towns in ČSSR will reach soon ten /5/. A pool of the size 50 x 21 m is under construction in Prague.

As shown in Fig.2 the pool may be supported on steel columns, small concrete blocks or planar support of the steel bottom may be used.

In Fig.4 the deformable steel wall component is shown. The elasto-plastic design of this component is similar to the design of steel compensation units in steel pipe-lines.

### INTERCHANGEABILITY OF SOME COMPONENTS

In case of planar support of steel bottom of a big pool /e.g. 50 x 21 x 1,8 m in Prague-Vršovice/Ref.4/ - Fig.2 / several alternatives of the lower-surface protection of steel plates may be considered. With respect to the service life of the pool, cost of the protection and maintenance the attention was focused on the interchangeability of bottom steel plates cca 5 mm thick after period of about 10-15 years. Considering planned maintenance during the lifetime the designer has to compare the cost of the necessary protection of the lower surface and the cost of replacement of some parts of the bottom if protection was omitted. In the case of the pool in Prague the corrosion effect was estimated, simple protection applied and the replacement of the bottom plate is expected in about 10-15 years. This solution corresponds to the estimated minimum of the sum of construction and maintenance costs.

The interchange just of small components for steel pool MV2 -Fig.3 upto 7. was considered in the design.

### SURFACE PROTECTION

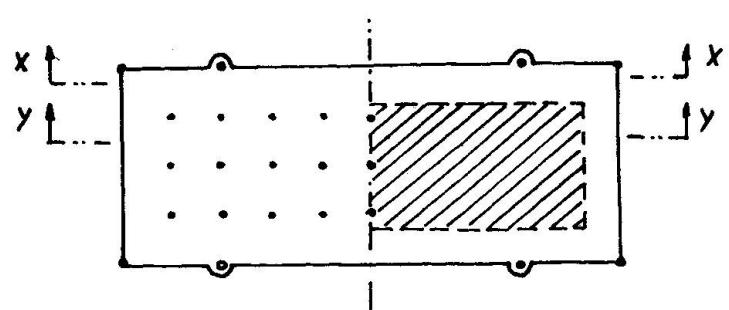
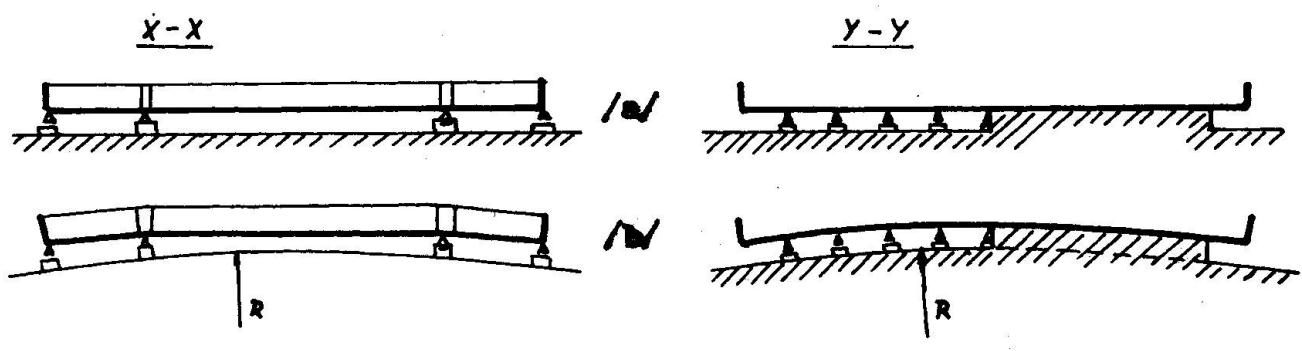
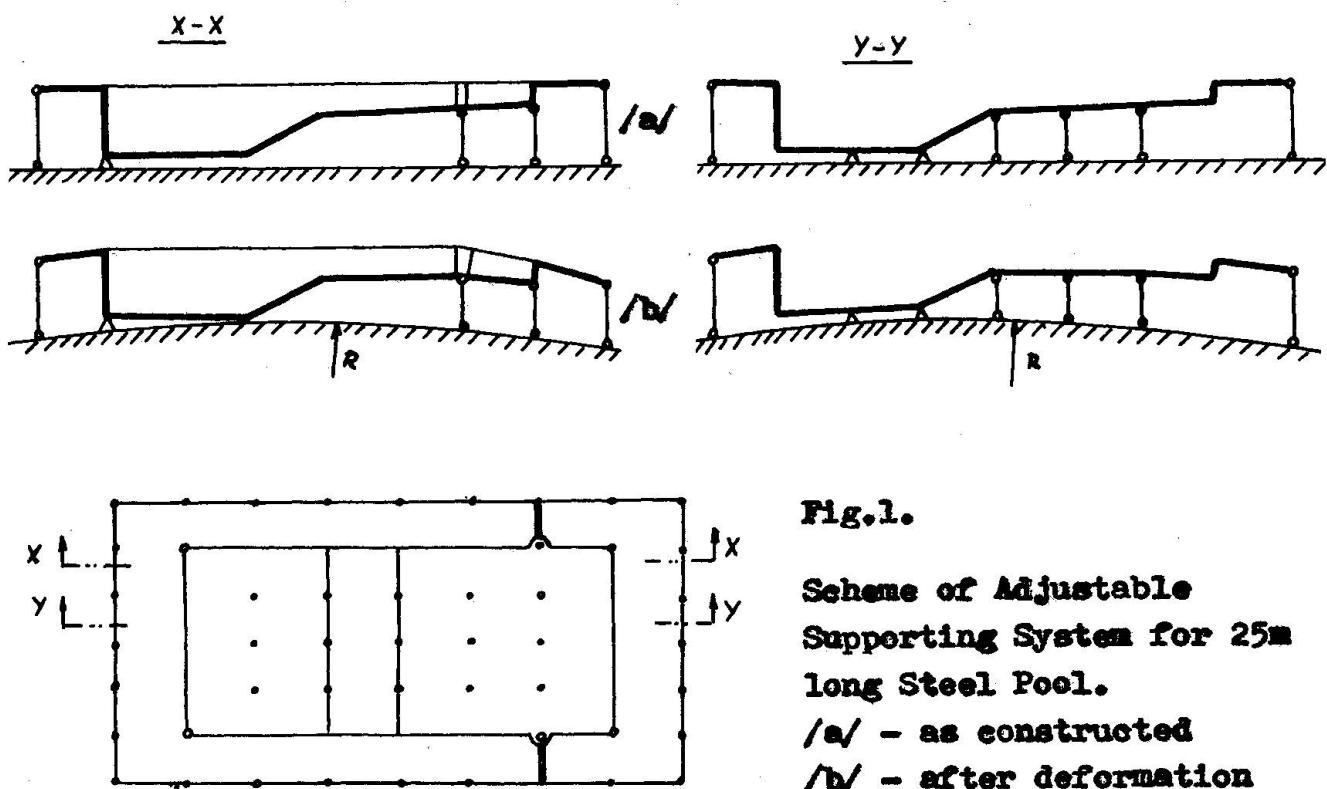
Several surface protection techniques has been used in ČSSR and other countries with different results. It may be mentioned that the steel pool in Essen - BRD, built 60 years ago, is still being used, however the maintenance costs/repainting/are not negligible.

The steel pools completed in ČSSR are fire-zinced and painted. Fig.7 shows the last phase of painting of pool MV2 before the water would be let in.

The experiences accumulated in about three years proved that the design of the pool must be developed with respect to the maintenance of the internal surface of the pool - simple details would reduce the mechanical initiation of the coating defects a corrosion especially at the edge of the pool.

### CONCLUSIONS

The successful design of steel swimming pools depends on the evaluation of the maintenance criteria. The structural system may allow rectification and interchangeability of some components in order to reduce the total costs. The current surface protection systems are not fully satisfactory.

**Fig. 2.**

Scheme of Adjustable Supporting System for 50m long Steel Pool. Planary or in Points Supported Bottom.

/a/ - as constructed  
/b/ - after deformation



Fig.3.

Erection of the main structure of pool-bottom.  
The columns are adjustable in vertical direction.

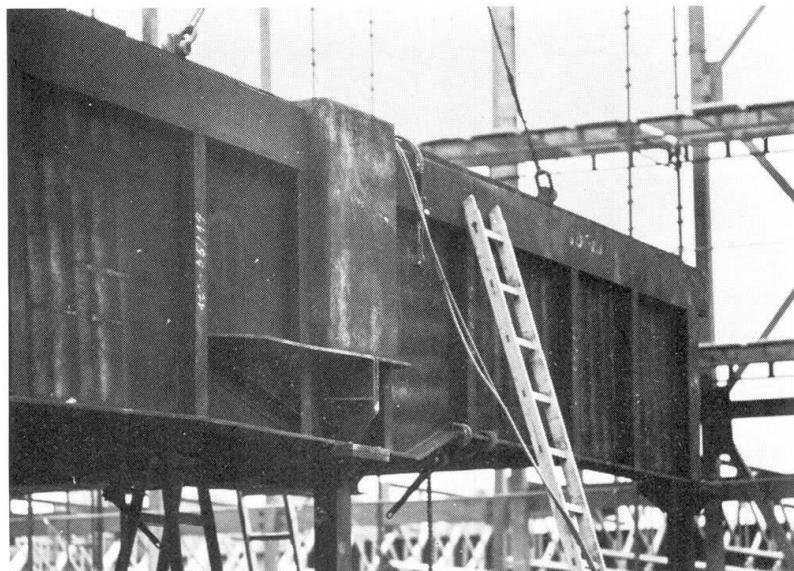


Fig.4.

"Compensation" -adjustable component in pool-wall, allowing rotation of wall-unit . without losing watertightness.

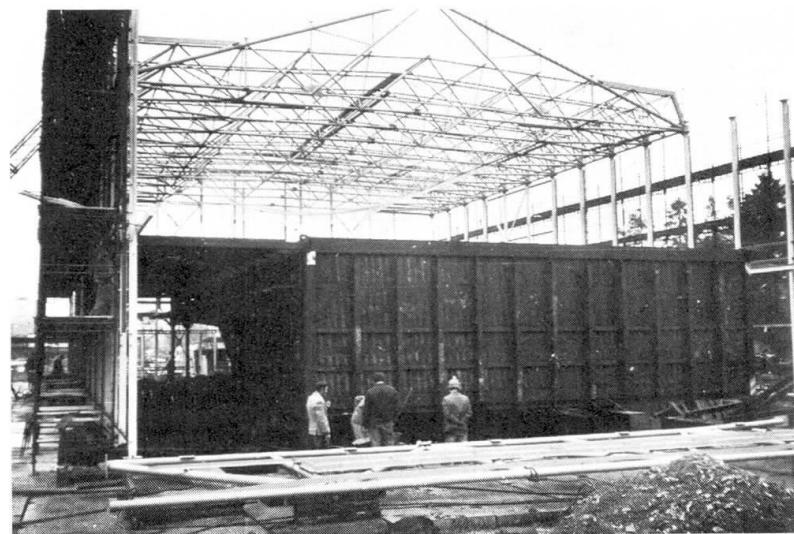
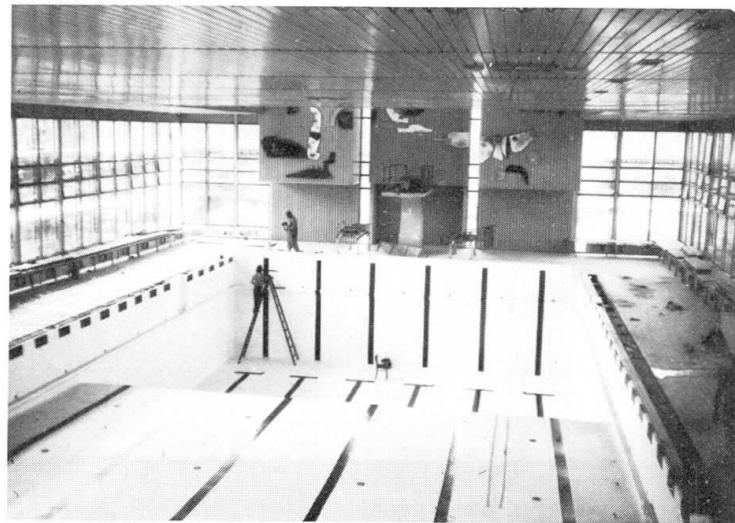


Fig.5.

Erection of steel walk-ways around the pool and of the steel structure of the building.



**Fig.6. Completed Steel Pool 25m**



**Fig.7.**

**Interior of  
Swimming Centre  
MV2 - Surface  
protection of the  
pool /painting  
being completed/.**

REFERENCES

1. Marek, P.  
SCHWIMMBECKEN IM BERGSENKUNGSGEBIET, Sport+Baderbauten,  
1972/4, p.638-643, Bremen-Düsseldorf
2. Marek, P.  
ADJUSTABLE SWIMMING POOLS, Patent /ČSSR- Nr.143654, G.Britain-  
Nr. 1 175 478, BRD- P 1 759 250 reg./
3. Marek, P.  
NEUE STAHLERNE SCHWIMMANLAGEN IN DER ČSSR,  
Bauplanung und Bautechnik, 1974/5, Berlin-DDR.
4. Marek, P. and Vašek, M.  
STEEL SWIMMING POOLS /Kovové plavecké bazény/ - in czech  
Pozemní stavby, 1971/4, p.101, Praha
5. Marek, P.  
STEEL SWIMMING CENTRES IN ČSSR /Ocelová plavecká střediska  
v ČSSR/ - in czech. Architektura ČSR , 1974/10, Praha.

## SUMMARY

Steel swimming pools are being increasingly used in CSSR. The mass shop fabrication of components, perfect watertightness, short erection-period are the main advantage. The design includes maintenance requirements - especially the surface protection, rectification of the pool and replacement of some structural steel parts of the pool.

## RESUME

Les piscines métalliques sont de plus en plus employées en Tchécoslovaquie. La fabrication en série d'éléments, l'étanchéité parfaite, la courte durée d'exécution en sont les principaux avantages. Le projet doit tenir compte des conditions d'entretien, en particulier la protection anti-rouille, les réparations, et le remplacement d'éléments de la structure.

## ZUSAMMENFASSUNG

Stahlschwimmbäder werden in der Tschechoslowakei immer mehr benutzt. Die Serienfertigstellung von Elementen, die perfekte Wasserdichtigkeit, die kurze Ausführungszeit, sind die Hauptvorteile. Das Projekt muss die Unterhaltsbedingungen berücksichtigen, besonders das Schützen der Fläche, die Reparaturen und das Ersetzen von Tragwerkelementen.

## **Experimentelle Untersuchungen neuer Typen von Stahlbindern und -trägern**

Experimental Studies of New Types of Steel Trusses and Beams

Etudes expérimentales de nouveaux types de fermes et de poutres métalliques

I.V. LEVITANSKIJ      V.V. KALENOV      V.V. SEVRJUGIN      Ja.I. KURLJAND  
Kand. d. techn. Wiss.      Dipl.-Ing.      Dipl.-Ing.      Dipl.-Ing.  
Institut ZNII Projektstal'konstrukcija (ZNIIIPSK)  
Moskau, UdSSR

In den Jahren 1970 - 74 erfolgten im Institut ZNII Projektstal'konstrukcija experimentelle Untersuchungen an einigen neuen Typen tragender Bauelemente in Fachwerk- und Vollwandbauweise unter statischer Belastung, die für Überdachungen von Produktionsgebäuden mit Spannweiten von 18 - 36 m Verwendung finden. Der Konstruktionswerkstoff besteht aus Baustählen mit einer Fließgrenze von 230 - 450 MPa.

In der Gruppe der Fachwerkkonstruktionen wurden knotenblechlose Dachbinder aus gewalzten Rohren und aus abgekanteten Blechen mittels Schweißung gewonnene dünnwandige Profile mit quadratischem oder rechteckigem Querschnitt (im weiteren als Hohlprofile bezeichnet), punktgeschweißte Dachbinder aus Winkelprofilen, kontaktgeschweißte dreieckförmig unterspannte Pfetten mit einer Spannweite von 12 m u.a. untersucht.

In der Gruppe der Vollwandkonstruktionen waren dünnwandige Dachträger mit I-Querschnitt sowohl ohne Versteifungsrippen als auch mit Quersteifen sowie dünnwandige Dachpfetten ohne Stegblechversteifungen Gegenstand der Betrachtung.

Alle betrachteten Konstruktionen wurden unter der Voraussetzung bemessen, daß die Dacheindeckung aus einem leichten profilierten Stahlblech besteht und auch Dachbinder mit einer anderen Profilierung einsetzbar sind.

Der Entwicklung und experimentellen Untersuchung aller neuen Konstruktionstypen gingen technisch-ökonomische Begründungen voraus, welche im Vergleich zu den traditionellen Analogien deren Effektivität belegten und die auf einer Reduzierung des Stahlverbrauchs (z.B. knotenblechlose Dachbinder) oder den Herstellungsmöglichkeiten auf mechanisierten technologischen Fließstrecken (z.B. vollwandige Trägerkonstruktionen, kontaktgeschweißte Binder und Gitterpfetten) beruhten.

Alle experimentellen Untersuchungen erfolgten an Versuchsmustern in natürlicher Größe, d.h. für Binder und Träger mit Spannweiten von 18 - 24 m und bei Pfetten bis zu 12 m.

Vor der Erprobung der Versuchsmuster in Naturgröße wurden für eine optimale konstruktive Ausbildung des Binders sowie zur Absicherung der geforderten Tragfähigkeit und Steifigkeit, zur Kontrolle und Korrektur der angewendeten Berechnungsmethoden einzelne Baugruppen, Bauteilabschnitte und -fragmente experimentell untersucht.

So erfolgte bei der Entwicklung dünnwandiger Träger und Pfetten eine Untersuchung von Einzelabschnitten, die entweder vorwiegend einer Schub- oder Biegebeanspruchung ausgesetzt wurden sowie auch einer gemeinsamen Schub- und Biegebeanspruchung unterlagen. Dabei konnten die bekannten Berechnungsverfahren präzisiert und berichtigt sowie Grenzwerte für die Schlankheit der Stege festgelegt werden.

Bei der Entwicklung knotenblechloser Dachbinder aus runden und rechteckigen Rohren standen vorrangig im Auflagerbereich der Binder gelegene Knoten im Mittelpunkt der Untersuchung, wobei die Versuchsdurchführung bzw. -auswertung ausreichende Steifigkeit gegen Querbeanspruchungen sowie fertigungs-technologische und konstruktiv bedingte minimal zulässige Außermittelkeiten der Knotenverbindungen berücksichtigen mußte. Ebenso wurde große Aufmerksamkeit den im mittleren Binderteil gelegenen geschweißten Montageverbindungen gewidmet.

Die Hauptaufgabe jeder dieser Untersuchungen von neuartigen Konstruktionen bestand in der Ermittlung des Grades der Übereinstimmung zwischen der im Versuch festgestellten tatsächlichen Tragwirkung der Prüfstücke und der für den beabsichtigten Einsatz im Nutzungszustand erforderlichen Festigkeit und Steifigkeit.

In den meisten Fällen hat sich diese schrittweise Methode zur Entwicklung von Konstruktionen bestätigt und die vorhandenen Untersuchungsergebnisse konnten bei der Ausarbeitung von individuellen oder auch Typenprojekten genutzt werden.

Nachstehend werden als Beispiel die Nutzungsergebnisse für 3 Arten derartiger neuer Konstruktionslösungen dargestellt:

Beispiel I [1] :

Die Ausnutzung der überkritischen Tragreserven von Trägerstegen ermöglicht eine wesentliche Reduzierung der Stegblechstärke und damit des Materialaufwands für Baukonstruktionen. Unter diesem Gesichtspunkt sind Träger mit einer Stegschlankheit von

$$\eta = h/t = 300 - 600$$

( $h$ ,  $t$  : Höhe und Dicke des Trägerstegs)

wesentlich rationeller nutzbar.

Derartige Vollwandträger, die einen geringen Materialaufwand erfordern und eine einfache Fertigungstechnologie aufweisen, werden im Vergleich zu Fachwerkkonstruktionen konkurrenzfähig und können mit wirtschaftlichem Erfolg als Tragkonstruktionen für Dächer im Industrie- und Gesellschaftsbau mit Spannweiten von 12, 18, 24 und 30 m verwendet werden. Indessen beziehen sich die existierenden Berechnungsverfahren und experimentellen Untersuchungen auf Träger mit einer Stegschlankheit bis 400. Deshalb werden im Institut experimentell-theoretische Untersuchungen an dünnwandigen Trägern für Baukonstruktionen mit Queraussteifungen und einer hohen Stegschlankheit bis 600 durchgeführt.

In Tabelle 1 sind einige Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von einzelnen Trägerabschnitten mit hoher Stegschlankheit hinsichtlich ihres Verhaltens unter reiner Biegebeanspruchung dargestellt.

Tabelle 1

Bereich	Querschnitt		$\frac{h}{t}$	$\frac{b}{h}$	$\sigma_{Fließ}$ [MPa]	$M_{Exp. Grenz}$ [kNm]	$\frac{M_{Exp. Grenz}}{M_{Grenz}}$	Bruchform
	Steg	Gurt						
i 40-20	800x2,0	240x10	400	2,52	249	488	0,99	+
i 40-60	800x2,0	200x 8	400	1,72	252	362	1,08	++
i 50-60	750x1,5	180x 6	500	1,26	266	226	1,01	+
i 50-80	750x1,5	180x 8	500	1,01	252	299	1,07	++
i 60-60	900x1,5	170x 8	600	1,0	252	313	1,0	++
i 60-80	900x1,5	240x 8	600	0,75	252	442	1,01	+

Anmerkung:  $M_{Grenz}^{Exp.}$  – experimenteller Wert der Grenztragfähigkeit der untersuchten Bereiche  
 + – örtlicher Stabilitätsverlust der gedrückten Gurtflansche  
 ++ – Stabilitätsverlust des gedrückten Gurtes in der Stegebene

Die Analyse der Untersuchungsergebnisse zeigte, daß das Tragverhalten der Trägerabschnitte unter Biegebeanspruchung mit der Beziehung

$$M_{Grenz} = W_{Gurt} \cdot G_{Fließ} \quad (1)$$

beschrieben werden kann, wobei

$W_{Gurt}$  - auf den Druckgurt bezogenes Widerstandsmoment des effektiv wirksamen Trägerquerschnittes. Als effektiv wirksam wird dabei der Teil des Vollwandträgers angenommen, der sich nach Basler aus dem Zuggurt, dem gezogenen Teil des Steges, dem Druckgurt sowie dem gedrückten Teil des Steges bis zu einer Breite von  $30 \cdot t$  zusammensetzt, der dem gedrückten Gurt benachbart ist.

$G_{Fließ}$  - Fließgrenze des Trägermaterials.

Die Gültigkeit der Beziehung (1) ist gegeben, solange die Stabilität des Druckgurtes als gesichert gilt. Es zeigte sich, daß bei der Ermittlung der Stabilität des Druckgurtes in der Stegebene ein Stab mit einem T-Querschnitt der Berechnung zugrunde gelegt werden kann, der an beiden Enden starr eingespannt ist und dessen Querschnitt sich aus dem Druckgurt und der effektiv wirksamen Zone des gedrückten Stegteiles mit einer Breite bis zu  $30 \cdot t$  zusammensetzt. Ebenso konnte festgestellt werden, daß die Grenzmaße des Druckgurtes zur Vermeidung örtlicher Stabilitätsverluste einem Verhältnis von Gurtbreite zu Gurtdicke

$$b_{Gurt} \leq 25 \cdot t_{Gurt}$$

entsprechen müssen. Die Stabilität des Druckgurtes gegen seitliches Ausweichen wird durch die Realisierung der in der Projektierungs- und Berechnungsvorschrift SNiP II-V.3-72 enthaltenen diesbezüglichen Festlegungen gewährleistet, die bei der Bemessung gewöhnlicher Trägerkonstruktionen vorgeschrieben sind.

In Tabelle 2 werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von Trägerbereichen mit Queraussteifungen mitgeteilt, die hauptsächlich unter Schubbeanspruchung standen. Die Analyse der vorliegenden Versuchsergebnisse ermöglichte eine Präzisierung des Berechnungsverfahrens zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit von dünnwandigen Trägerbereichen unter Schubbeanspruchung. Entsprechend dem zugrundegelegten Berechnungsmodell ergibt sich die Grenztragkraft unter Schubbeanspruchung  $Q_{Grenz}$ , die vom Trägerbereich aufgenommen wird, zu:

$$Q_{Grenz} = \tilde{\tau}_{ki} \cdot h \cdot t + Q_6 \quad (2)$$

wobei:

$\tilde{\tau}_{ki}$  = kritische Schubspannung

$Q_6$  = Schubkraft, die durch den diagonalen Zugfeldstreifen des Stegbereiches im überkritischen Stadium seines Tragverhaltens aufgenommen werden kann.

Tabelle 2

Bereich	Querschnitt		$\frac{h}{t}$	$\frac{b}{h}$	$\zeta_g$	$G_{Fließ}$		$Q_{gr}^{exp.}$	ZNIIPSK	Rockey / Skaloud	Basler	Fujii
	Steg	Gurt				Steg	Gurt		$Q_{gr}^{\text{exp.}} / Q_{gr}^K$	$Q_{gr}^{\text{exp.}} / Q_{gr}^S$	$Q_{gr}^{\text{exp.}} / Q_{gr}^B$	$Q_{gr}^{\text{exp.}} / Q_{gr}^F$
-	[mm]	[mm]	-	-	$n \cdot 10^{-6}$	[MPa]	[MPa]	[kN]	-	-	-	-
PS 1-7	1600x3	300x10	533	1,58	0,45	276	257	222	1,08	3,46	0,62	0,66
B 2-8	750x2,5	240x 8	300	2,0	1,215	261	262	95	1,05	1,74	0,76	0,9
B 0-3	750x1,5	120x 5	500	1,0	1,975	330	285	82	1,07	1,55	0,87	0,88
0-2	750x1,0	120x 4	750	0,8	2,96	304	278	50,5	1,04	1,3	0,62	0,87
B 3-8	750x2,5	240x12	300	2,0	4,12	261	257	117	1,08	1,18	0,88	0,94
B 1-1	750x2,5	320x12	300	2,0	5,35	261	251	121	1,06	1,08	0,94	0,94
0-1	880x2,0	170x 6	440	0,68	7,09	262	266	165	1,26	1,22	0,92	1,09
B 2-1	750x2,5	240x 8	300	1,0	9,73	261	262	175	1,06	1,01	0,89	1,11
0-4	750x1,5	230x 8	500	1,0	15,5	330	291	134	1,05	0,98	1,42	1,22
B 3-1	750x2,5	240x12	300	1,0	33,0	261	257	222	1,06	0,99	1,13	1,25

Anmerkung:  $Q_{gr}^K$ ,  $Q_{gr}^S$ ,  $Q_{gr}^B$ ,  $Q_{gr}^F$  – theoretische Werte der Grenztragfähigkeit der auf Schub untersuchten Bereiche nach den Berechnungsmethoden von ZNIIPSK (UdSSR), Rockey und Skaloud (GB, CSSR), Fujii (Japan).

$Q_{gr}^{exp.}$  – experimentelle Werte der Grenztragfähigkeit der auf Schub untersuchten Bereiche.

Die experimentellen Untersuchungen verdeutlichen, daß die Breite des diagonalen Zugfeldstreifens und folglich der Grenztragfähigkeit des Trägerbereiches im wesentlichen von der Größe der Biegesteifigkeit der Gurte bestimmt wird und durch folgende Beziehung beschrieben werden kann:

$$C = \frac{0,5 \cdot \xi}{16} + 2,4 \cdot 2b \cdot \sin \varphi \quad (3)$$

wobei:

$$\xi = \frac{b_{\text{Gurt}} \cdot t_{\text{Gurt}}^3}{12 \cdot b^3 \cdot t_{\text{Gurtes}}} \text{, Parameter der Biegesteifigkeit des Gurtes}$$

$b$  - Länge des Trägerbereiches (Quersteifenabstand)

$\varphi$  - Neigungswinkel des diagonalen Zugfeldstreifens zum Trägergurt

$t$  - Stegblechdicke

Gleichung (3) ist für dünnwandige Trägerbereiche gerechtfertigt, deren Gurtbiegesteifigkeit sich in der Größenordnung  $(0,45 \dots 400) \cdot 10^{-6}$  bewegt.

In Tabelle 2 sind die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen nach den von Rockey/Skaloud sowie Fujii vorgeschlagenen Berechnungsverfahren aufgeführt sowie auch nach einer präzisierten Methode, die im ZNIIPSK erarbeitet wurde. Der Vergleich zeigt, daß das vom ZNIIPSK vorgeschlagene Verfahren die beste Übereinstimmung mit den Versuchswerten ergibt. Dies gilt insbesondere für die Felder mit Gurten von geringer Biegesteifigkeit, was ein Charakteristikum von Stahlträgern im Bauwesen ist.

Zur Kontrolle der Berechnungsmethode und der konstruktiven Lösungen wurde ein Träger in natürlicher Größe mit einer Spannweite von 18 m, einer Höhe von 1600 mm und einer Stegdicke von 3 mm ( $\lambda = 533$ ) bei einem Seitenverhältnis  $\alpha = b/h$  der Felder von 1,88 und 1,25 geprüft. Die durchgeführte Erprobung bestätigte völlig das erarbeitete Berechnungsverfahren des Institutes sowie einen möglichen praktischen Einsatz der Träger bis zu einer Stegschlankheit von 600.

### Beispiel 2 [2] :

Als Versuchsmuster wurden Binder mit einer Spannweite von 24 m unter einer äquivalenten Belastung von 15,8 kN (Abb. 1) ausgewählt. Einer dieser Binder besaß ein Dreieckfachwerk mit zusätzlichen Pfosten (F1), ein anderer eine fächerförmige Vergitterung (F2).

Der Konstruktionswerkstoff ist ein Stahl der Güte St 23/38, dessen mechanische Eigenschaften und Profilquerschnitte in Tabelle 3 aufgeführt sind. Eine stichprobenartige Vermessung der Materialstärke der Blechrohlinge ergab eine Abweichung von den Nominalgrößen bis zu  $\pm 8\%$ . Die inneren Biegeradien betrugen 6 - 8 mm.

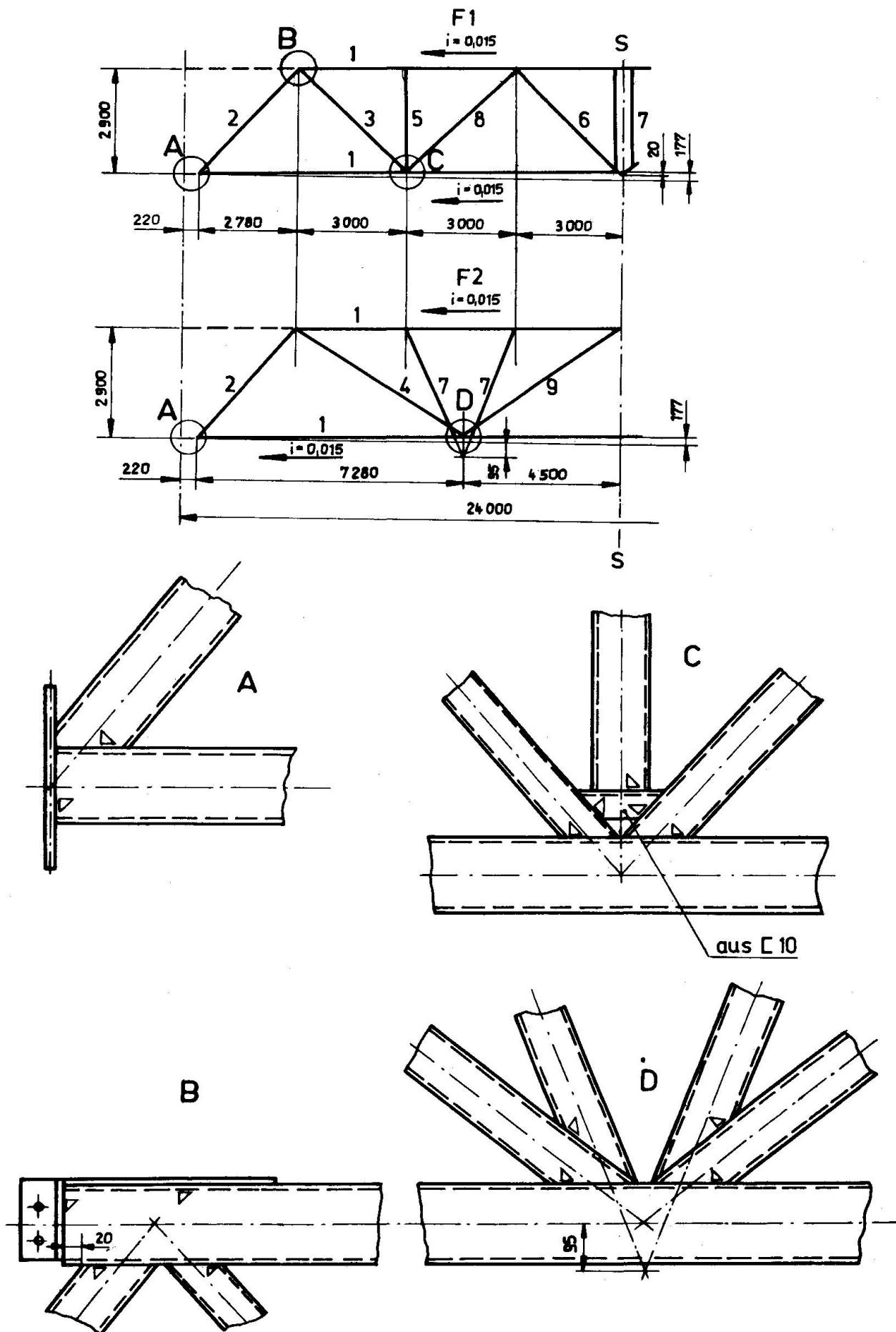


Abb. 1 Geometrische Schemen und Knoten untersuchter Binder aus Hohlprofilen mit rechteckigem Querschnitt

Tabelle 3

Lfd.Nr. der Profile (vgl. Abb. 1)	Querschnitt	Werkstoffeigenschaften	
		$\sigma_F$ MPa	$\delta$ %
1	140x140x4		
2	125x125x4		
3	125x 63x4	305	26,5
4	125x 90x4		
5	80x 80x3		
6	125x 90x3	370	30,0
7	100x 70x3		
8	125x 90x5	265	34,0
9	125x90x 6	260	36,0

Die Knotenverbindungen wurden im wesentlichen ohne Verstärkungen, ohne gegenseitige Formabschnitte und ohne Exzentrizitäten realisiert. Die Binder setzen sich aus 2 Montageeinheiten zusammen. Die zu verbindenden Obergurtenden wurden mittels Unterlagblechen und die der Untergurte mittels Blechlaschen oder abgekanteter Überwürfe verschweißt.

Die Binder wurden im ganzen getestet, wobei eine Verbandkonstruktion die Seitensteifigkeit gewährleistet. Die Knotenbelastung erfolgte mittels Zugwinden über ein Zugkraftsystem sowie Verteilungsträger nach 2 Prinzipien:

- Prinzip A: Belastung durch gleichgroße Knotenlasten über die gesamte Binderspannweite
- Prinzip B: Belastung des Binders durch Ersatzlasten zur Imitation von Dachaufbauten.

Die Belastung nach Prinzip A erfolgte bis zur Rechenlast und nach Prinzip B bis zur Bruchlast. Die wichtigsten Ergebnisse der experimentellen Erprobung waren folgende:

1. Die Versuche ergaben eine ausreichende Steifigkeit der Binder. Die Durchbiegung der Binder liegt im Verhältnis zur Spannweite unter 80 % der rechnerischen Belastung bei 1/750 bis 1/725. Die restlichen Verformungen bei weiterer Belastung betrugen 10 % der Gesamtdurchbiegung.
2. Die nach einem idealisierten Rechenschema mit gelenkigen Knoten errechneten Normalkräfte und Durchbiegungen zeigten eine gute Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen. In den Pfosten wurde eine Reduzierung der Normalkräfte registriert,

die durch die Nachgiebigkeit ihrer Anschlüsse an die Gurte hervorgerufen wird.

3. Der Momentenverteilung in den Stäben kommt ein Berechnungsschema der Binder mit biegesteifen Knoten (Gurte und Diagonalen) wesentlich näher. Die festgestellte Vergrößerung einiger gemessener Biegemomente gegenüber den nach diesem Schema errechneten wurde durch das Auftreten starker Exzentrizitäten in den Knoten infolge der Ungleichmäßigkeit der gegenseitigen Lagerung hervorgerufen sowie im Obergurt durch die Nachgiebigkeit der Knotenanschlüsse der Pfosten.
4. Die Zerstörung der Binder erfolgte durch einen Stabilitätsverlust der Druckgurte in den am stärksten belasteten Feldern bei einer Belastung, die im Verhältnis zur rechnerischen 130 % betrug, aber unter Berücksichtigung der faktischen Querschnittsgrößen und Stahleigenschaften mit der theoretischen übereinstimmte. Eine Zerstörung der Nähte und Knotenverbindungen wurde nicht festgestellt.

### Beispiel 3 [3] :

Das geometrische Schema der erprobten Binder aus Hohlprofilen mit kreisförmigem Querschnitt und deren Knoten ist in Abb. 2 dargestellt, die Stabquerschnitte enthält Tabelle 4.

Tabelle 4

Lfd.Nr. des Binders	Nr. des Stabes gemäß Abb. 2				Fließgrenze d.Zugstabes Nr.1 in MPa
	1	2	3	4	
1	152x5	127x5	102x4	2 [12	310
2	168x7,6	152x5	114x4	2 [12	350

Die Prüfung der Binder erfolgte einzeln in vertikaler Lage auf einem speziellen Versuchsstand. Der Obergurt wurde aus der Binderebene heraus durch belastbare Hebel (Dachpfetten) in einem Abstand von 3 m abgesteift. Eine Aussteifung des Untergurtes aus der Binderebene heraus erfolgte nicht. Jeder Binder wurde nach 2 Belastungsvarianten erprobt. Die erste Variante beinhaltete nur eine Belastung am Obergurt, während die zweite eine zusätzliche Belastung am Untergurt infolge von Laufträgern elektrischer Hängekrane (vgl. Tabelle 5) berücksichtigte.

Bei der Projektierung der Binder wurde nach der Gelenktheorie gerechnet. Eine Berücksichtigung der Biegemomente infolge Knotensteifigkeit sowie Knotenexzentrizitäten erfolgte nicht. Zur Kontrolle dieser rechnerischen Voraussetzungen und zur Bestimmung des gültigen Berechnungsschemas der Konstruktion wurde einer der Binder mit Rohrgurten Ø 152x5 mm auf einer EDV-Anlage nach 12 Berechnungsmodellen durchgerechnet, die man in 2 Gruppen unterteilen kann: mit projektierten Knotenexzentrizitäten und ohne diese.

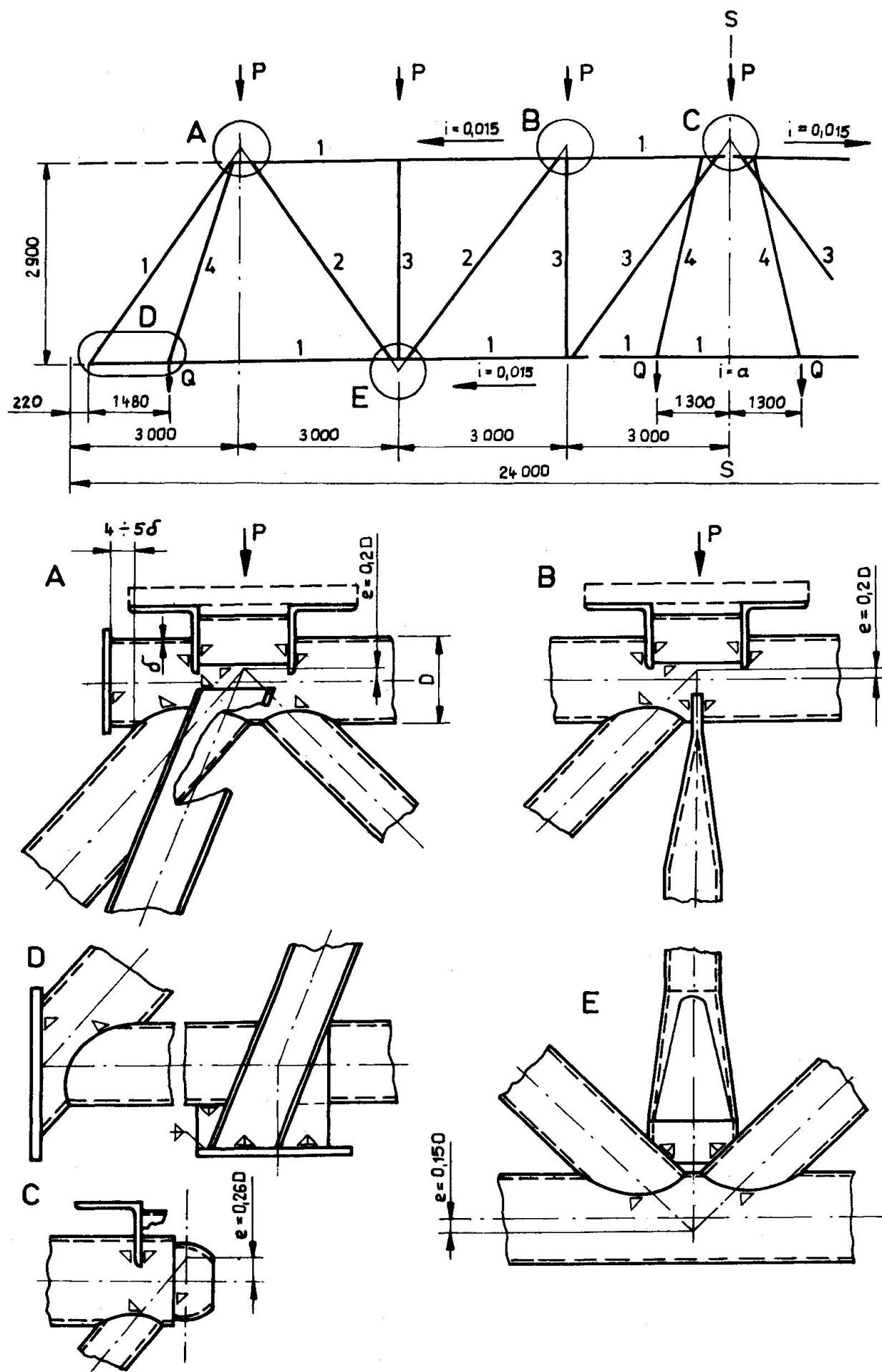


Abb. 2 Geometrisches Schema und Knoten untersuchter Binder aus Hohlprofilen mit rundem Querschnitt

Tabelle 5

Lfd.Nr. des Binders	Errechnete Knotenlasten in [kN]					
	Variante 1			Variante 2		
	P <sub>r</sub>	Q <sub>r</sub>	Q' <sub>r</sub>	P <sub>r</sub>	Q <sub>r</sub>	Q' <sub>r</sub>
1	55,2	0	0	30,3	7	47
2	97,8	0	0	31,6	8	117

Hierzu gehörten auch 2 Modelle mit Exzentrizitäten von  $e = 0,2D$  und  $e = 0,5D$  in allen Knoten. Ein Vergleich der nach verschiedenen Berechnungsmodellen erhaltenen Rechenergebnisse ergab folgendes. Die theoretische Durchbiegung der Binder ist praktisch gleich und nur nach dem Rechenmodell mit den Exzentrizitäten  $e = 0,5D$  erhöhten sie sich um 9 %. Ebenso unterscheiden sich die Normalkräfte bei allen Rechenmodellen wenig voneinander. Der Vergleich der Biegemomente nach den Rechenmodellen mit und ohne projektierte Exzentrizitäten ergab, daß mit einer Erhöhung des Grades der statischen Unbestimmtheit (Vergrößerung der Anzahl der biegesteifen Knoten) sich der Einfluß der Knotenexzentrizität auf die Größe der Biegemomente reduziert.

Die Ergebnisse der Versuchsbinder zeigten folgendes. Die Durchbiegung der Binder unter einer Normativbelastung von 80 % der rechnerischen betrug 1/560 – 1/710 der Spannweite. Das Verhältnis der experimentellen zur nach der Gelenktheorie errechneten theoretischen Durchbiegung unter Normbelastung ergab sich zu  $\sim 1,05$  und bei einer Belastung mit vorangehender Zerstörung zu 1,15. Die experimentellen Stabkräfte entsprachen annähernd den theoretischen Werten.

Das tatsächliche Tragverhalten der Binder wird auf Grund der festgestellten Biegemomente fast annähernd mit folgendem Berechnungsmodell beschrieben. Die Knoten sind biegesteif mit dabei auftretenden Exzentrizitäten bis auf die Pfosten, die an den Stabenden flachgedrückt sind und Anschlußgelenke besitzen. Lediglich in den Diagonalstäben reduzieren sich die Biegemomente ungefähr auf die Hälfte gegenüber den rechnerischen Werten infolge der Nachgiebigkeit des Hohlprofils unter Belastung gegenüber der Beanspruchung im Anschlußelement. Das Verhältnis der experimentellen Randfaser spannungen zu den axialen Spannungen unter rechnerischer Belastung als Maß für die Zusatzbeanspruchung betrug bei Binder 1: 1,1 bis 1,2 sowie bei Binder 2: 1,1 bis 1,3 und entsprach somit auch dem bei den anderen Stahlbindern aus warmgewalzten Winkeln.

Beide Binder wurden übereinstimmend durch den Verlust der allgemeinen Stabilität des am stärksten belasteten Mittelfeldes des Obergurts unter dem 1,5-fachen der rechnerischen Belastung zerstört. Wenn man von den geometrischen und festigkeitsabhängigen Parametern der Binderelemente den Stabilitätsverlust abstrahiert, so beträgt das angegebene Verhältnis 1,09 bis 1,00. Eine Zerstörung der Binderknoten sowie der Schweißnähte bei den allgemeinen Erprobungen konnte nicht festgestellt werden.

Auf diese Weise kann man die Daten der Binder nach der Gelenktheorie berechnen, da die Knotensteifigkeit bei einem Verhältnis der Wandstärken des Hohlprofils zu seinem Durchmesser bis zu 1/30 keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Binders besitzt.

### Literatur

- [1] Melnikov, N.P.; Levitanskij, I.V.; Kalenov, V.V.  
"Dünnwandige Stahlträger - effektive Formen von Baukonstruktionen."  
Industriebau, Nr. 10, 1974
- [2] Melnikov, N.P.; Winkler, O.N.; Levitanskij, I.V.  
"Leichte Metallkonstruktionen aus kaltgebogenen, geschweißten, geschlossenen Profilen."  
Projektierung von Metallkonstruktionen. Referatesammlung des ZNIIPSK, Ausgabe I(48), 1974
- [3] Bachmutskij, V.M.; Kaplun, J.A.; Levitanskij, I.V. u.a.  
"Anwendung von Stahlrohren in Dachkonstruktionen für Industriegebäude."  
Mitteilungen der Hochschulen. Bauwesen und Architektur, Nr. 8, 1974

### ZUSAMMENFASSUNG

Im Beitrag werden die Ergebnisse von Versuchen an folgenden neuen Typen von Dachkonstruktionen für Industriegebäude unter statischer Belastung behandelt:

- dünnwandige Träger mit einer Spannweite von 18 m und ihre einzelnen Felder sowie
- Binder mit einer Spannweite von 24 m aus Hohlprofilen mit rechteckigem und kreisförmigem Querschnitt.

Es werden präzisierte Formeln zur Berechnung dünnwandiger Träger mit Versteifungsrippen vorgeschlagen und wirklichkeitsnahe Berechnungsmodelle für Binder aus Hohlprofilen formuliert.

### SUMMARY

The report presents the results of loading tests for new types of roofs for industrial buildings:

- thin-walled beams with an 18 m span, and their elements, and
- trusses in hollow sections, rectangular and circular, with a 24 m span.

The authors propose formulas which are more precise for the calculation of stiffened thin-walled beams and present models which are more actual, for the calculation of trusses in hollow section.

### RESUME

Le rapport présente les résultats d'essais de charges pour de nouveaux types de toitures de bâtiments industriels:

- poutres à parois minces d'une portée de 18 m ainsi que leurs éléments, et
- fermes de 24 m de portée, en profils creux rectangulaires ou circulaires.

Des formules plus précises sont proposées pour le calcul de poutres à parois minces avec raidisseurs et des modèles de calcul plus proches de la réalité sont présentés pour les fermes en profil creux.

# **Qualitäts- und passungsgerechte Sicherung der nutzertechnologischen Anforderungen von Regalhäusern**

Construction and Use of Automatic Warehouses

Aménagement et exploitation des silos à palettes

Peter HOFMANN            Rainer MATTHES  
Prof. Dr.-Ing. habil.      Dipl.-Ing.  
Hochschule für Architektur und Bauwesen  
Weimar, DDR

## **1. Funktion des Regalhauses**

Regalhäuser sind Hochregallager, deren Regalkonstruktion zusätzlich zu den Eigenlasten und den technologisch bedingten Lasten die bauliche Hülle trägt. Funktionell stellt das Regalhaus ein monotechnologisches Bauwerk dar, dessen bestimmende Prozesse das Lagern im Regalfach (statischer Prozeß) und das Fördern mittels Regalförderzeug (dynamischer Prozeß) sind.

Der Regalblock ist das bauliche und funktionelle Kernstück des Regalhauses. Er besteht aus Rand- und Mittelregalreihen, die zusammen mit den Koppelträgern ein räumliches Tragwerk ergeben (Bild 1). Jede Regalreihe wird durch hintereinander gestellte Querscheiben gebildet, die miteinander durch Fachbodenriegel verbunden sind. Zwischen den Querscheiben liegen die Regalfächer, in denen sich die Stellplätze für die Lagereinheit (i.allg. Palette mit Lagergut) befinden.

Das Regalförderzeug (RFZ) befördert die Lagereinheiten innerhalb der Regalgasse, fährt sie in das Regalfach und setzt sie auf den Fachboden ab. Damit übernimmt das RFZ Bewegungen in den drei in Bild 1 eingetragenen Richtungen, die von einzeln zu steuernden Fahrwerken ausgeführt werden. Die Zuordnung der Funktionseinheiten des RFZ zu den Bewegungen zeigt Bild 2.

## **2. Nutzertechnologische Anforderungen**

Aus den Funktionen des Regalhauses leiten sich die nutzertechnologischen Anforderungen ab. Der Schutz des Lagergutes vor Witterungseinflüssen ist durch die bauliche Hülle, die alle Lasten an die Regalkonstruktion abgibt, und ggfs. durch Einwirkung auf das Klima innerhalb der Umhüllung zu gewährleisten. Die Abstützung der Lagereinheiten und die Aufnahme der Lasten muß durch das räumliche Tragwerk des Regalblocks erfolgen.

Die Verfügbarkeit des Lagergutes zu jedem Zeitpunkt soll mit der Lagerung in einem Regalfach und mit der Möglichkeit des Zugriffes zur Palette durch das RFZ bzw. mit der Absortierung des Lagergutes vom RFZ aus erreicht werden.

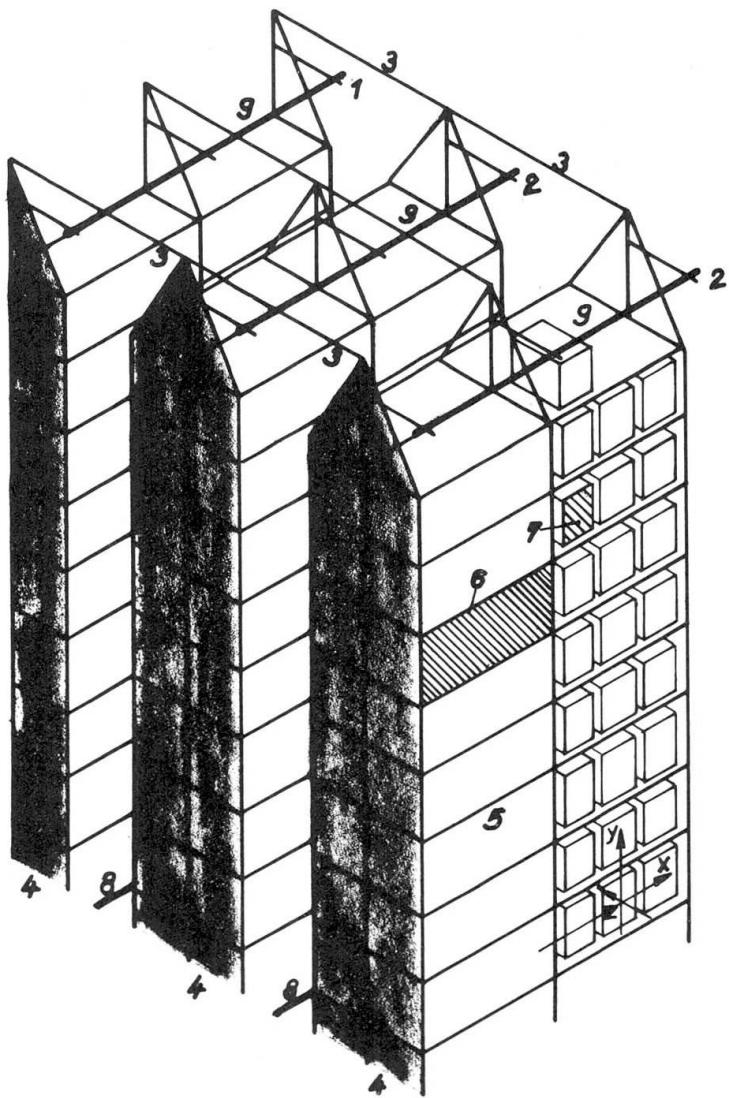


Bild 1. Funktionseinheiten des Regalblocks

- |                    |                                   |
|--------------------|-----------------------------------|
| 1 Randregalreihe   | 7 Stellplatz                      |
| 2 Mittelregalreihe | 8 Fahrschiene in Mitte Regalgasse |
| 3 Koppelträger     | 9 Führungsschiene                 |
| 4 Querscheibe      | x, y, z Bewegungsrichtungen der   |
| 5 Fachbodenriegel  | Lagereinheit                      |

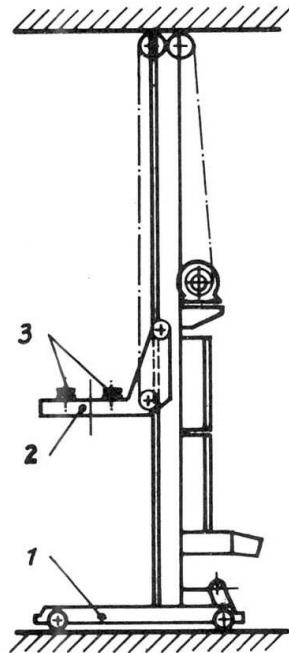


Bild 2. Funktionseinheiten des RFZ

- |                             |
|-----------------------------|
| 1 Fahrwagen (x-Richt.)      |
| 2 Hubtisch (y-Richt.)       |
| 3 Teleskopgabeln (z-Richt.) |

Das RFZ ist schienengebunden und als Träger der dynamischen Funktion mit der Stahlkonstruktion des Regalblocks gekoppelt. Während für regalverfahrbare Geräte die Fahr- und Führungsschienen an der Regalkonstruktion befestigt sind, besteht diese Kopplung bei flurverfahrbaren Geräten nur in der seitlichen Führung des RFZ durch die Führungsschiene (vgl. Bild 1). Damit werden Regalblock und Regalförderzeug zu einer funktionellen und konstruktiven Einheit, zur "Lagemaschine".

Bei der Erfüllung der nutzertechnologischen Anforderungen, d.h. bei der Sicherung des Gebrauchswertes ist der geringste Aufwand entsprechend der volkswirtschaftlichen Zielfunktion (Werkstoffeinsatz, Fertigungs- und Montageaufwand bzw. Gesamtkosten) anzustreben.

### 3. Entwicklungsrichtung in der DDR

Einrichtungen des Bauwesens und der Fördertechnik arbeiten in der DDR gemeinsam an der Entwicklung eines spezifischen Sortimentes von Regalhäusern mit hoher Qualität und geringen Kosten. Die Forschungs- und Entwicklungstätigkeit für die Stahlkonstruktion des Regalblocks wird vom VEB BMK Erfurt und der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar mit folgender Zielstellung betrieben:

- Analyse des Tragverhaltens der Stahlkonstruktion einschl. der Fundamentplatte
- Variantenuntersuchungen der Stahlkonstruktion zur Entwicklung von Vorzugslösungen mit minimalen Baukosten
- Passungstechnische Analyse der Fertigungs- und Montageprozesse sowie des Betriebszustandes
- Erarbeitung von Richtlinien für Berechnung, Konstruktion sowie Funktions- und Qualitätsanforderungen.

Die Ergebnisse dieser Arbeiten sind unmittelbar praxiswirksam bei dem jetzt vom VEB Metalleichtbaukombinat - Werk Calbe angebotenen "Vorzugssortiment Regalhäuser", dessen grundlegende lagertechnologischen und bautechnischen Parameter Tafel 1 angibt.

Palettenart	Austauschflachpalette nach TGL 9275) Nutzlast Standardboxpalette nach TGL 12845 } 1000 kp Transportbehälter Gr. 0 nach TGL 9392
Einlagerungsart	Längseinlagerung (schmale Seite der Palette von der Regalgasse aus sichtbar)
Stapelhöhe	12 m → 5) Fächer von ca. 2,4 m Höhe übereinander 22 m → 9)
Regalförderzeug	flurverfahrbares Ein- oder Zweisäulengerät mit Grobanfahrt; Hand- oder Zielsteuerung
Regalblock	Querscheibenabstand 3,0 m ein oder zwei Festpunkte je Regalreihe Anzahl der Mittelregalreihen variabel Fachhöhe von ca. 2,4 m; Unterteilung möglich

Tafel 1. Parameter des Vorzugssortimentes Regalhäuser

#### 4. Probleme der Qualitätssicherung des Vorzugssortimentes

Für die Sicherung der nutzertechnologischen Anforderungen und damit der Funktionstüchtigkeit ist die Gewährleistung des reibungsfreien Zusammenwirkens von Regalblock (Stahlbau) und Regalförderzeug (Maschinenbau) ausschlaggebend. Das bedeutet:

(1) Das RFZ muß unter der Wirkung aller zulässigen Einflüsse und Toleranzen eine voll oder teilweise beladene Palette auf den Aufstandsflächen des Regalfachbodens absetzen können und nach erneuter Anfahrt ohne Nutzlast die Palette aus dem Fach herausnehmen können.

(2) Das RFZ muß im beladenen und unbeladenen Zustand unter der Wirkung aller zulässigen Einflüsse und Toleranzen in der Regalgasse verfahrbar sein.

Aus der Bedingung (1) folgen die Auswirkungen auf den Lichtraumbedarf für den Palettenstellplatz bzw. das Regalfach und auf die erforderliche Anfahrtsgenauigkeit. Mit wachsender Stapelhöhe führen die unvermeidlich zunehmenden Maßabweichungen des Regalfaches und des RFZ im Betriebszustand zu Problemen bei der Fachanfahrt, die unterschiedlich gelöst werden können:

(1a) Bei Grobanfahrt des RFZ, d.h. alleiniger Orientierung an der Fahrschiene und der Gerätesäule, müssen umfangreiche Passungsuntersuchungen zur Bestimmung der erforderlichen Freimaße durchgeführt werden. Es ergeben sich relativ große Toleranzforderungen, die zu einem geringeren Raumnutzungskoeffizienten und zu einem höheren Stahlbedarf je Palettenstellplatz, jedoch zur einfachen Steuerung des RFZ führen.

(1b) Bei Feinanfahrt des RFZ, d.h. Korrektur der Grobanfahrt durch zusätzliche Orientierung des Gerätes am Fach selbst mittels Fotozelle und Lichtstreifen oder mittels Lasersteuerung, verringern sich zwar die Toleranzforderungen und damit der Raum- bzw. Stahlbedarf, aber die Kosten für das RFZ mit Anfahrtkorrektur steigen beträchtlich. Zudem erhöht die komplizierte Technik des Gerätes die Störanfälligkeit des Lagers.

Untersuchungen zum internationalen Stand zeigen bei Stapelhöhen über 20 m überwiegend die Maßnahme (1b) mit unterschiedlichen technischen Lösungen. Die Wirtschaftlichkeit bzw. Notwendigkeit der Anfahrtkorrektur sind nur bei wenigen Objekten erwiesen. Bei der Entwicklung des Vorzugssortimentes der DDR mit 12 m und 22 m Stapelhöhe ergibt sich:

- Die Maßnahme (1a) ist bei Regalhäusern dieser Stapelhöhen ausreichend.
- Der Mehraufwand an Toleranzraum (Bild 3) ist im Vergleich zu den hohen Kosten bei Maßnahme (1b) gering.
- Die Anforderungen an die Fertigungsgenauigkeit der Stahlkonstruktion liegen in den für den Stahlbau üblichen Grenzen.

Die Bedingung (2) hat Auswirkungen auf den Lichtraumbedarf der Regalgasse und auf die Führung des RFZ. Beim Vorzugssortiment bestimmt das flurverfahrbare RFZ die zulässige Horizontalabweichung der Führungsschiene von der Sollage und damit die

Toleranzen (Bild 4). Während bei 12 m Stapelhöhe die notwendige Seitensteifigkeit der Stahlkonstruktion bei voller Ausnutzung der zulässigen Spannungen noch gegeben ist, müssen die Querscheiben des Regalblockes mit 22 m Stapelhöhe nach den zulässigen Horizontalverformungen am Regalkopf bemessen werden, was zu einem erhöhten Stahlverbrauch führt.

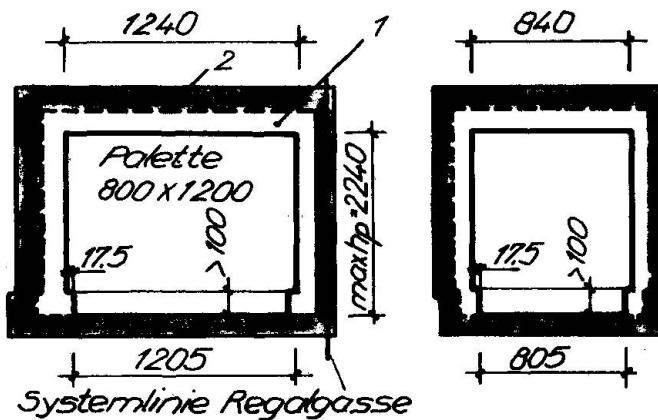
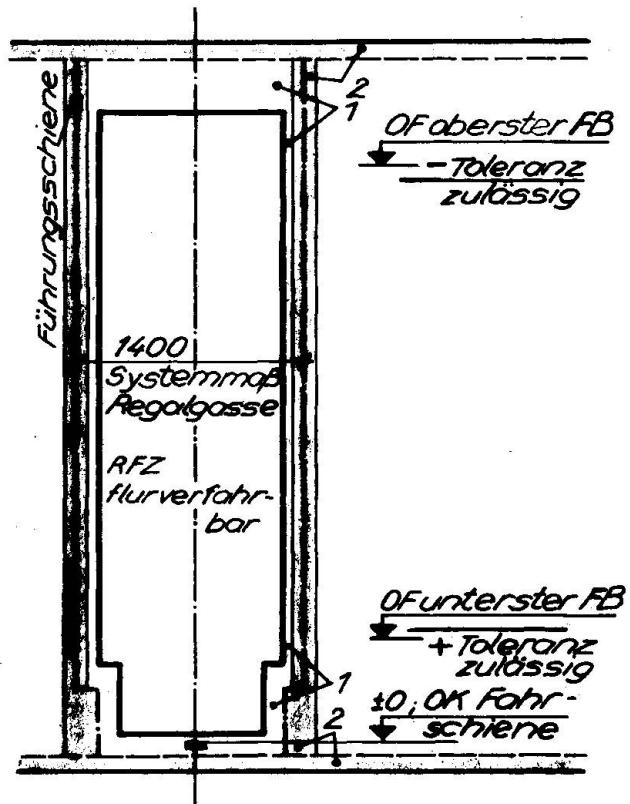


Bild 3. Toleranzräume für den Palettenstellplatz

- 1 Manipulierraum des RFZ
- 2 Raum für Abmaße und Verformungen der Konstruktion

Bild 4. Toleranzräume für die Regalgasse

- 1 Raum für Fördertechnik und Sicherheit
- 2 Raum für Abmaße und Verformungen der Konstruktion



Insgesamt zeigen die passungstechnischen Untersuchungen, daß die Sicherung der Funktionstüchtigkeit von Regalblock und -förderzeug mit einem im Bauwesen sonst nicht üblichen hohen vermessungstechnischen Aufwand verbunden ist. Dieser bezieht sich auf die Kontrolle der erforderlichen Maßgenauigkeit bei der Herstellung der Fundamentplatte, nach der in Lehren erfolgten Fertigung der Stahlkonstruktion, nach der ggfs. durchgeführten Verzinkung und während der Montage einschl. der Justierung sowie auf Revisionsmessungen bei der Endabnahme und im Betriebszustand.

## 5. Standardisierung

Die verallgemeinerungswürdigen Ergebnisse der in der DDR betriebenen Forschungs- und Entwicklungsarbeiten für Regalhäuser werden gegenwärtig in zwei Standards zusammengefaßt. Während TGL 13474 die Grundlagen der Berechnung und baulichen Durchbildung enthält, sind im Erzeugnisstandard die Begriffe definiert und nutzertechnologische Anforderungen, Herstellungs- und Prüfbedingungen sowie Toleranzen in Abhängigkeit von Stapelhöhe, Steuerungs- und Einlagerungsart detailliert angegeben.

## Literaturverzeichnis

- [1] Forschungsberichte "Regalhäuser" der HAB Weimar 1970-1974.
- [2] Forschungsberichte "Regalhäuser" des VEB BMK Erfurt 1970-1974
- [3] Matthes, R.: Untersuchungen der Stahlkonstruktion des Regalblocks zur Entwicklung eines Vorzugssortimentes für Hochregallager. Diss. A. Hochsch. f. Arch. u. Bauw. 1975
- [4] TGL 13474 (Entw. Mai 1975): Stahlbau - Stählerne Stapelregale
- [5] Erzeugnisstandard Hochregallager (Entw. Mai 1975)

## ZUSAMMENFASSUNG

Ausgehend von der Funktion der Regalhäuser werden die Auswirkungen des nutzertechnologisch bedingten Zusammenwirkens von Regalblock und Regalförderzeug auf die Qualität und die Passungsgenauigkeit der Stahlkonstruktion dargelegt. Besondere Berücksichtigung findet dabei das in der DDR entwickelte Vorzugssortiment Regalhäuser.

## SUMMARY

The good functioning of an automatic warehouse, composed of frameworks and stocking cranes, requires a steel structure of high quality and accuracy. The type of automatic warehouse developed in GDR is presented.

## RESUME

Le bon fonctionnement des silos à palettes, composés d'ossatures de support et d'élévateurs, requiert une structure métallique de haute qualité et des tolérances limitées. Le type de silo à palettes développé en RDA est présenté.

# **Nutzungsgerechte Lagerung von Stahl- und Verbundbrücken und unterhaltungsgerechte Konstruktion von Brückenlagern**

Construction and Maintenance of Bearings for Steel and Composite Bridges

Exécution et entretien des appuis de ponts métalliques et mixtes

**Helmut EGGERT      Lutz WIEDEMANN**

Dr.-Ing.

Institut für Bautechnik in Berlin  
Westberlin

## 1. Einleitung, Problemstellung

Stahl- und Verbundbrücken geben in der Regel die Auflasten über Lagerkonstruktionen an die Unterbauten ab. Bis vor etwa 15 Jahren wurden fast ausschließlich stählerne Lager konventioneller Bauarten eingesetzt, von denen man wußte, daß sie den Beanspruchungen gewachsen waren und deren Unterhaltung keine nennenswerten Besonderheiten gegenüber anderen stählernen Bauteilen aufwies. Diese Lager entsprechen jedoch nicht mehr den Erfordernissen des modernen Brückenbaus. Erst die Verwendung neuartiger Materialien - insbesondere Kunststoffe - ermöglichte die Entwicklung von Lagerkonstruktionen, die diesen Erfordernissen gerecht werden [1].

Diese neuartigen Materialien sind jedoch noch nicht lange genug bekannt, um Aussagen über deren Dauerhaftigkeit bei der Verwendung machen zu können. Das Beanspruchungsspektrum, dem das einzelne Lager während des Nutzungszeitraumes der Brücke ausgesetzt wird, läßt sich auch nicht annähernd im Vorhinein erfassen [2]. Es ist auch - allgemein gesehen - nicht möglich, ein Lager so auszubilden und zu prüfen, daß man sicher davon ausgehen kann, daß das Lager die ungünstigsten möglichen Beanspruchungen während der Nutzungsdauer der Brücke schadlos übersteht. Ein solches Vorhaben würde Prüfungen erfordern, die sich über Jahre hinziehen, und Lagerkonstruktionen ergeben, die außerordentlich teuer wären. So mit gilt heute mehr als früher, daß Maßnahmen für Wartung und Auswechselung der Lager erforderlich sind [3, 4]. Es ist dies der notwendige Preis für die Realisierung des modernen Brückenbaus. Die notwendigen Maßnahmen betreffen zunächst den Entwurf der Brücke selbst - die Erfüllung dieser Forderung kann man als "nutzungsgerechte Lagerung" bezeichnen - und außerdem die Gestaltung der einzelnen Lagerart in Abhängigkeit von ihrer jeweiligen Anfälligkeit - die "unterhaltungsgerechte Konstruktion".

Die folgenden Ausführungen befassen sich mit beiden Problemen.

## 2. Nutzungsgerechte Lagerung

Zum Begriff Lagerung

Unter der Lagerung einer Brücke sind alle baulichen Maßnahmen zu verstehen, die getroffen werden, um die Kräfte vom Brückenüberbau

in die Unterbauten zu leiten unter Einbeziehung aller möglichen Verformungen des Überbaus und der Unterbauten. Hierzu gehört somit

die Anordnung und Verteilung der Lager – und damit auch die Wahl des Festpunktes – auf die Pfeiler und Widerlager

die Ausbildung des Brückenüberbaus im Bereich der Lager

die Ausbildung der Unterbauten allgemein

die Ausbildung der Unterbauten im Bereich der Lager (Pfeilerkopf und Auflagerbank des Widerlagers)

die Gründung.

Eine Lagerungskonzeption, bei der die nutzungsgerechte Ausführung im Vordergrund steht, ist bislang nicht die Regel. Hier gilt es, einen Lernprozeß einzuleiten. Es ist uns nicht möglich, ein vollständiges Rezept hierfür zu geben, da die entsprechende Erfahrung, zu der auch die Auswertung einer mehrjährigen Brückenüberwachung gehören würde, noch fehlt. Wir können hier nur einige unmittelbar aus dem Problem abzuleitende Gesichtspunkte ohne Anspruch auf Vollständigkeit darlegen.

#### Beanspruchungen während der Nutzung

Von den Kräften, die ein Lager aufzunehmen hat, ist nur ein Teil – das Eigengewicht – ständig vorhanden, während die übrigen Kräfte – Wind, Verkehr, Temperatur – in unterschiedlichster Häufigkeit auftreten. Für die Beanspruchung der Lager ist die Frage wichtig, wie die Kombination dieser Lasten mit der gleichzeitig auftretenden Bewegung aussieht. Wie eingangs erwähnt, sind hier quantitative Aussagen kaum möglich. Wichtig ist jedoch, daß man die qualitativ vorhandenen Einflüsse kennt.

Für Gleitlager ist die Reibungszahl unter anderem abhängig von dem Produkt aus der spezifischen Belastung und der Gleitgeschwindigkeit, während für den Schmiermittelverbrauch und damit auch für den Verschleiß eines mit Schmiertaschen versehenen Gleitlagers die Summe aller durchlaufenden Gleitwege eine Rolle spielt. Bei Gleitlagern können kleine Gleitwege, die sonst vernachlässigbar sind, von ausschlaggebender Bedeutung werden, wenn die Lastspielzahl sehr hoch ist, z.B. bei der Gleitbewegung aus der Verdrehung des Überbaus infolge Verkehrsbelastung. Ist dieser Gleitweg sehr klein, so kann bei entsprechend nachgiebigen Unterbauten diese Bewegung auch durch elastische Verformung des Unterbaus kompensiert werden. Ob so etwas möglich ist, läßt sich durch Überschlagsrechnung in einfacher Weise zumindest großenordnungsmäßig abschätzen. Dies würde dann bedeuten, daß ein wesentlicher Verschleißfaktor ausgeschaltet ist.

Ausgenommen davon sind die Gleitlager auf den starren Widerlagern, bei denen außerdem die Drehwinkel als Endtangentialwinkel in der Regel die größten Werte erreichen.

Eine für feste und einseitig bewegliche Lager wichtige Beanspruchung ist die Kombination der Horizontalkraft mit der gleichzeitigen Verdrehung. Günstig wirkt sich hierbei aus, daß die

Größtwerte dieser beiden Einflüsse in der Regel orthogonal zueinander gerichtet sind. Von dieser Beanspruchung hängt der Verschleiß der Führungsteile bzw. der Anschläge der Lager ab.

Speziell für einseitig bewegliche Lager (also auch für Rollenlager) ist die gleichzeitige Wirkung der Horizontalkraft in Querrichtung mit der Translation wichtig.

Zur atmosphärischen Beanspruchung der Lager gehört die Korrosion, die sich nachteilig auf die Bewegungseigenschaften auswirken kann, die Kälte, die die Reibungszahl bei Gleitlagern und das Rückstellmoment bei Elastomerlagern und Elastomertopflagern erhöht, und die Hitze, die zusammen mit hoher Flächenpressung das PTFE bei Gleitlagern zum Fließen bringen kann.

**Einfluß der Lagerung auf die Beanspruchung**  
Die oben angegebenen Elemente der Lagerung werden nachfolgend hinsichtlich ihres Einflusses auf die Beanspruchung untersucht. Eine nutzungsgerechte Lagerung erfordert zunächst, daß eine möglichst materialschonende Lagerung angestrebt wird. Die Anordnung des Festpunktes hat großen Einfluß auf die Verteilung der Beanspruchungen. Zu einem auf die einzelnen Lager gleichmäßiger verteilten Verschleiß gelangt man, wenn sich der Festpunkt auf einem Mittelpfeiler befindet. Der Festpunkt über einem Widerlager kann zur Folge haben, daß sich jede Überbauverdrehung über dem Widerlager als Translationsbewegung in sämtlichen übrigen Lagern fortpflanzt und damit Verschleiß verursacht. Ob eine solche Bewegung wirklich auftritt, hängt sowohl von der Belastungsgeschwindigkeit als auch von der Nachgiebigkeit des Widerlagers gegen Horizontalkräfte ab.

Bei der Ausbildung des Brückenüberbaus im Bereich der Lager spielt zunächst die Biegesteifigkeit in Querrichtung eine wichtige Rolle. Sofern in Querrichtung eine Rahmenwirkung über einseitig bewegliche Lager oder eine Querbewegung bei allseitig beweglichen Lagern auftritt, entstehen Zwängungen bzw. Verschiebungen, die Verschleiß verursachen. Von Einfluß auf die Beanspruchung ist auch die Güte der Aussteifung des Untergurts in unmittelbarem Auflagerbereich. Eine mangelhafte Aussteifung führt zu einer ungleichmäßigen Lagerpressung.

Daß die Elastizität der Unterbauten einen Einfluß auf das Verschleißverhalten hat, wurde bereits erwähnt. In Querrichtung weiche Unterbauten – also Einzelpfeiler – können bei in Querrichtung biegestarren Lagern (Rollenlager oder Linienkipplager) hohe Kantenpressungen verursachen.

Der Einfluß von Baugrubenbewegungen auf die Lagerung wird häufig unterschätzt. Geringe Fundamentverkantungen können bereits große Auswirkungen haben (Exzentrizitäten, Zwängungen, Verschiebungen). Die Kräfte, die aus möglichen Baugrubenbewegungen herrühren, sollte man den ständigen Lasten zuordnen.

Einige Regeln für die nutzungsgerechte Lagerung Unter der nutzungsgerechten Lagerung soll eine solche Lagerung verstanden werden, bei der alles wirtschaftlich Vertretbare getan wurde, um erstens eine beanspruchungsarme Lagerung zu erreichen und zweitens eine künftige Wartung und Auswechselbarkeit der Lager zu erleichtern.

Aus den im vorigen Abschnitt dargelegten Gesichtspunkten lassen sich die Maßnahmen zur ersten Forderung unmittelbar ableiten. Dies sind insbesondere

- a) die Festpunktwahl (möglichst auf Mittelpfeiler)
- b) die Querträgerausbildung (möglichst steife Konstruktion)
- c) die Ausbildung der Pfeiler (günstig ist eine in Längsrichtung weiche Ausbildung; Rollenlager und Linienkipplager sollten möglichst nur auf Pfeilerscheiben angeordnet werden).

Zur Erfüllung der zweiten Forderung ist zunächst generell Platz notwendig (dies wird häufig falsch gemacht), damit eine Inspektion überhaupt möglich ist. Für ein Anheben des Überbaus muß Platz für Pressen sein. Die Stellen dafür müssen auf dem Pfeiler (z.B. Spaltzugbewehrung) und am Brückenüberbau (Beulsteifen) selbstverständlich für die dann auftretenden Lasten bemessen sein. Es sollte normalerweise möglich sein, solche Maßnahmen unter eingeschränktem Verkehr durchzuführen.

Alle aufgeführten Aspekte sind von der Verschleißintensität abhängig. Eisenbahnbrücken sind daher stärker gefährdet als Straßenbrücken, da dort die wiederholte Belastung relativ höher und die Bewegung aus der Überbauverdrehung generell größer ist als bei Straßenbrücken gleicher Stützweite. Außerdem ist es bei Eisenbahnbrücken aus funktionalen Gründen häufig unverzichtbar, den Festpunkt auf einem Widerlager anzutragen.

### 3. Unterhaltungsgerechte Konstruktion

#### Unterhaltung/Wartung

Bei der Konstruktion von Lagern sollte immer berücksichtigt werden, daß Brückenlager Verschleißteile sind, die kontrolliert, gewartet und ggf. auch ausgewechselt werden müssen.

Unter Unterhaltung im Sinne unserer Ausführungen sind alle Maßnahmen zu verstehen, die bei den Lagern vorzunehmen sind, um die ununterbrochene Nutzung der Brücke während des vorgesehenen Zeitraums zu ermöglichen. Die wichtigsten Maßnahmen sind:

Erneuern und Auswechseln von Lagerteilen

Erneuern und Ausbessern des Korrosionsschutzes

Erneuern der Schmiermittel bei Gleit- und Topflagern

### Korrigieren der Lager in horizontaler und/oder vertikaler Richtung

Auswechseln von kompletten Lagern.

#### Wartungsfreie Lager

Hierunter fällt das Elastomer-Regellager.

In der Bundesrepublik Deutschland werden im Brückenbau ausschließlich Elastomer-Lager aus synthetischem Kautschuk (Chloroprenekautschuk) mit einvulkanisierten Bewehrungsblechen aus Stahl verwendet. Das Regellager besteht aus einem schwarzen "Block", an dem nichts korrodieren kann. Da besonders alterungs- und witterungsbeständige Elastomer-Mischungen verwendet werden, kann hier am ehesten von einem wartungsfreien Lager, das in etwa die Lebensdauer der Brücke erreichen kann, gesprochen werden.

#### Wartungsarme Lager

Elastomer-Lager mit zusätzlichen Vorrichtungen – z.B. zur Verankerung im Beton oder zur Ermöglichung von Korrekturmaßnahmen in horizontaler und/oder vertikaler Richtung – können in der Regel als wartungsarm angesehen werden. Stahllager konventioneller Bauarten (Linienkipplager, Punktkipplager, Rollenlager) sind vor allem korrosionsanfällig. Sie müssen daher möglichst bereits im Herstellerwerk einwandfrei vor Korrosion geschützt werden.

Dieser Korrosionsschutz muß jedoch auch am eingebauten Lager ausgebessert werden können. Im Bereich der Hertzpressung ist ein dauerhafter Korrosionsschutz kaum möglich. Hier sollten deshalb geeignete, korrosionsbeständige Materialien eingesetzt werden. Handelt es sich dabei um korrosionsbeständige, hochbeanspruchbare Rollenlager, so sollten diese Materialien im Bereich der Rollwege keinen zusätzlichen Korrosionsschutz erhalten, weil sonst die Reibungszahl zu groß wird. Lagerplatten sind möglichst abzuschärgen, damit Wasser ablaufen kann. Schmutzecken und Wasserlöcher sind zu vermeiden (Führungen!). Besonders ist zu beachten, daß beim Unterstopfen kein Beton in das Lager eindringen kann.

#### Lager mit größerem und großem Wartungsbedarf

Hierzu zählen Topflager und Gleitlager (jedoch können auch andere Lager – z.B. bestimmte Rollenlager – dazu gehören. Eine allgemeine Aussage hierüber ist schwierig, weil hier der spezielle Anwendungsfall eine ausschlaggebende Rolle spielt). Die einwandfreie Funktion von Topflagern hängt – je nach Bauart – von der Wirksamkeit der Schmierung zwischen Elastomer und den angrenzenden Teilen, von einer einwandfreien Dichtung, aber auch anderen Kriterien – z.B. Härte des Elastomers – ab. In ungünstigsten Fällen (Versagen der Dichtung) tritt Elastomer aus dem Topf aus. Leider gibt es bis heute eine 100 % einwandfreie Dichtung noch nicht.

Ein Gleitlager muß immer mit einem Kippteil kombiniert sein, da sonst der Verschleiß in der Gleitfläche zu groß werden kann. In der Bundesrepublik Deutschland wird hauptsächlich die Gleitpaarung PTFE (Polytetrafluoräthylen) / nichtrostendes Blech verwendet

(früher wurde als Gleitpartner zum PTFE auch Hartchrom oder Kunststoff verwendet). Die Gleitflächen der Gleitlager müssen einwandfrei vor Verschmutzung und Beschädigung geschützt sein. Der hierfür vorgesehene Schutz muß leicht lösbar sein, damit sich das Lager ohne großen Aufwand kontrollieren lässt. Eine Dauerschmierung der Gleitfläche mit einem geeigneten Schmiermittel ist erforderlich. Die Gleitfläche sollte grundsätzlich oben angeordnet sein. (Zusätzlicher Schutz vor Verschmutzung und Beschädigung.) Das PTFE sollte regelmäßig (z.B. im Rahmen der Brückenprüfungen) kontrolliert werden.

Weitere Regeln für die unterhaltungsgerechte Konstruktion von Brückenlagern:

Bewegliche Lager sollten stets mit einer Anzeigevorrichtung versehen sein, bei der die zentrische Stellung des Lagers und auch der mögliche Verschiebeweg markiert ist.

Rollenlager sind so zu konstruieren, daß sich auf den Rollflächen möglichst wenig Schmutz ansammeln kann. Die Rollflächen müssen einwandfrei gesäubert werden können.

Meßflächen an Lagern sollen das einwandfreie Versetzen der Lager und Kontrolle der Lagerstellung im eingebauten Zustand ermöglichen.

Das Ausrichten der Lager (Versetzen) kann durch Anordnung von Stellschrauben o.ä. wesentlich erleichtert werden.

Verankerungen im herkömmlichen Sinn durch im Beton eingreifende Anker sind möglichst zu vermeiden. Wenn eine reibschlüssige Übertragung der Horizontalkräfte zwischen Lager und Beton nicht möglich ist, erfüllen am Lager angebrachte Riffelbleche häufig die Anforderungen und die Auswechselbarkeit der Lager wird nicht allzu-sehr erschwert. Die Verankerung am Stahlüberbau geschieht z.B. mit Dollen und/oder Schrauben, für die ein einwandfreier Korrosionsschutz besonders wichtig ist. Werden die Lager am Überbau angeschweißt, so ist besonders im Bereich der Kunststoff-Bauteile auf eine Temperaturkontrolle zu achten. Bei Schweißarbeiten ist weiterhin eine fachgerechte Ausbesserung des Korrosionsschutzes unerlässlich. Eventuell empfiehlt es sich, die zu verschweißenden Teile im wärmebeinflußten Bereich erst nach dem Schweißen vor Korrosion zu schützen.

Korrekturen in vertikaler und/oder horizontaler Richtung sind nicht selten erforderlich. In vertikaler Richtung kann dies durch Einlegen oder Herausnehmen von Futterplatten geschehen, die über dem Lager anzuordnen sind. Korrekturen in horizontaler Richtung durch Verschieben des Lagers oder von Lagerteilen sind besonders einfach, wenn das Lager zwischen zwei Stahlplatten angeordnet ist.

Beim Transport und Einbau der Lager müssen die Lager in einwandfreier Lage sein. Gegebenenfalls müssen die zu diesem Zweck vorgesehenen Transportsicherungen auch geeignet sein, exzentrische Auflasten oder Horizontalkräfte zu übertragen.

- [1] Eggert, Grote, Kauschke, Lager im Bauwesen  
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn,  
Berlin München Düsseldorf, 1974
- [2] Eggert, Grote, Hakenjos, Einfluß wiederholter Belastungen  
bei Brückenlagern, Symposium Lissabon 1973, Schlußbericht
- [3] Eggert, 7 Grundsätze bei der Lagerung von Brücken,  
9. IVBH-Kongreß Amsterdam 1972, Schlußbericht
- [4] Wiedemann, L., Zusätzliche Richtlinien für Lager im Brücken-  
und Hochbau. Mitteilungen Institut für Bautechnik 3/1973,  
Verlag Ernst und Sohn, Berlin

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die nutzungsgerechte Lagerung von Brücken erfordert, dass dem möglichen Verschleiss der Brückenlager bereits bei der Lagerungskonzeption Rechnung getragen wird. Es wird dargelegt, welchen Beanspruchungen die einzelnen Lager in Abhängigkeit von der Lagerung ausgesetzt sind und welche konstruktiven Massnahmen bei der Brücke wichtig sind, um die Wartung und Auswechselbarkeit zu ermöglichen. Im zweiten Teil der Ausführungen wird auf die unterhaltungsgerechte Konstruktion der Brückenlager eingegangen.

#### SUMMARY

The correct design of bridges' bearings requires consideration for possible wear and tear already in the planning of the bearings. Stresses of various elements of the bearing's system are exposed and construction details are suggested for proper maintenance and repair. In a second part a design of bridges' bearings is presented for a correct service.

#### RESUME

La conception correcte des appuis de ponts exige qu'on tienne compte de l'usure des appuis dans la phase du projet déjà. On présente les sollicitations des appareils d'appui en fonction du système d'appui choisi, ainsi que les dispositions constructives propres à assurer l'entretien et la réparation. Une deuxième partie présente la construction des appuis de pont conçus pour un entretien adéquat.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

**Entwässerungsanlagen von Strassenbrücken  
Funktion, Ausführung, Unterhaltung**

Drainage of Road Bridges  
Function, Construction, Maintenance

Evacuation des eaux pluviales des ponts-routes  
Fonction, exécution, entretien

**W. KUTTER**  
Dipl.-Ing.  
Kammer der Technik  
Dresden, DDR

**1. Allgemeines**

Die Brücke als integrierter Bestandteil eines Verkehrswege stellt, volkswirtschaftlich betrachtet, ein hohes Anlagevermögen dar, was es gilt, während der gesamten normativen Nutzungszeit in hoher Effektivität mit einem geringstmöglichen Aufwand zu erhalten. Diese Forderung zu erfüllen bedeutet, unter anderem schädigende Einwirkungen von außen her weitgehend zu vermeiden. Aus der Vielfalt der für eine Brücke abträglichen Einflüsse sind es die Schäden durch Einwirkung von Wasser in Form von Oberflächen- und Sickerwasser, die jährlich hohe volkswirtschaftliche Verluste mit sich bringen, vor allem dann, wenn die Abführung von Wasser bzw. das Fernhalten von Feuchtigkeit vom Bauwerk nicht oder nur unvollständig gelingt. Daraus entsteht sowohl für die Projektierung als auch für die Bauausführung die Forderung, gerade den Entwässerungsanlagen oder -systemen von Brücken besondere Aufmerksamkeit zu widmen und, wenn auch eventuell mit einem gewissen Mehraufwand an Investitionskosten (eingeschlossen der Arbeitsaufwand bei der Herstellung), einwandfrei funktionierende mit geringstmöglichen Aufwand zu wartende Anlagen zur Wasserabfuhrung zu schaffen. Einsparungen in dieser Position, die gemessen an den Gesamtkosten eines Bauwerkes nur einen verschwindend kleinen Prozentsatz ausmachen, führen erfahrungsgemäß früher oder später zu Schäden in einem Umfang, die ein Vielfaches der ursprünglich vermeintlichen Einsparungen übersteigen, ganz abgesehen davon, daß derartige Unterhaltungsarbeiten oder gar Teilrekonstruktionen unter Umständen bedeutende Eingriffe in die vorhandene Bausubstanz erfordern und oft auch nicht ohne nachteilige Einschränkungen des Straßenverkehrs auszuführen sind.

Kann bei Brücken mit kleiner Stützweite oder Gesamtlänge das anfallende Wasser in der Regel zu den Brückenden hin ohne besondere Maßnahmen abgeführt werden und besteht bei Großbrücken in nahezu allen Fällen die Möglichkeit, die Entwässerungsanlagen in Anbetracht der vorhandenen großen Bauhöhe zugänglich zu gestalten, so entstehen bei Brücken mittlerer Stützweite oder Gesamtlänge, bedingt durch die hier nur beschränkt vorhandenen Bauhöhen, Schwierigkeiten bei der Anordnung funktionell effektiver Entwässerungssysteme (oft nicht ausreichend vorhandenes Längsgefälle, Unzugänglichkeiten, räumliche Beschränkungen bei

Fertigteilkonstruktionen), was schließlich zu wenig befriedigenden Gesamtlösungen führt.

Weiterhin werden bei der Anordnung und der Auswahl von Entwässerungsanlagen die Funktion und die Lage des Bauwerkes zu beachten sein. Ist bei klassifizierten Straßen (Autobahnen, Fern- und Landstraßen) der Einsatz von Chemikalien während des Winterdienstes, der neben dem Wasser als solches noch aggressive Bestandteile an das Bauwerk heranführt, so wird im ländlichen Straßen- und Wegenetz das Problem der Verschmutzung bei der Konstruktion im Vordergrund stehen. In allen Fällen ist eine schnelle und vollständige Abführung des Wassers ohne Rückstaubildung zu fordern, um zu gewährleisten, daß schädigende Einflüsse weitgehend vom Bauwerk abgehalten werden, denn nicht zuletzt ist eine Brücke nur so gut wie ihre Entwässerung.

Ausgehend von Jahrzehntelangen Erfahrungen im Bau und in der Unterhaltung von Brücken stellt das Problem der Entwässerung prinzipiell nichts Neues dar, doch sollen, insbesondere unter dem Aspekt einer radikalen Senkung von manuellen Unterhalts- oder gar Rekonstruktionsarbeiten einige grundsätzliche Probleme angesprochen werden, die eine qualitative aber auch quantitative Verbesserung der derzeitigen Situation bezüglich der Brückenentwässerungen erwarten lassen.

## 2. Brückenkonstruktion und Entwässerung

Wenn es auch nicht immer vollständig gelingt, sollte bereits bei der Wahl der Brückenkonstruktion bzw. des Brückenquerschnittes von Anbeginn darauf Bedacht genommen werden, das anfallende Wasser so schnell wie möglich und damit auf dem kürzesten Wege von der Konstruktion abzuführen. Wesentlich kann es hierzu beitragen, wenn bereits bei der Trassierung eines Verkehrsweges im Aufriss dafür Sorge getragen wird, die Brücke möglichst in ein natürliches Längsgefälle (mindestens 1%) zu legen und damit bereits vom Grunde her ein für die Abführung des Oberflächenwassers notwendiges Gefälle zu schaffen. Wenn auch sogenannte Kuppenlagen und damit ungenügende Längsneigungen nicht immer vermieden werden können - insbesondere bei bestehenden örtlichen Gegebenheiten -, so sollte doch künftig bereits bei der Projektierung durch eine enge Zusammenarbeit zwischen den Projektanten für den straßen- und den brückenbaulichen Teil einer Verkehrsanlage die vorgenannte Forderung im Prinzip zu realisieren sein. So gelingt es bei Brücken, ggf. sogar bis zu mittleren Stützweiten oder Gesamtlängen, auf zusätzliche Einläufe für Oberflächenwasser und damit verbunden auf Entwässerungsleitungen zu verzichten. Bei entsprechender Ausführung des Schnittgeringes am Schrammbord (möglichst glatte und reibungsfreie Oberfläche des Belages in diesem Bereich) sollte man bei der Entscheidung, Einläufe für Oberflächenwasser anzurufen, auch von den örtlich vorhandenen meteorologischen Gegebenheiten ausgehen, d. h. den sogenannten Einzugsbereich für einen Einlauf nicht von vornherein als global festgelegt betrachten - bisher in der Regel 250-400 qm in Abhängigkeit vom vorhandenen Gefälle, sondern im jeweiligen Falle abstimmen auf die bekannten im Bereich des Brückenstandortes zu erwartenden Regenmengen; auf diese Weise könnte es in vielen Fällen erreicht werden, einerseits

besondere Entwässerungsanlagen zu vermeiden, zum anderen aber die sichere Abführung von Oberflächenwasser zu gewährleisten (Forderung: Keine Pfützenbildung im Fahrbahnbereich - Gefahr des "aqua-planing").

Kann auf besondere Einläufe nicht verzichtet werden, sollte in jedem Falle zunächst sorgfältig überprüft werden, ob Möglichkeiten bestehen, das anfallende Wasser unmittelbar - wie bei den Sickertüllen üblich - durch den Einlauf hindurch nach unten auf das Gelände im freien Fall abzuführen. Wenn dies auch bei vielen Ingenieuren zunächst als "unkonventionell" und nicht der modernen Brückenbaukunst entsprechend abgelehnt wird, so sollte man doch bedenken, daß durch die Abführung über freiem Gelände niemand Schaden erleidet, für die Brückenunterhaltung jedoch wesentliche Vorteile entstehen. Selbstverständlich muß in diesen Fällen dafür Sorge getragen werden, daß das herabfallende Wasser nicht durch Seitenwind an Konstruktionsteile (Widerlager, Zwischenunterstützungen oder gar den Überbau) anschlägt und diese so permanent durchnäßt werden.

Muß das Oberflächenwasser - und in diesen Fällen oft auch das Sickerwasser - in besonderen Sammelleitungen oder Rinnen gefaßt und zur Vorflut geführt werden, dann ist grundsätzlich, auch wenn ggf. gewisse ästhetische Nachteile damit verbunden sein sollten, auf offene, zugängliche und mit geringstmöglichen Aufwand auszuwechselnde Systeme zu orientieren. Es darf künftig ohne Ausnahme von den Unterhaltungspflichtigen nicht mehr zugelassen werden, Entwässerungsleitungen in Überbaukonstruktionen für alle Zeiten unzugänglich einzubauen, ein Fall, der oft bisher bei massiven Brücken (Bogen-, Bogenscheiben-, Platten- und Plattenbalkenkonstruktionen) aber, wenn auch seltener, ebenfalls bei Stahlkonstruktionen anzutreffen ist. Da bei Unwirksamkeit einer Rekonstruktion in der Regel nicht mehr möglich ist, muß in diesen Fällen unter Inkaufnahme großer Aufwendungen aber auch gestalterischer Nachteile zur Anlage offener Leitungssysteme zurückgegriffen werden. Wird auf die Zugänglichkeit von außen bereits planmäßig bei der Projektierung, d. h. bei der Wahl des Brückenquerschnittes und bei der konstruktiven Gestaltung von Unterbauten - z. B. Entwässerungsleitungen neben der Stütze gestalterisch an diese angepaßt - orientiert, dann lassen sich nahezu immer architektonisch ansprechende Leitungsführungen finden; in jedem Falle erscheinen diesbezügliche Kompromisse besser als durch gebrochene oder nicht mehr funktionsfähige Leitungen entstandene Durchnässungen der Konstruktionen verbunden mit Ausblühungen, Frostsprenzungen, Korrosionen u.ä. Wenn auch nicht vordergründig, so hat es sich doch ebenfalls als zweckmäßig erwiesen, Falleitungen in den Widerlagern nicht einzubetonieren, sondern an den Stirnseiten in eingelassenen Nischen zu führen; die Abdeckung kann hier durch leicht abzunehmende Platten - zweckmäßig Zementasbestplatten - erfolgen.

### 3. Details von Entwässerungsanlagen

Die in Brücken anzutreffende Vielfalt von verschiedenen Entwässerungssystemen führt verständlicherweise zu oft großen Schwierigkeiten bei der Erhaltung und Unterhaltung, zumal Ergänzungsteile nicht für alle Sortimente vorgehalten werden können.

Entweder entsteht dann die Notwendigkeit einer aufwendigen individuellen Nachfertigung oder einer kompletten Auswechselung der Anlage, was oft nicht ohne größere Eingriffe in die Konstruktion selbst erfolgen kann. Grundsatz sollte es daher sein, für Entwässerungsanlagen – insbesondere für Einläufe und Sickertüllen – ein einheitliches Sortiment zu entwickeln und durchzusetzen, welches individuell weitgehend anpassungsfähig ist und durch Vorhaltung von Einzelteilen bei den Unterhaltungsbetrieben jederzeit erneuert bzw. ergänzt werden kann. Ausgehend von diesem

Grundsatz wurde in der DDR vor etwa 15 Jahren ein einheitliches, kompletterbares und den einzelnen Bauaufgaben weitgehend anpassungsfähiges Sortiment für Brückeneinläufe und Sickertüllen (System WAL) geschaffen und konsequent bei nahezu allen Brückenbauwerken eingesetzt (Bild 1). Durch Zwischenringe ist eine Anpassung an die jeweils vorhandene Fahrbahndecke möglich. Mittels eines Klemmringes kann die Dichtung (insbesondere Pappdichtung) ordnungsgemäß einge-

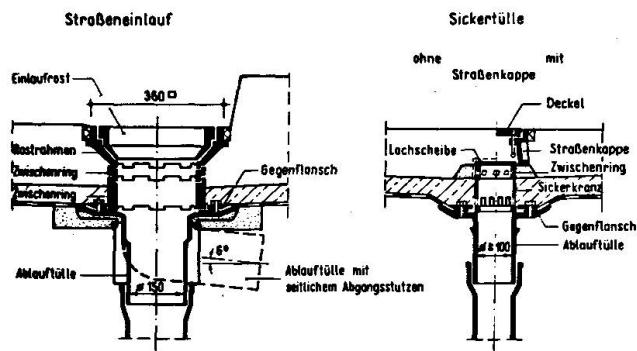


Bild 1: Brückeneinläufe und Sickertüllen (System WAL)

preßt und damit vor vorzeitiger Verrottung besondere Verhältnisse wurde neben der dargestellten Grundvariante eine Ablauftülle mit seitlichem Abgangsstutzen entwickelt (gestrichelt in Bild 1). Die Sickertüllen können je nach Forderung mit oder ohne Straßenkappe zur Ausführung gelangen.

Für Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte wurde eine Sonderentwicklung notwendig, da für diese Bauaufgaben das WAL-Sortiment keine Anwendung finden konnte. Durch entsprechende Formgebung (Bild 2) ist eine Anordnung dieses Einlaufes zwischen den in etwa 300 mm Abstand vorhandenen Längsrippen des Stahldeckbleches möglich.

In allen diesen Fällen ist für ausreichend bemessene Abführungsleitungen Sorge zu

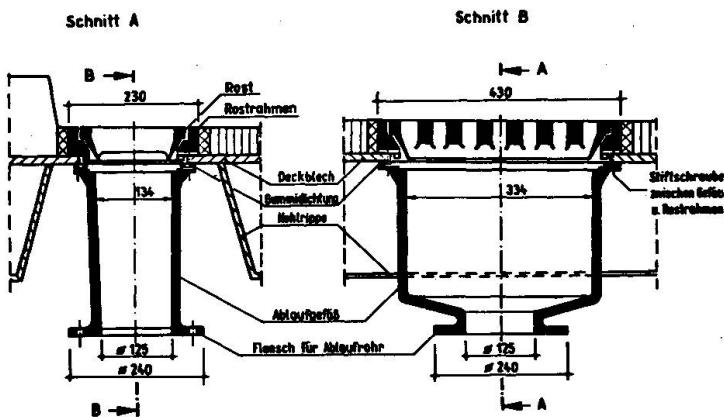


Bild 2: Brückeneinläufe für orthotrope Stahlfahrbahnplatten

tragen, d. h. es sollten grundsätzlich keine Stutzendurchmesser unter 150 mm für Einläufe und 100 mm für Sickertüllen zur Anwendung kommen.

Andere Entwässerungssysteme, wie Seiteneinläufe unter dem Schrammbord, im Schnittgerinne liegende, versenkte, durch Roste abgedeckte Gerinne und ähnliche Systeme haben sich in der Praxis nicht bewährt und kommen in der DDR nicht zur Anwendung. Auch eine unmittelbare Entwässerung der Fahrbahn und des Seitenstreifens (Gehbahn) über das Gesims hinweg - bei völligem Wegfall oder abschnittsweiser Durchbrechnung des Schrammbordes - kann grundsätzlich nicht empfohlen werden, wäre allerdings bei untergeordneten Bauwerken ohne oder mit nur geringem Fußgängerverkehr und nicht genutztem freiem Gelände unter der Brücke in Ausnahmefällen denkbar.

#### 4. Spezielle Probleme der Unterhaltung

Bei der Projektierung von Entwässerungsanlagen ist es eine unabdingbare Forderung, die Belange der Unterhaltung und Erhaltung weitgehend zu berücksichtigen, d.h. für möglichst einfache, zugängliche und ohne größere Aufwendungen zu reinigende Systeme Sorge zu tragen. Nur dann wird eine regelmäßige Unterhaltung der Entwässerungsanlagen erwartet werden können, wenn manuelle Aufwendungen - in Anbetracht der allgemein angespannten Arbeitskräftesituation - auf ein Minimum reduziert und, wenn auch begrenzt, bestimmte Arbeiten teilmechanisiert werden können.

Neben der Zugänglichkeit der Entwässerungseinrichtungen von der Fahrbahn oder der Gehbahn aus muß schon von der Konstruktion her gewährleistet werden, daß auch im Bereich der Widerlager und Auflagerbänke eine Begehbarkeit - zumindest aber eine Bekriechbarkeit - gegeben ist. So lassen sich z. B. unter offenen Fahrbahnübergängen angeordnete Querrinnen zur Abführung durchtretenden Wassers (Bild 3) nur dann von der Auflagerbank her reinigen, wenn ausreichend Platz zwischen Kammermauer und Endquerträger aber auch zwischen Endquerträger und Oberseite Auflagerbank vorhanden ist. Anstelle einer besonderen an der Konstruktion befestigten Rinne sollte, wenn möglich, versucht werden, sowohl vom Fahrbahnübergang als auch von einem Einlauf am Brückenende anfallendes

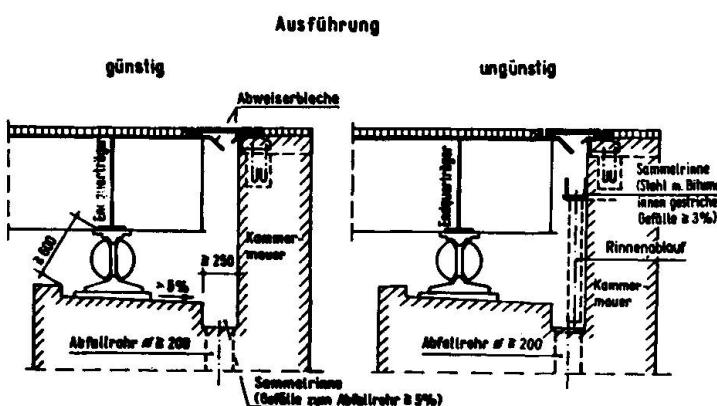


Bild 3: Entwässerung offener Fahrbahnübergänge

Wasser in einer in die Auflagerbank eingelassenen Rinne zu sammeln und abzuführen; selbstverständlich muß in diesen Fällen für eine gute Konservierung der Überbaukonstruktion sowie auch des Widerlagers selbst gesorgt werden.

Besondere Probleme stellen sich für die Unterhaltung bzw. die Sicherung der Funktion von Entwässerungsanlagen während des Winters ein. Vor allem aus dieser Sicht ist es notwendig, daß der Projektant bereits vor endgültiger Konzeption die Belange der Unterhaltung weitgehend berücksichtigt insofern, als möglichst geradlinige mit ausreichendem Gefälle versehene Leitungssysteme vorgesehen werden - Vermeidung von Verstopfungen oder Ppropfenbildungen, gefrorene Ablagerungen usw. -, alle kritischen Stellen (Verzweigungen, Krümmen) ohne großen Aufwand und Beeinflussung des Straßenverkehrs zugänglich sind und mit einfachen Mitteln gewartet werden können.

In diese Überlegungen ist nicht zuletzt auch einzubeziehen die einwandfreie Abführung des Oberflächenwassers an den Brückenenden, d. h., daß sich in allen Fällen die Unterhaltung auch auf die Funktion von an die Brücke anschließenden Kaskaden und die Freihaltung der Böschungsschultern erstrecken muß.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Ausgehend von allgemeinen Forderungen für eine einwandfreie Funktion von Entwässerungssystemen unter Einschluß besonderer Belange der Unterhaltung werden Zusammenhänge zwischen der Brückenkonstruktion und der Entwässerungseinrichtung entwickelt und Hinweise für Vorzugslösungen gegeben. Im Interesse einer kontinuierlichen mit geringstmöglichen Aufwand durchzuführenden Unterhaltung und einer sortimentsgerechten Vorhaltung werden getypete für individuelle Bauaufgaben anwendbare Brückeneinläufe und Sickertüllen vorgestellt.

#### SUMMARY

The general requirements for a smooth working of drainage systems, including also maintenance, are developed. The author presents solutions. In the interest of continuous maintenance at the lowest cost and a stock-keeping in accordance with the requirements, standardised bridge gulleys and small-size gulleys, applicable in special case also, are presented.

#### RESUME

L'auteur présente les exigences générales de fonctionnement des systèmes d'évacuation d'eaux, comprenant aussi l'entretien, et suggère des solutions. Dans l'intérêt d'un entretien continu aussi réduit et rapide que possible, on présente des gargouilles et des drains standard utilisables également dans des cas particuliers

## **Probleme der instandhaltungsgerechten Konstruktion von Tagebaugrossgeräten**

Service and Management of Huge Surface Mining Machines

Structures des excavateurs géants conçues pour un entretien aisé

**Horst JURISCH**

Dipl.-Ing.

VEB Schwermaschinenbau Lauchhammerwerk  
Lauchhammer, DDR

Die Gewinnung der Braunkohle, des wichtigsten Energieträgers der Welt, ist nur durch den Einsatz leistungsfähiger Tagebau-großgeräte wirtschaftlich möglich.

Tagebaukomplexe, bestehend aus Schaufelradbaggern, Strossenbandanlagen und Absetzern bzw. aus Eimerkettenbaggern und Abraum-förderbrücken, wurden bis zu Abtraghöhen von 60 m und Förder-leistungen bis 26 000 m<sup>3</sup>/h geschütteten Boden von den Betrieben der VVB TAKRAF entwickelt, produziert und zum Einsatz gebracht.

Die Förderbrückenkomplexe wurden ausschließlich in Tagebauen der DDR eingesetzt.

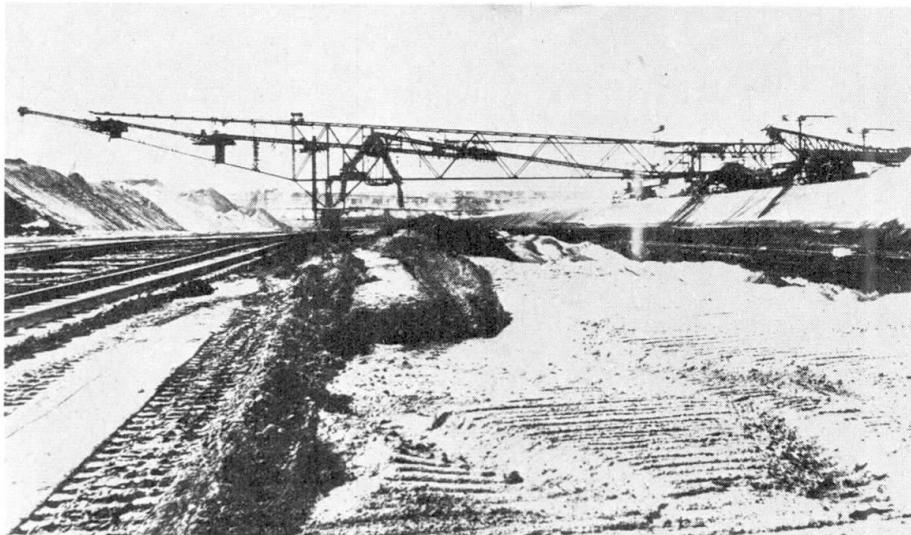


Bild 1: Abraumförderbrücke 60 m

Bandanlagen- und Direktversturzkomplexe mit Schaufelradbaggern als Gewinnungsgerät wurden in 9 Länder für die Freilegung und Gewinnung von Kohle und anderen Mineralien geliefert. Insgesamt wurden vom VEB Schwermaschinenbau Lauchhammerwerk als Finalproduzenten für Schaufelradbagger und Abraumförderbrücken innerhalb der VVB TAKRAF in den vergangenen 25 Jahren 255 Schaufelradbagger und 16 Abraumförderbrücken geliefert. Die Schaufelradbagger haben sich als Gewinnungsgeräte in den letzten Jahrzehnten ein immer größeres Einsatzgebiet erschlossen. Maßgebend für diese Entwicklung war neben der guten Anpassungsfähigkeit an die verschiedensten geologischen und abbau-technologischen Bedingungen, der großen Leistungsfähigkeit, ein geringer Instandhaltungs- und Wartungsaufwand.

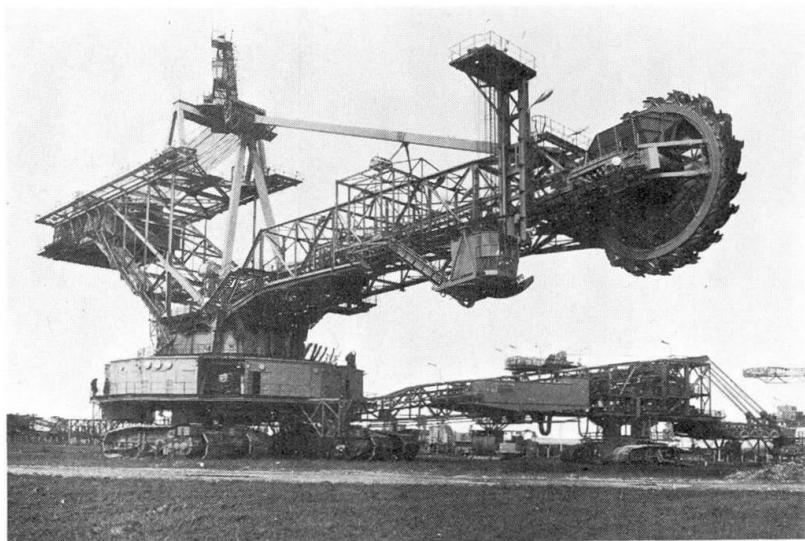


Bild 2: Schaufelradbagger SRs 2000

Die Grundlage für eine rationelle Instandhaltung wird bei der Entwicklung und Konstruktion geschaffen. Dem Konstrukteur von Tagebaugroßgeräten sind dabei folgende Aufgaben gestellt:

- Die Bemessung und Konstruktion der Bauteile ist so durchzuführen, daß bei minimalem Wartungsaufwand eine hohe Lebensdauer erreicht wird.
- Die Zahl der Bauteile und Baugruppen, bei denen mit einem mehrmaligen Austausch gerechnet werden muß, in ihrer Typenzahl maximal zu beschränken.
- Für den Ausbau dieser Bauteile und Baugruppen optimale Ausbaumöglichkeiten zu schaffen.

Die möglichst genaue rechnerische Erfassung der im Betrieb auftretenden Belastung und die konstruktive Umsetzung der praktischen Erfahrungen sowie der theoretischen Erkenntnisse bilden die Voraussetzung für eine hohe Lebensdauer. Gerade für eine instandhaltungsgerechte Konstruktion ist es von entscheidender Bedeutung, daß die planmäßige Mitarbeit von Instandhaltungs-, Betriebs- und Wartungskräften der Tagebaue an der Entwicklung und Konstruktion gesichert ist.

Ebenso wichtig ist die systematische Anwendung neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse bei der Konstruktion.

In den letzten Jahren durchgeführte wissenschaftliche Untersuchungen und Messungen in Verbindung mit der systematischen Auswertung praktischer Betriebserfahrungen führte unter anderem zu entscheidenden Verbesserungen der Konstruktion von Raupenfahrwerken einschließlich ihrer Antriebe, von Kugeldrehverbindungen und Schaufelradgetrieben.

Bei Kugeldrehverbindungen, die vom Lauchhammerwerk bisher bis zu einem Durchmesser von 12,5 m hergestellt werden, wurde durch das Härteln der Laufflächen, elastische Unterlagen, den Ausgleich der elastischen Verformungen der Stützkonstruktion und durch den Einsatz von Käfigen die Lebensdauer auf ein Mehrfaches erhöht. Ebenso große Verbesserungen konnten bei Raupenfahrwerken und Schaufelradgetrieben erreicht werden.

Verschiedene Bauelemente und Baugruppen lassen sich auch durch eine exakte Erfassung der auftretenden Betriebsbelastung in Lastkollektiven nicht so bemessen und konstruieren, daß ihre Lebensdauer mit der des Schaufelradbaggers oder eines anderen Tagebaugroßgerätes übereinstimmt. Schaufeln, Seile, Tragrollen, Fördergurte, Gurtreinigungs- und Gurtlenkeinrichtungen und Raupenkettenglieder unterliegen auf Grund der im Betrieb auftretenden Belastungen einem starken Verschleiß, so daß ihre Lebensdauer weit unter der des Schaufelradbaggers liegt.

Bei Schaufeln liegt die Lebensdauer abhängig vom abzubauenden Material zwischen Wochen und mehreren Monaten, bei Raupenkettengliedern beträgt sie bis zu mehreren Jahren.

Bei Wälzlagern, Trommeln, Getrieben und anderen Bauteilen muß trotz einer rechnerisch ausreichenden und mit der Lebensdauer des Tagebaugroßgerätes abgestimmten Lebensdauer eine bestimmte Ausfallquote angesetzt werden. Elektrische Maschinen, wie z. B. Motoren, Generatoren, müssen nach festgelegten Betriebsstundenzahlen ausgebaut und überholt werden.

Für die genannten Bauelemente und Baugruppen müssen Ersatzteile bereitliegen, damit im Bedarfsfall bei minimaler Stillstandszeit ein Austausch erfolgen kann. Die Zahl der verschiedenen Bauelemente und Baugruppen, die für einen Austausch bereitliegen müssen, ist aus ökonomischen Gründen auf ein Minimum zu beschränken.

Voraussetzung für diese notwendige Typenbeschränkung ist nicht nur eine konsequente Vereinheitlichung von Bauteilen und Baugruppen in einer Gerätegröße, sondern auch die Vereinheitlichung von Baugruppen verschiedener Gerätegrößen und Gerätearten, wie z. B. Schaufelradbagger, Absetzer und Bandwagen.

Im VEB Schwermaschinenbau Lauchhammerwerk wurde diese Aufgabe durch die gleichzeitige Konzipierung einer Typenreihe von Schaufelradbaggern mit 6 Gerätegrößen gelöst. Diese Typenreihe umfaßt Abtraghöhen von 14 bis 65 m und theoretische Förderleistungen von 1700 - 14 000 m<sup>3</sup>/h geschütteten Boden. Dabei ist es durch Variation der Grundtypen möglich, die verschiedensten Einsatzbedingungen zu beherrschen. Die Gerätegröße SRs 2000 ist z.B. in der Lage, Steinkohle oder Sandstein-einlagerungen abzubauen, auf wenig tragfähigem Planum mit

extrem niedrigen Bodendrückken und in Kältegebieten bei Temperaturen bis  $-40^{\circ}$  zu arbeiten.

Schaufelrad- bagger	Gesamtabtrag- höhe m	theoretische Förderleistung $m^3/h$ geschüttet	spezifische Grabkraft kp/cm	Block- breite m
SRs 470	14	1700	60	19
SRs 630	18,5	1700/2300	160/115	21
	23	1700/2300	70/50	26
SRs 1300	31	2800/3500	75/60	40
SRs 2000	28	3800/4800	145/110	50
	36	4600/6000	95/70	55
SRs 3000	44	6800/9000	95/65	70
SRs 6300	65	10500/14000	90/60	90

Tabelle 1: Hauptparameter Typenreihe Schaufelradbagger

Am Beispiel der Raupenfahrwerke wird die konsequente Vereinheitlichung und Standardisierung deutlich. Mit der einheitlichen Kettenteilung von 650 mm und einheitlichen Stütz- und Antriebselementen lassen sich mit einem Minimum an verschiedenen Bauteilen alle Raupenfahrwerke der 6 Gerätegrößen zusammenstellen. Dabei liegen die Laufrollenzahlen je Einzelraupe bei 8 – 16 und die zugehörigen Raupenlängen bei 7 – 14 m. Die Raupenanordnung erstreckt sich vom 2-Raupenfahrwerk bis zum dreipunktgestützten 12-Raupenfahrwerk. Die Gerätegröße SRs 1300 besitzt z. B. ein 6-Raupenfahrwerk am Grundgerät und ein 2-Raupenfahrwerk am Verladegerät.

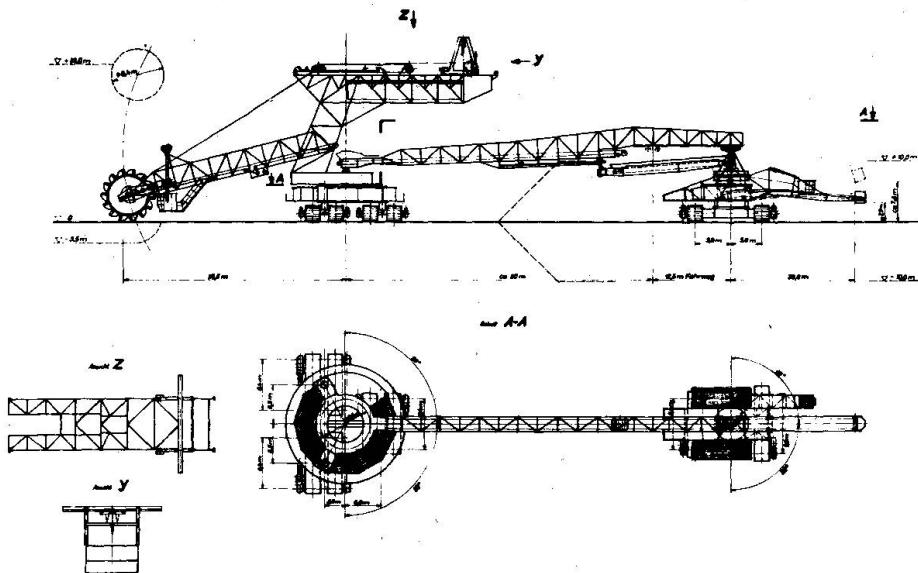


Bild 3: Schaufelradbagger SRs 1300

Die Vereinheitlichung der Raupenfahrwerke wurde auch mit Absetzern und Bandwagen fortgeführt. Für eine Vereinheitlichung von Baugruppen verschiedener Arten von Tagebaugroßgeräten ist neben den Fahrwerken, insbesondere die gesamte Förderanlage geeignet. Gurttrommeln, Tragrollen, Fördergurte, Gurtbandantriebe, Schmutzbänder und ihre Antriebe, Gurtreinigungs- und Gurtlenkeinrichtungen werden bei Neuentwicklungen in stärkerem Maße als bisher für ganze Gerätekomplexe, bestehend aus Schaufelradbagger, Bandwagen, Strossenbandanlage und Absetzer, weitgehend gleich ausgeführt. Dabei muß gleichzeitig eine Erhöhung der Lebensdauer der für die Stillstandzeiten des Gesamtgerätes entscheidenden Bauteile der Förderanlage erreicht werden. Die durch diese Vereinheitlichung entstehenden Gewichtserhöhungen werden durch eine Verringerung des Instandhaltungsaufwandes ausgeglichen.

Wichtigstes Hilfsmittel bei der Durchführung der erforderlichen Instandhaltungsarbeiten, also dem Austausch von Bauteilen und Baugruppen, ist die am Gerät angeordnete Krananlage.

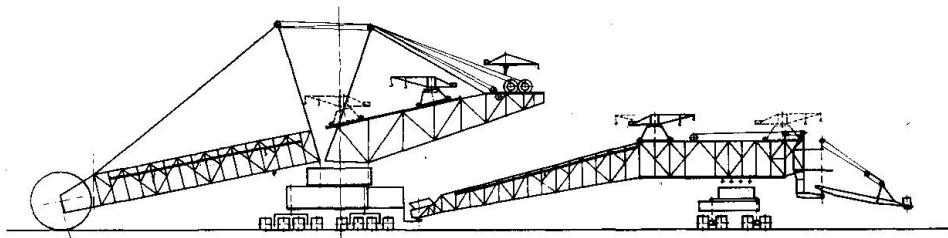


Bild 4: Krananlage des Großschaufelradbagggers SRs 6300

Kernstücke der Krananlage des abgebildeten Großschaufelradbaggers sind die 2 auf Bagger und Verladegerät angeordneten fahr- und drehbaren Reparaturkrane mit einer Tragkraft von 25/16 Mp und einer Ausladung von 7/11 m. Sie wurden insbesondere für die Instandhaltung der Förderanlage und ihrer Antriebe, der Raupenfahrwerke, der Drehwerke und der Elektroanlage angeordnet. Bestimmend für ihre Tragkraft waren dabei die Bandantriebsgetriebe mit einer Masse von ca. 23 t. Ein weiterer drehbarer Reparaturkran mit einer Tragkraft von 11 Mp dient der Instandhaltung des im Ballastausleger angeordneten Hubwerkes für den Schaufelradausleger. Zum Transport von Tragrollen, Schleißmaterial, Gurtlenk- und Gurtreinigungseinrichtungen entlang der Gurtbandförderer auf Verladegerät und Radausleger sind Elektrohubzüge mit einer Tragkraft von 1 Mp vorhanden. Weitere Elektrozüge befinden sich u. a. am Schaufelrad in verschiedenen Elektrohäusern und im Unterbau.

Zur Instandhaltung der am weitesten auskragenden Baugruppen wie Schaufelrad, Schaufelradantrieb und Abwurfschurre kommen mobile Hebezeuge zum Einsatz.

Für den Ausbau der Bauteile sind die erforderlichen Freigängigkeiten zu schaffen, ebenso Ablage- bzw. Umsetzmöglichkeiten und sichere Arbeitsmöglichkeiten für das Instandhaltungspersonal. Diese Forderungen finden bei der Ausbildung der tragenden Stahlkonstruktion Berücksichtigung und haben häufig entscheidenden Einfluß auf die Systemführung von Fachwerken, wie z. B. bei der Schaffung von Öffnungen für den Ausbau der Antriebe von Gurtbandförderern.

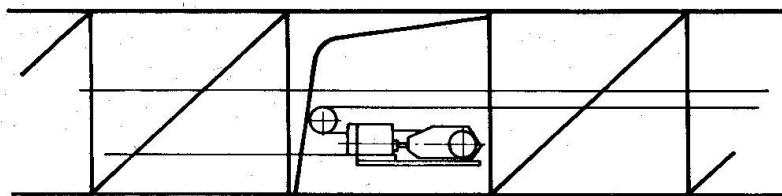


Bild 5: Ausbauöffnung für Gurtbandantrieb

Zusätzlicher Aufwand tritt beim Ausbau von tragenden Maschinenteilen und deren Lagerungen auf, wie z. B. bei Kugeldrehverbindungen, Lagern von Raupentragachsen usw. Diese Maschinenteile übertragen Kräfte bis zu mehreren tausend Mp. Für die hydraulischen Pressen, die die Kräfte der auszubauenden Maschinenteile übernehmen, werden entsprechende Einbaumöglichkeiten geschaffen.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Beherrschung der Instandhaltungsprobleme ist eine der Voraussetzungen, die internationale Entwicklung zu leistungsfähigeren Tagebaugrossgeräten fortzusetzen und damit die Gewinnung der Braunkohle als wichtigsten Energieträger trotz der sich verschlechternden Abbaubedingungen wirtschaftlich zu ermöglichen. Durch die Auslegung für eine hohe Lebensdauer, die Beschränkung der Typenzahl der auszutauschenden Bauteile und Baugruppen und die Schaffung optimaler Ausbaumöglichkeiten werden vom Konstrukteur die Voraussetzungen für einen geringen Instandhaltungsaufwand geschaffen.

#### SUMMARY

The control of maintenance problems is one among the necessary conditions for an international development of huge surface mining machines, as for an economical winning of brown coal in open cut. The constructor shall comply with these requirements in choosing a long service life, a limited number of types of components and groups to be replaced and greatest possibilities in modification.

#### RESUME

La maîtrise des problèmes relatifs à l'entretien est l'une des conditions nécessaires au développement international des excavateurs géants assurant une extraction économique de la lignite à ciel ouvert. Le constructeur peut remplir ces conditions en choisissant une longue durée de service, un nombre réduit de types de pièces de rechange, et des possibilités maximales de modification.