

Das vorliegende Fachheft

## Die Eisenbahnbrücke

*will eine möglichst umfassende Darstellung vom gegenwärtigen Stande des Eisenbahnbrückenbaues geben. Berechnung und Ausführung der Eisenbahnbrücken stehen vor neuen Erkenntnissen, neuen Zielen. Das überall auftretende Bestreben, durch Erhöhung der Lokomotivzugkraft und durch Einführung von Großgüterwagen die Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnbetriebs zu heben, hat in Deutschland bereits zur Aufstellung neuer Lastenzüge geführt. Diese greifen weit über die Verhältnisse hinaus, die man bisher auf europäischen Bahnen gewöhnt war. Damit wird für viele Brücken die Frage brennend, ob Verstärkung oder Auswechslung am Platze ist. Die Berechnung der Brücken hat aus der Lehre von der Knicksicherheit sowie aus der sorgfältigeren Berücksichtigung dynamischer Beanspruchungen neue, tiefgreifende Anregungen geschöpft. Die Baustoffkunde ist, im wesentlichen ausgehend von den Fortschritten der Metallographie, durch Einführung hochwertiger Stahlsorten bereichert worden. Auch die Meßtechnik, die Normung und zahlreiche Wirtschaftsfragen legten den Wunsch nahe, eingehend Umschau zu halten. Über all diese Fragen findet der Fachmann ausführliche Darlegungen im vorliegenden Heft. Und da der Brückenbau allmählich in den Bereich geschichtlicher Betrachtung rückt, dürfte ein Abriß seiner Entwicklung ebensowenig fehlen wie eine zu Vergleichen anregende Betrachtung über Brückenbauten fremder Länder\*).*

### Die Schriftleitung.

*\*) Das angeschlagene Stichwort hat eine solche Fülle von Beiträgen gebracht, daß es bei den für den Umfang des Fachheftes gezogenen Grenzen nicht möglich war, sie alle hier unterzubringen. Der Rest des Stoffes muß daher als Ergänzung nachgetragen werden.*

### Zur Entwicklungsgeschichte der Eisenbahnbrücke.

Von Dr. Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Hierzu Tafel 7.

Der Aufschwung der Brückenbaukunst ist eng verknüpft mit den Fortschritten in den Verkehrsmitteln. Mit den Eisenbahnen kommen die Eisenbahnbrücken auf, deren Zahl mit der Umspannung der Erde durch die Schienenwege lawinenartig anschwillt. Für die Überquerung der Flüsse, Ströme und Meeresarme, die Überwindung der Geländeschwierigkeiten im Hüggeland und Gebirge werden bereits in der ersten Eisenbahnzeit Kunstbauten erstellt, die heute noch unsere Bewunderung erregen. Die Kreuzung öffentlicher Verkehrswege, die Einführung der Eisenbahnen in die Städte, die Anlage der Bahnhöfe bedingte Über- und Unterführungen, bemerkenswert weniger durch Spannweiten oder -Höhen als durch örtliche Einpassung, räumliche Beschränkung und hohe Kosten.

Die ersten Eisenbahnbrücken Deutschlands standen noch ganz im Zeichen des Hausteinbaus und der Holzkonstruktionen. Man mußte schnell und billig bauen und versuchte zunächst die Wasserläufe und öffentlichen Verkehrswege, ja auch tief eingeschnittene Täler mit Holz zu überbrücken. Die Holzbrücken genühten jedoch den Betriebsansprüchen durch die Lokomotiven nur kurze Zeit. Wo das Holz ungeschützt den Witterungseinflüssen ausgesetzt war, fiel es frühzeitiger Zerstörung anheim. Die Holzteile mußten nach wenigen Jahren ausgewechselt und durch einen dauerhafteren und festeren Baustoff ersetzt werden.

Im Gegensatz zu den Holztragwerken haben sich die gewölbten Brücken aus der ersten Eisenbahnzeit vorzüglich gehalten. Die meisten dieser Bauten sind noch heute im Betrieb und haben selbst den hochgesteigerten Betriebsanforderungen durch die immer schwerer werdenden Lokomotiven

und die gesteigerten Zuggeschwindigkeiten entsprochen. Es sei nur auf den massigen Göltzschtalviadukt bei Mylau in Sachsen hingewiesen, der bei 574 m Länge, 79 m Höhe über der Talsohle und eine Mittelöffnung von 30,5 m Weite aufweist (1846 bis 1851 erbaut). Ferner auf den kühnen Enzviadukt bei Bietigheim mit halbkreisförmigen Bogenstellungen auf nur 1,70 m starken, durch Flachbögen verspannten Pfeilern bei 287 m Gesamtlänge des Bauwerks und 33 m Höhe der Fahrbahn über dem Wasserspiegel (1851 bis 1853). Die alten Wölbbrücken sind bemerkenswert durch die Schönheit der Form, die glückliche Einpassung in das Landschaftsbild, die Güte und Beständigkeit der verwendeten Baustoffe, die sorgfältige Verarbeitung des Quadermauerwerks der Pfeiler, Gewölbe, Spannbögen und die kunstvolle Behandlung der Sichtflächen. Die hervorragenden Leistungen des Oberbaurats von Etzel, der nicht nur in Württemberg, sondern auch in der Schweiz und in Österreich-Ungarn Bahnen gebaut hat, sind in der Folgezeit kaum mehr übertroffen worden.

Gleichzeitig mit dem Aufkommen der Eisenbahnen setzt der Eisenbau ein; er hat der technischen Entwicklung des 19. Jahrhunderts, das nicht mit Unrecht das »eiserne« genannt wird, das charakteristische Gepräge gegeben. Gegenüber der großen Zahl von eisernen Brücken, die der neuzeitlichen Entwicklung des Verkehrswesens ihre Entstehung verdanken, treten die andern Bauwerke mehr und mehr zurück. Eine Zeit lang schien es, als ob der Eisenbau den Holz- und Steinbau vollständig verdrängen würde. Bis zum Jahr 1900 wurden die meisten Bahnbrücken aus Eisen gebaut, selbst da, wo für Massivbrücken die technische Ausführungsmöglichkeit gegeben gewesen wäre.

Die Fortschritte der Hüttentechnik durch Verbesserung und Verbilligung des Werkstoffs wirken sich im Brückenbau aus. Nächstem sind es die Errungenschaften der Ingenieurwissenschaften, die einen entscheidenden Einfluss auf die Entwicklung ausüben. Im Zusammengehen von Wissenschaft und Praxis wurde Deutschland vorbildlich. Die eisernen Brücken in den verschiedenen Jahrzehnten der Aufwärtsentwicklung zeigen an Werkstoff, Form und Durchbildung der Tragwerke im ganzen wie im einzelnen (Trägersystem, Ausfachung, Stabanschluss, Stofsanordnung, Fahrbahn und Lageranordnung) die jeweils erreichte Stufe technischen Könnens und wissenschaftlicher Erkenntnis. Drei Perioden sind zu unterscheiden. Die erste Periode von 1845 bis 1870 ist gekennzeichnet durch Entwicklung der Grundformen der Balken- und Bogenträger in Schweisseisen, der vollwandigen Blechträger, der Gitterwandträger, der mehrfachen Fachwerksysteme und der elastischen Bogenträger. Die zweite Periode 1870 bis 1890 bringt die Einführung der äußerlich und innerlich statisch bestimmten Dreieckfachwerkträger, die Durchbildung der konstruktiven Einzelheiten, der Nietanschlüsse und Stöße, der Knotenpunkte mit Knotenblechen und zentrischer Zusammenführung der Stabachsen, der einfachen und zusammengesetzten Druckstäbe, der Gelenke und Lager. Die dritte Periode 1890 bis 1910 — die Blütezeit des Eisenbaus — setzt mit der Verdrängung des Schweisseisens durch das hochwertige Flusseisen ein. Die genaue Kenntnis der Elastizitätsverhältnisse und Festigkeitseigenschaften des neuen Werkstoffs und die vollständige Beherrschung der baustatischen Gesetze gestattet die weitestgehende Ausnützung des Werkstoffes, fördert den Bau weitgespannter Brücken und führt zur Verwendung neuartiger Trägerformen mit kühngeschwungenem Linienzug, die über mehreren Öffnungen durchlaufen.

Die ersten Eisenbahnbrücken sind — von einzelnen Versuchen mit Gußeisen oder Verbindungen von Gußeisen mit Schweisseisen abgesehen — nach englischen Vorbildern als vollwandige Blechbalken oder mit engmaschigen Gitterwänden aus Schweisseisen erstellt worden. Zur Aussteifung der Wände und der gedrückten Obergurte wurden gußeiserne Querrahmen herangezogen. Soweit die Schienen nicht unmittelbar auf die Trägerwände gelegt werden konnten, hat man sie mit hölzernen Langschwelen auf die Querrahmen abgesetzt. Um das Jahr 1850 finden wir bereits die Grundform unserer eisernen Bahnbrücken mit der Auflösung des Tragwerks in zwei Hauptträger, mit Queraussteifungen und Verbänden, mit der aus Quer- und Längsträgern gebildeten Fahrbahn, mit festen und längsbeweglichen Lagern entwickelt. Die Gurtquerschnitte werden durch Decklamellen den nach der Mitte zunehmenden Kräften angepaßt, die Vergitterungen mit steifen Druckgliedern gebildet, nach den Auflagern zu mit engerer Teilung angeordnet oder größeren Querschnitten versehen, die Füllungsglieder an die mit Stegblechen ausgestatteten Gurtungen angeschlossen. Die 1850 bis 1857 von der preussischen Staatsbahnverwaltung (von L e n t z e) erbaute Eisenbahnbrücke bei Dirschau mit sechs Öffnungen von 130,9 m Stützweite hat Berühmtheit erlangt. Neben ihr sind bemerkenswert die Nogatbrücke bei Marienburg und die von der Köln-Mindener Eisenbahn A.-G. (Lohse) erstellte Köln-Deutzer Rheinbrücke.

Der folgende Abschnitt wird eingeleitet durch die bahnbrechenden Arbeiten von C u l m a n n und S c h w e d l e r über die Theorie der statisch bestimmten Fachwerke. C u l m a n n, der Schöpfer der graphischen Statik, setzt sich entschlossen für den Bau reiner Dreieckfachwerke ein. Die ersten praktischen Auswirkungen der C u l m a n n'schen Arbeiten finden wir in Süddeutschland, wo der bayrische Oberbaurat von P a u l i die erste bayrische Eisenbahnbrücke über die Günz bei Günzburg mit Linsenfachwerkträgern und Bolzengelenken erstellte, die aber wegen mangelnder Queraussteifung und Knicksicherheit der Druckgurte einstürzte. Als ein Meisterwerk der

damaligen Brückenbaukunst erstand bald darauf (1857) in Bayern die Großhesseloher Brücke mit Pauliträgern von 51,5 m Stützweite, für die G e r b e r eine eingehende Berechnung der Stabkräfte unter beweglicher Belastung geliefert hat. Im gleichen Jahr wurde in der Nähe von Berlin der erste Fachwerkparallelträger mit steifen gekreuzten Diagonalen von M a l b e r g gebaut. 1859 entwirft von K a v e n die erste Fachwerkbrücke mit Zugdiagonalen aus Flacheisen und mit Gegendiagonalen in den mittleren Feldern für eine Bahnbrücke über die Ilmenau bei Bienenbüttel. Das Streben, möglichst gleichmäßig beanspruchte Gurte zu erhalten und Druckdiagonalen zu vermeiden, führt weiter zu den Fachwerk-Parabelträgern, Halbparabelträgern und Schwedlerträgern, die in Deutschland große Verbreitung gefunden haben. Für die großen Spannweiten bleiben noch längere Zeit die mehrteiligen Ständerfachwerke (System M o h n i é) vorherrschend, die wegen des einfachen Anschlusses der Querträger und mit Rücksicht auf die kleinen Feldweiten der Fahrbahn bevorzugt wurden. Hierher gehören die von H a r k o r t gelieferte Eisenbahnbrücke über den Leek bei Cuilenburg in Holland, mit 154,5 m Stützweite lange Zeit die größte Balkenbrücke der Welt, ferner die von S c h w e d l e r im Jahr 1867 erbaute, mit zweiteiligem Ständerfachwerk ausgestattete Elbebrücke bei Hämerten.

Während in England und besonders in Amerika die Entwicklung andere Wege ging, die eisernen Fachwerkbrücken mit Bolzengelenken ausgestattet worden sind, hat man in Deutschland an der vernieteten Zusammenführung der Stäbe festgehalten, dabei die Stabkräfte unter der Annahme reibungsloser, frei drehbarer Gelenke nach den Vorschlägen von S c h w e d l e r und C u l m a n n ermittelt. Gegen die Anwendung der Bolzengelenke wurden die Erschütterungen durch die rollenden Lasten und die konstruktiven Schwierigkeiten beim Anschluß der Querträger und Querverbände geltend gemacht. Die Unstimmigkeit zwischen der Berechnung und Ausführung vernieteter eiserner Brücken führte zu eingehenden Untersuchungen über die von den steifen Knotenpunkten herrührenden Nebenspannungen. Im Jahr 1878 gab Prof. M a n d e r l a, München, erstmals eine theoretische Lösung der von Prof. A s i m o n t gestellten Preisaufgabe: »Welche Spannungen entstehen in den Stäben eines Fachwerks dadurch, daß die Winkel der Fachwerkdreiecke durch die Belastung eine Änderung erleiden?« Weitere Arbeiten auf diesem Gebiet veröffentlichten Engesser 1879, Winkler 1881, Ritter 1885, Müller-Breslau 1885, Landsberg 1886, Mohr 1892. Messungen an ausgeführten Brücken wurden 1878 von Dupny in Frankreich und 1880 bis 1881 von Fränkel in Deutschland durchgeführt. Die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen und praktischen Messungen veranlaßten Gerber 1881 zur versuchsweisen Anwendung der Gelenkbolzenverbindungen; er ließ aber nach kurzer Zeit den Gedanken wieder fallen, nachdem durch Messungen an der 54 m weit gespannten Eisenbahnbrücke bei Waltenhofen das Vorhandensein erheblicher Nebenspannungen auch bei der Gelenkbolzenverbindung nachgewiesen worden war.

Einen nachhaltigen Erfolg hatte dagegen Gerber mit seinen Gerberträgern, auf die er 1866 ein bayrisches Patent erhielt. Durch den Einbau von Gelenken erzielte er die statisch bestimmte Auflagerung der durchlaufenden Träger und schaltete damit die nachteiligen Folgen von Stützensenkungen und ungleichmäßigen Erwärmungen aus. Die Auslegerträger mit geschwungenem Linienzug über mehreren Öffnungen sind wegen der Vorteile der Gewichtsparsparnis, der schmalen Pfeiler und des gerüstlosen freischwebenden Vorbaus bei vielen bedeutenden Brückenbauten mit großem Erfolg angewandt und erprobt worden.

Was die Erforschung der Eigenschaften des Werkstoffes anlangt, so waren schon durch die Versuche von Stephenson,

Fairbairn und Hodgkinson (1840 bis 1846) ziffermäßige Werte für die Zug-, Druck- und Biegezugfestigkeit sowie für die Elastizitätsziffer und die Elastizitätsspannungsgrenze des Schweisseisens bekannt. Über den Einfluss wiederholter Belastungen hat erstmals Fairbairn (1860 bis 1862) Beobachtungen angestellt. Großes Aufsehen erregten die in den Jahren 1854 bis 1870 durchgeführten Wöhlerschen Versuche über die Festigkeit des Schweisseisens bei wechselnder Belastung. Die Ergebnisse der Versuche wurden von Launhardt, Weyrauch, Winkler für die Querschnittsbemessung ausgewertet und von den Eisenbahnverwaltungen berücksichtigt. Die Stosswirkungen der rollenden Lasten hat als erster von Pauli bei der Berechnung berücksichtigt. Gerber hat das Berechnungsverfahren mit Stoszfziffern aufgenommen und im Jahre 1863 für die Mainzer Eisenbahnbrücke in Anwendung gebracht. Die aus Eigengewicht und dreifacher Verkehrslast errechneten Spannungen durften die Elastizitätsspannungsgrenze  $\sigma_z = 1600 \text{ kg/qm}$  nicht überschreiten. Später führte Gerber auf Grund theoretischer Erwägungen und praktischer Messungen die Stoszfziffer  $\mu = 1,5$  für Eisenbahnbrücken ein und ging gleichzeitig mit der zulässigen Spannung auf  $\sigma_z = 1200 \text{ kg/qm}$  herunter, Annahmen, die von Ebert in die bayrischen Vorschriften aufgenommen wurden und bis zur Verreichlichung bei der bayrischen Staatsbahn Gültigkeit besaßen. Der knicksicheren Ausbildung der ein- und mehrteiligen Druckglieder wurde erhöhte Beachtung geschenkt. Für die Berechnung der Knickstäbe hatte schon Navier eine Formel entwickelt, in der die zulässige Gesamtbelastung in Beziehung zu der zulässigen Druckspannung des Werkstoffes gebracht wurde, von der man bei der Feststellung der Abmessung auszugehen pflegte. Sie ist von Schwarz 1854 in anderer Weise abgeleitet worden und hat durch Laissle und Schübler als Schwarz-Rankinsche Knickformel Verbreitung gefunden. Die Unzulänglichkeit der Formeln, die die Kantenpressungen zur Querschnittsbemessung benutzen, hat Zimmermann 1886 nachgewiesen. Er hat das Wesen der Eulergleichung in der Bestimmung des Übergangs vom sicheren zum unsicheren Gleichgewichtszustand gesehen und deshalb an der Eulerformel festgehalten. Engesser hat aus der Erkenntnis, daß die Knickfestigkeit im Gegensatz zu der reinen Zug-, Druck- und Biegezugfestigkeit von den Formänderungseigenschaften abhängt, eine allgemeine Lösung des Knickproblems angegeben, indem er in die Eulergleichung eine veränderliche Elastizitätszahl einführte. Von Karman bewies durch Versuche, daß man aus der Abhängigkeit von Knickfestigkeit und Druckdehnungskurve zu einer genauen Vorausbestimmung der Knickfestigkeit gelangen kann. Tetmayer erforschte die Gesetze der Knickung und zusammengesetzten Druckfestigkeit und leitete aus Versuchen mit verschiedenen Werkstoffen und Stabquerschnitten eine Knickformel ab, die in der Praxis Eingang gefunden hat. Bei der Schwierigkeit des Knickproblems war es begreiflich, daß in der Behandlung der Druckglieder bei den verschiedenen Eisenbahnverwaltungen lange Zeit erhebliche Unterschiede bestanden. Die einen rechneten nach Schwarz-Rankin (Bayern, Württemberg), die andern nach Tetmayer (Baden, Elsass-Lothringen); die preussischen Vorschriften verlangten für gedrückte Stäbe den Nachweis einer mindestens fünffachen Sicherheit nach Euler, außerdem mußten die Spannungen (bei gedregenen Stäben) unter den für die reinen Druckspannungen zugelassenen Werten bleiben. Erst die Verreichlichung der deutschen Länderbahnen hat die erwünschte Einheitlichkeit der Berechnung der Druckstäbe gebracht. Im Jahre 1886 erschienen die vom Ingenieur- und Architektenverein 1881 angeregten und von Bauschinger durchgearbeiteten ersten deutschen Normalbedingungen über die Lieferung von Eisenkonstruktionen, nachdem Frankreich bereits 1877 mit Vorschriften für den Bau, die Aufstellung und die Überwachung eiserner Brücken (circulaire-française)

vorangegangen war. 1887 folgte die österreichische Brückenvorschrift, 1892 erschienen die schweizerischen Vorschriften, 1895 gab Preußen eine Zusammenstellung der bis dahin gültigen Einzelbestimmungen heraus.

Ein folgenschwerer Unglücksfall, der Einsturz der von Eiffel 1874 erbauten Eisenbahnbrücke über die Birs bei Mönchenstein (Schweiz) im Juni 1891 löste eine Reihe von kritischen Betrachtungen über die Knicksicherheit, die Zusatz- und Nebenspannungen exzentrisch zusammengeführter Stäbe aus, lenkte die Aufmerksamkeit der Brückenbauer auf diese für die Sicherheit der Bauwerke wichtigen Fragen und veranlaßte die Eisenbahnverwaltungen, die alten Brücken auf ihre Betriebssicherheit und die Befahrbarkeit mit den schwersten damals im Dienst stehenden Lokomotiven zu prüfen, deren Gewicht inzwischen auf 50 t, mit Tender 75 t bei größten Achslasten von 14 t gestiegen war. Die Nachprüfung war um so dringlicher, als bei vielen alten Brücken Entwurfszeichnungen fehlten, weder Festigkeitsberechnungen noch Angaben über die Güte und Festigkeit des Werkstoffes vorhanden waren. Bei der örtlichen Untersuchung der Betriebsbauwerke stellten sich zahlreiche Mängel heraus: lockere Nieten, Risse an den Anschlüssen, Verbiegungen einzelner Stäbe und ganzer Träger, besonders bei engmaschigen Netzwerken, Senkungen, ungedeckte Stöße, ungünstige Querschnittschwächungen durch fehlerhafte Nietanordnung und Einrisse, mangelhaft versteifte Druckglieder, schlotternde Verbände, eingeklemmte Schleiflager, zerdrückte und losgerüttelte Auflagerquader und sonstige Zerstörungerscheinungen am Mauerwerk. Die recht beunruhigenden Erscheinungen veranlaßten die verantwortlichen Stellen, in den neunziger Jahren planmäßig an die Behebung der Mißstände heranzugehen. Die Festigkeitsberechnungen wurden ergänzt oder neu aufgestellt, die baulichen Mängel und Betriebsschäden beseitigt, die überbeanspruchten Teile verstärkt, unbrauchbare Tragwerke ausgewechselt und durch stärkere Überbauten ersetzt. So finden wir bei allen Eisenbahnverwaltungen fast gleichzeitig eine Periode der Brückenverstärkungen in den Jahren 1890 bis 1910. Die Verstärkung für die schweren Lokomotiven und höheren Zugeschwindigkeiten nach den kurz vorher eingeführten Berechnungsvorschriften wurde erzielt, durch Vergrößerung der Stabquerschnitte (Aufnieten von Flacheisen, Gurtplatten, Winkeln und Profileisen), Einfügen weiterer Träger und Stäbe und Zwischenkonstruktionen, Aufsetzen oder Anhängen von Entlastungsbogen, Verwendung von Hänge- und Sprengwerken, Einziehen von Verbänden, Ersetzen der Gleit- durch Kipp- und Rollenlager, Verstärkung und Verbesserung des Oberbaus. Die Arbeiten waren noch nicht zum Abschluß gelangt, als bereits neue und wesentlich größere Anforderungen des Betriebs, von denen später noch die Rede sein wird, die getroffenen Maßnahmen als unzulänglich erscheinen ließen.

In dem kurzen Zeitraum von 1870 bis 1890 reift die Baustatik zur Vollendung. Mohr, Ritter, Winkler, Engesser, Müller-Breslau, Föppl, Weyrauch, Grübler schufen das Rüstzeug des modernen Brückenbauers, insbesondere die Theorie der statisch unbestimmten Systeme. Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen von Maxwell 1864, später unabhängig von dessen Untersuchungen von Mohr 1874 entdeckt, gab die Möglichkeit, das Kräftespiel in den verwickeltesten Ingenieurbauwerken zu erfassen und führte zur Anwendung in Bemessungsformen und Trägersystemen, die bis dahin wegen der Schwierigkeit der statischen Berechnung gescheut worden waren. Das Eindringen der wissenschaftlichen Berechnungsweisen in die Brückenbaupraxis ist vor allem Prof. H. Müller-Breslau zu danken, der den größten Einfluß nicht bloß auf die studierende Jugend, sondern auch auf die in der Praxis arbeitenden Statiker ausübte. Von Bach, Stuttgart, prüfte und erweiterte die Lehre von Elastizität und Festigkeit durch Versuche. Er wandte sich dagegen, daß

das ganze Gebäude der Elastizität und Festigkeit auf der Proportionalität zwischen Dehnung und Spannung in einseitig mathematischer Behandlung aufgebaut wurde. Ihm kam es in erster Linie auf das tatsächliche Verhalten der Werkstoffe an. Er schuf in seinem Ing.-Laboratorium die Einrichtungen für die Untersuchung der Werkstoffe, für die Nachprüfung der Genauigkeitsgrade der Elastizitäts- und Festigkeitslehre und für die Feststellung von Erfahrungsbeiwerten. Wo Zweifel aufkamen, sollte der Versuch entscheiden, der die Möglichkeit gibt, die besonderen Eigenschaften und Eigenarten der Werkstoffe und der Konstruktionen, das Verhalten bei verschiedenartigen Belastungen und Beanspruchungen unter Unterschaltung von Nebeneinflüssen festzuhalten und zu klären. Die Erfolge haben dieser Auffassung Recht gegeben, die Bachschen Arbeiten sind heute Allgemeingut aller wissenschaftlich arbeitenden Ingenieure geworden. Der Einfluss der mathematisch geschulten Statiker auf den Brückenbau nach 1870 ist unverkennbar. Die Statiker verlangten, dass die Konstruktionen den Voraussetzungen der Rechnung möglichst nahe kamen. Man ging zu beweglichen Anschlüssen der Fahrbahn über. Nicht nur bei großen Brücken, sondern auch bei kleineren und mittleren Spannweiten wurden Längs- und Querträger beweglich gelagert. Diese beweglichen Anschlüsse haben sich im Betrieb nicht bewährt. Besonders bei den Längsträgern traten durch die Stoßwirkungen der rollenden Lasten Schäden auf. Die gelenkartigen Anschlüsse der Querträger verursachten erhöhten Unterhaltungsaufwand. So kam man bald wieder von den beweglichen Anschlüssen ab und kehrte zu dem bewährten Grundsatz zurück, die Anschlüsse der Fahrbahn so steif wie möglich auszuführen. Die Statiker überschätzten die Genauigkeit ihrer statischen Rechnungsergebnisse, sie unterschätzten nicht nur dynamischen Wirkungen, sondern auch die Bedeutung der Einzelteile im räumlichen Verbands. Die Schienen wurden unmittelbar auf die Schienenträger verlegt, die Verbände häufig zu schwach, die Anschlüsse ungenügend, die Queraussteifungen mangelhaft ausgebildet. Die aus den beiden Jahrzehnten 70 bis 90 stammenden Brücken sind daher oft rechte Sorgenkinder der mit der Überwachung und Unterhaltung betrauten Beamten geworden.

Der fruchtbarste Abschnitt des deutschen Brückenbaus beginnt mit der Einführung des Flußeisens, nachdem es der Eisenhüttenindustrie gelungen war, ein außerordentlich widerstandsfähiges, in seinen Eigenschaften gleichbleibendes basisches Eisen in der Birne oder im Flammofen in großen Mengen billig herzustellen, wofür man die für Deutschland wichtigen, phosphorhaltigen Erze nutzbar machen konnte. In England ist 1883 bis 1890 die berühmte Firth-of-Forth-Brücke aus saurem Martineisen gebaut worden. In Deutschland sind es vor allen Prof. Mehrrens, Dresden und Direktor Kintzlé, vom Stahlwerk Rothe Erde, Aachen, die sich erfolgreich für die Verwendung des Flußeisens einsetzten und durch groß angelegte Versuche die Eignung und Zuverlässigkeit des Thomas Eisens bewiesen. Die von Mehrrens 1891 erbaute Fordoner Weichselbrücke war die erste große Flußeisenbrücke Deutschlands. Die Bogenbrücken über den Nord-Ostseekanal 1891 bis 1894 leiteten den Bau der weitgespannten Flußeisenbrücken ein, durch die der deutsche Brückenbau Weltruf errang. Viel bewundert wurde die von Rieppel erbaute Kaiser-Wilhelmbrücke bei Mungsten mit einem eingespannten Bogenfachwerk von 170 m Spannweite für die Mittelöffnung. Die großen Wettbewerbe für die Rheinbrücken bei Worms, Bonn, Mannheim, Köln, Ruhrort brachten außerordentlich wertvolle Anregungen und Vorschläge und führten zu vorbildlichen Lösungen in technischer und ästhetischer Hinsicht. Klare und flüssige Linienführung der Gurte, mustergültige Durchbildung der Einzelheiten, geschickte Anpassung an die örtlichen Bedingungen sind die hervorstechenden Kennzeichen dieser Bauwerke. Wenn es sich

dabei auch in der Hauptsache um Straßenbrücken handelte, so haben doch die Wettbewerbe auch anregend und befruchtend auf den Eisenbahnbrückenbau eingewirkt. Die frei aufgehängte Fahrbahntafel, die von der Gesellschaft Harkert 1894 erstmals in Verbindung mit Zweigelenk-Fachwerkbogenträgern mit Zugband vorgeschlagen wurde, fand Nachahmung. Die großen Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Rudesheim, Engers und Remagen zeigen die gleiche Bauform, jedoch mit steif angeschlossener Fahrbahn; bei den Eisenbahnbrücken über der Weichsel bei Münsterwalde und über den Rhein zwischen Oberhausen und Hohenbudberg griff man wieder auf die steifen Balkenträger nach altbewährten Entwurfsgrundsätzen zurück (1917).

Für die kleineren Brücken über öffentlichen Verkehrswegen ist als wichtiger Fortschritt die Durchführung des Schotterbetts anzusehen, wobei die Fahrbahn mit Zoreisen, Tonnenblechen und Buckelplatten gebildet wird. Später findet auch die Eisenbetonplatte Eingang, worin Deutschland — wenn auch zögernd — dem österreichischen Vorbild folgt. Im übrigen war man zu Regelformen der Eisenbahnbrücken gekommen. Die preussische Staatsbahnverwaltung gibt 1900 Musterpläne für Balkenbrücken heraus, zu denen 1905 die Kommerellschen Musterentwürfe für Verbundbauwerke aus I-trägern mit Zwischenbetonierung hinzukommen. Für Oberbaubefestigung, Beläge, Lager und Aufsenmauern werden Musterpläne bearbeitet. Schaper gibt in seinem Lehrbuch über eiserne Brücken eine wertvolle Sammlung der Entwurfsgrundsätze, wie sie sich in der Praxis bewährt haben.

In der neuesten Zeit hat sich das Streben der Eisenbaufachleute der Versuchsforschung zugewendet. Es sind auf diesem Gebiete die Forschungsarbeiten des Deutschen Eisenbauverbandes über Nietverbindungen, Stabanschlüsse, Fachwerkknotenpunkte, einfache und gegliederte Druckstäbe hervorzuheben, ferner die Untersuchungen und Versuche der technischen Kommission der Schweizer Brücken- und Hochbaufirmen in Verbindung mit der Generaldirektion der Schweizer Bundesbahnen über Nebenspannungen infolge genieteter Knotenpunktverbindungen eiserner Fachwerkbrücken, weiter die englischen, amerikanischen, schwedischen und schweizer Versuche über die Stoßwirkungen der rollenden Lasten auf Brückentragwerk, schliesslich die neuesten Versuche der Reichsbahndirektion Breslau mit geschweißten Schienenstößen. Zusammenfassend kann über das Ergebnis der neuen Versuche an ausgeführten Bahnbrücken gesagt werden: Je klarer die Gliederung der räumlichen Tragwerke, um so sicherer ist die Erfassung der Kräfte. Zentrische Stabanschlüsse, steif vernietete Knotenpunkte, rahmenartige Verbindungen wirken im günstigsten Sinne, die Spannungen verteilend und mildernd. Von größter Wichtigkeit ist die steife, durchgehende und lastverteilende Ausbildung der Fahrbahn zur Verringerung der Stoßwirkungen, der Durchbiegungen und der Nebenspannungen. Das wirkungsvollste Mittel zur Abschwächung der Stöße ist die Durchführung des Schotterbetts; nächst dem können die dynamischen Wirkungen durch Schweißung der Schienenstöße erheblich herabgesetzt werden. Die wissenschaftliche Versuchsforschung hat sich als wertvolles Mittel zur Erzielung technisch einwandfreier, wirtschaftlich betriebssicherer, vorteilhafter Bauweisen erwiesen.

Einen Markstein in der Geschichte der eisernen Eisenbahnbrücken bilden die im Mai 1922 vom Reichsverkehrsministerium herausgegebenen Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken, in der erstmals die bisher in der Gesamtfassung und den Einzelheiten recht verschiedenen Bestimmungen der Länderbahnen zu einer einheitlichen Vorschrift zusammengefasst worden sind. Für neue Brücken wurde der 25 t Lastenzug eingeführt, da von den bisher gültigen Lastenzügen, auch der schwerste, der preussische

20 t Lastenzug, durch die neuzeitliche Entwicklung des Lokomotivbaus als überholt angesehen werden darf. Die Entwicklung der Lokomotivgewichte und der Belastungsannahmen für die eisernen Eisenbahnbrücken Württembergs ist auf Taf. 7 dargestellt. Mit dem neuen 25 t Lastenzuge ist auch den Zukunftsforderungen weitgehend Rechnung getragen. Zum Ausgleich hat man die zulässigen Spannungen so hoch wie nur möglich angenommen, um den Werkstoff bis zur äußerst zulässigen Grenze ausnützen zu können. Die Werkstoffausnützung der nach den neuen Reichsbahnvorschriften berechneten Brücken ist nur 18 bis 25% höher als bei Anwendung der früheren Berechnungsvorschriften der Länderbahnen. Voraussetzung für die Zulassung der höheren Spannungen sind tadellose, gleichmäßige Beschaffenheit des Werkstoffs, sorgfältigste Verarbeitung und Behandlung des Werkstoffs in der Werkstatt, genauester Zusammenbau auf der Baustelle, nach einwandfreien bis in alle Einzelheiten durchgearbeiteten Entwürfen. Die Forderungen können bei dem heutigen Stand der Eisenbautechnik erfüllt werden.

Gegen Ende des 19. Jahrhunderts wurde durch die Aufnahme und zunehmende Verwendung des Betons der Massivbrückenbau wieder wettbewerbsfähig. Tüchtige Ingenieure haben die Betontechnik entwickelt, den Betonbrückenbau durch die Erfindung neuer Konstruktionsformen und Ableitung zuverlässiger Berechnungsmethoden bereichert. Die ersten gewölbten Brücken in Bruchsteinmauerwerk mit Zementmörtel sind von den Franzosen gebaut worden, z. B. 1855 bis 1856 die 50 m weit gespannte Marnebrücke auf der Strecke Paris—Mühlhausen. Den französischen Vorbildern folgen die galizischen Bruchsteinbrücken der Bahnlinie Stanislaw—Woronienska, darunter die Pruth-Brücke bei Jaremeze mit 65 m Weite. In Deutschland sind bemerkenswert die Steinbrücken der Höllentalbahn zwischen Neustadt und Donaueschingen, darunter die Gutachbrücke mit 64 m Weite (1899 bis 1900). Musterbeispiele gelungener Massivbrücken finden wir ferner in der Schweiz an der Albula-Bahn und der Bodensee-Toggenburgbahn. Im Jahre 1880 wurden die ersten Betongewölbe für Bahnbrücken in Sachsen auf der Berggießhübler Bahn gebaut, wobei Köpcke für die flachgespannten Betongewölbe erstmals Wälzelenke aus Stein und Beton verwendete. Leibbrand (Stuttgart) führte Bleiplatten- oder Stahlgelenke aus. Die Gelenke wurden teils offen gelassen, teils nach dem Ausrüsten der Gewölbe vergossen. Die ersten großen Betonbrücken mit Stahlgelenken wurden von der bayrischen Staatsbahnverwaltung über die Iller bei Kempten mit Spannweiten der Hauptbogen von 64,5 m gebaut. Die größte Eisenbahnbrücke Deutschlands ist wohl die viergleisige Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstadt (1912 bis 1913 erbaut) mit flachgespannten Dreigelenkbogen in Stampfbeton für die Flußöffnung von 61,56 m lichte Weite bei  $\frac{1}{10}$  Pfeilverhältnis.

Der große Aufschwung der Massivbauweise setzt mit der Eisenbewehrung des Betons ein. Während bisher nur Wölbtragwerke in Beton erstellt werden konnten, war es im Eisenbeton möglich, auch Balkenbrücken und rahmenartige Tragwerke für die kleinen und mittleren Spannweiten zu bauen. Aus dem Bauhandwerk erwuchs mit der Verbreitung der Eisenbetonbauweise eine neue Industrie. Praxis und Wissenschaft wetteiferten in der Förderung der neuen Bauweise. So sind bald sichere Grundlagen für die Ausbildung neuer Bauformen und die weitgehende Ausnützung der Baustofffestigkeiten geschaffen worden. Die Vervollkommnung der Baumethoden durch maschinelle Hilfsmittel und die Anpassung des Bauvorgangs an die Eigenart der Bauweise brachte eine weitere Verbilligung, gleichzeitig eine Hebung der Güte des Betons und eine Verkürzung der Bauzeit. Die Eisenbahnverwaltungen haben sich lange Zeit gegen den Eisenbeton ablehnend verhalten. Die Stofswirkungen der Fahrzeuge wurden durch Herabsetzen der zulässigen Spannungen berücksichtigt, der Risikofahr durch die Begrenzung

der Betonzugspannungen vorgebeugt. Die erste Verwendung fand der Eisenbeton unter Industriegleisen, für Platten- und Plattenbalkenabdeckungen von Bahnsteigunterführungen, Gepäck-tunneln und kleineren Straßunterführungen. Weiterhin hat sich die Eisenbewehrung bei den Gewölben eingebürgert. Wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons liefs sich unter Bahngleisen die Betondruckfestigkeit nur in wenigen Fällen ausnützen; erst durch die Eiseneinlagen hat man wirtschaftliche Gewölbeformen auch für die schwersten Lastenzüge erzielt. Die bewehrten Gewölbe wurden schlanker und elastischer, die Spannungen, die durch Wärme und Schwinden entstehen, verringert. Beispielsweise sind bewehrte Gewölbe bei den Talbrücken der Nebenbahn Schorndorf—Welzheim (1906 bis 1808) zur Ausführung gekommen. Eine noch weitergehende Ausnützung der Betonfestigkeit wurde erzielt durch die Auflösung der Gewölbe in schmale Bogenrippen, die bei beschränkter Konstruktionshöhe über die Fahrbahn heraufgeführt werden können, was das Anwendungsgebiet der Eisenbetonbauweise im Brückenbau bedeutend erweitert hat. Zu den ersten Ausführungen dieser Art gehören die Rhônebrücke bei Chippis und die Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Tübingen (1909) mit bewehrten Dreigelenkbogen mit 34 m lichter Weite und  $\frac{1}{12}$  Pfeilweite. Auffallend ist, daß in Deutschland die Gewölbe mit steifen Eiseneinlagen nach Professor Melan bei Bahnbrücken kaum Anwendung gefunden haben, obwohl sie durch die Einsparung des Lehrgerüsts und die bessere Ausnützung der Eisen infolge der Vorspannung große wirtschaftliche Vorteile bieten. Daß die Massivbrücken mit eisernen Tragwerken wettbewerbsfähig sind, zeigt sich am besten darin, daß bei Brückenverstärkungen alte Eisenwerksüberbauten durch gewölbte Bauwerke ersetzt werden. In großem Maßstab ist dies auf der Gotthardbahn geschehen, wo auf der Bergstrecke Erstfeld—Bellinzona über 30 eiserne Überbauten durch Massivbauten ersetzt worden sind. Die Generaldirektion der Württembergischen Staatsbahnen und die Baudirektion der Tauernbahn wagten es, Eisenbetonbalkenbrücken auch für Hauptbahnen zu bauen. Bemerkenswerte Rahmenkonstruktionen für schiefe Gleisüberschneidungen in mehreren Stockwerken sind anlässlich des Bahnhofumbaus Stuttgart vor der Bahnhofeinfahrt beim englischen Garten gebaut worden. Auch an andern Ausführungen, so bei der Überführung der Gäubahn über die Feuerbacher Gleise auf dem Nordbahnhof Stuttgart und der Überführung der Rems- und Murrbahn über Gleise der Neckarbahn auf Bahnhof Cannstatt hat sich die auf Säulen gestellte Fahrbahnkonstruktion in Eisenbeton gegenüber reiner Eisenbrücke oder ausbetonierten Walzträgern auf Betonmauern als wirtschaftlich überlegen gezeigt. Wegen der geringen Anpassungsfähigkeit an wechselnde Betriebsbedürfnisse und wegen der Schwierigkeit späterer Verstärkung kommen Eisenbetonausführungen nur für solche Bauwerke in Frage, bei denen in absehbarer Zeit Änderungen ausgeschlossen sind.

Die Entwicklung des Brückenbaus ist noch nicht abgeschlossen. Eine heute noch nicht übersehbare Umgestaltung werden die hochwertigen Baustoffe bringen, im Massivbrückenbau die hochwertigen Zemente, im Eisenbrückenbau die hochwertigen Stahlsorten. In beiden Fällen handelt es sich um Ausnützung von Fortschritten in der Hüttentechnik, die schon vor dem Krieg gemacht worden sind, aber erst heute zur vollen Auswirkung gelangen. Für die hochwertigen Zemente hat sich schon vor 10 Jahren Staatsbahnrat Spindel, Innsbruck eingesetzt. In Deutschland hat Professor Dr. Gehler, Dresden die Entwicklung gefördert. Von Zementen kommen in Deutschland die hochwertigen Portlandzemente, weniger die Schmelzemente in Betracht. Sie liefern hohe Endfestigkeiten, bis 600 kg/qm nach 180 Tagen und erreichen nach kurzer Abbindezeit die für das Ausrüsten erforderliche Mindestfestigkeit von 200 kg/qm nach zwei Tagen. Die Anwendung der hoch-

wertigen Zemente ist besonders vorteilhaft bei allen Eisenbahnbauten, die möglichst schnell dem Betrieb übergeben werden müssen oder die während des Baus Betriebsbeschränkungen oder Betriebsunterbrechungen (Brückenverstärkungen) notwendig machen. Ihre Anwendung ist weiterhin angezeigt bei Ausbesserungen an Pfeilern und Widerlagern, beim Auswechseln beschädigter Auflagerquader und für das Untergießen der Lager und bei Betonierungsarbeiten in kalter Jahreszeit. Die bei den geringen Mengen kaum ins Gewicht fallenden Mehrkosten des hochwertigen Zements werden durch die Verkürzung der Bauzeit und die Möglichkeit, wenige Tage nach der Fertigstellung mit voller Geschwindigkeit fahren zu können, mehr als ausgeglichen. Die zulässigen Beanspruchungen der mit hochwertigem Zement erstellten Bauwerke dürfen unbedenklich nach dem Maß der durch Versuche nachgewiesenen Druckfestigkeit erhöht werden, wodurch sich Ersparnisse an Massen und Kosten erzielen lassen.

Die Verwendung hochwertiger Stahlsorten im Brückenbau zur Verringerung des Eigengewichts ist ebenfalls schon länger bekannt. Im Jahre 1908 wurde die erste Eisenbahnbrücke auf der Strecke Oberhausen—Dorsten von der Gutehoffnungshütte in Nickelstahl gebaut. Die größte und schönste Hängebrücke Deutschlands in Köln wurde von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ebenfalls in Nickelstahl erstellt (1915). Bei einer nachgewiesenen Baustofffestigkeit von 5500 bis 6500 kg/qcm, einer Mindeststreckgrenze von 3500 kg/qcm, einer Mindestdehnung von 18 $\frac{0}{10}$ , einer Mindesteinschnürung von 40 $\frac{0}{10}$  sind bei der letzteren Brücke um 60 $\frac{0}{10}$  höhere Beanspruchungen gegenüber Flußeisen von Regelgüte zugelassen worden. Bei den gewaltigen Brücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal und zwar bei der Rendsburger Drehbrücke und der Mittelloffnung der Hochbrücke von Hochdorn hat Vofs erstmals hochgeköhlten Baustahl mit einer Festigkeit von 4000 bis 5100 kg/qcm, einer Streckgrenze von 3000 kg/qcm und einer Dehnung von 20 $\frac{0}{10}$  verwendet, dabei um 20 $\frac{0}{10}$  erhöhte Spannungen gegenüber Flußeisen zugelassen und die wirtschaftliche Überlegenheit dieses Werkstoffs nachgewiesen. Das österreichische Arbeitsministerium hat 1913 Versuchsreihen durchgeführt, um die in österreichischen Werken erzeugten hochwertigen Baustähle und zwar sowohl Kohlenstoffstahl als Nickelstahl auf ihre Eignung für den Brückenbau zu prüfen. Die Versuche wurden auf Nietverbindungen, auf gewalzte und genietete Träger und Druckstäbe ausgedehnt. Sie ergaben, daß ein hochwertiger Flußstahl von 5000 bis 6000 kg/qcm Bruchfestigkeit und 20 $\frac{0}{10}$  Bruchdehnung dem Nickelstahl nicht viel nachsteht und daß unbedenklich um 40 $\frac{0}{10}$  erhöhte Beanspruchungen gegenüber Flußeisen zugelassen werden dürfen. Seit 1915 hat Professor Dr. Gehler, Dresden, angeregt durch Beobachtungen in Nordamerika, für die weitergehende Verwendung des hochwertigen Baustahls geworben und ist darin von Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. (Koppenberg und Pieper) unterstützt worden. Dr. Ing. Bohny von der Gutehoffnungshütte, der eifrigste Vorkämpfer für die Verwendung hochwertiger Stähle, hat über die Wirtschaftlichkeit der Anwendung der Baustähle im Brückenbau Berechnungen angestellt und die Eignung für große Spannweiten nachgewiesen. Der Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 13. Mai 1924 über Verwendung des hochwertigen Baustahls für Brücken und Ingenieurhochbauten dürfte für die künftige Entwicklung von entscheidender Bedeutung werden. Möglich ist, daß in wenigen Jahren für Eisenbahnbrücken vorwiegend Baustahl zur Verwendung kommt und daß den geschichtlichen Perioden des Gusseisens, Schweißeisens, Flußeisens eine neue Periode des Baustahls folgen wird. Die volkswirtschaftliche Auswirkung wird erst voll eintreten, wenn durch die Umstellung der Hüttenwerke die Erzeugungskosten des hochwertigen Baustahls noch weiter verbilligt werden und die Einführungsschwierigkeiten der Behandlung und Verarbeitung überwunden sind.

Während im 19. Jahrhundert die Bauweisen und Konstruktionsformen zu hoher Blüte entwickelt wurden, treten heute im verarmten Deutschland wirtschaftliche Erwägungen in den Vordergrund. Man sucht durch möglichst freien Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen, Bauarten, Bauformen die wirtschaftlichste Lösung in jedem Einzelfall zu finden. Dem Wirtschaftler gilt diejenige Lösung als die beste, die dem vorgeschriebenen Zweck unter Einrechnung der Lebensdauer und des Unterhalts mit dem geringsten Kostenaufwand technisch am vollkommensten genügt. Mit der Erfüllung dieser Forderung wird sich aber die Allgemeinheit bei den Kunstbauten nicht begnügen. Die Eisenbahnbrücken über Flüsse, Täler, Gebirgsschluchten, über Straßen und Schiffsfahrtswege sind wohl in erster Linie Zweckbauten, aber sie treten doch in engere Beziehungen zur Umgebung als sonstige Schöpfungen der Architekten und Ingenieure im Wohn- oder Industriebau. Eine dem öffentlichen Verkehr dienende Brücke soll der örtlichen Eigenart, dem Landschafts- oder Stadtbild gerecht werden. Nur wenn der Schöpfer einer Brücke das örtliche Landschafts- oder Stadtbild in sich aufgenommen hat, wird es ihm gelingen, den Kunstbau anständig und harmonisch einzufügen, so daß er schließlich als Selbstverständlichkeit dasteht, und man ihm die Schwierigkeiten des Entwurfs, der Berechnung und Ausführung nicht mehr ansieht.

In der stürmischen Entwicklungszeit ging den Ingenieuren mit der Vertiefung in die statischen und konstruktiven Aufgaben, im Kampf mit Herstellungs-, Verarbeitungs-, Aufstellungsschwierigkeiten der Blick für die künstlerische Gestaltung der Brücken mehr und mehr verloren. Die Eisenbahningenieure kümmerten sich wenig um die Örtlichkeit. Man findet die gleichen Muster für Flach- und Hochbrücken im alten Stadtbild und freier Flußlandschaft, im hügeligen Gelände und im Gebirge. Man baute billig und solid, stellte die bekannten Trägerformen nach Art des Steinbalkens auf Pfeilern und Widerlagern zu Brücken zusammen; höchstens daß die Hauptöffnung mit großer Spannweite durch die größere Trägerhöhe hervorgehoben wurde. Man hatte wohl von Anfang an die Empfindung gehabt, daß die eisernen Eisenbahnbrücken hart und fremd in der Landschaft stehen und die alten Stadtbilder nicht zum Vorteil verändern und versuchte deshalb durch architektonisches Beiwerk den ungünstigen Eindruck zu verwischen. Architektonische Zutaten an Pfeilern und Widerlagern: Torhäuschen, Steinmasken, figürlicher Schmuck, Blechornamente, Wappenschilder waren beliebte Mittel zur Verschönerung. Später versuchte man mit Formeisen — materialgerecht bearbeitet und behandelt — die Bedeutung der wichtigsten Bauglieder herauszuheben, die statische Wirkung durch Schmuckformen augenfällig zu machen. Allen diesen Versuchen blieb ein Erfolg versagt. Am besten gelungen waren immer noch die Lösungen, bei denen der Ingenieur es wagte, unabhängig von herrschenden Geschmacks- und Stilrichtungen, seine Konstruktion unverhüllt zu zeigen. Heute ist man sich in Deutschland einig, daß die künstlerische Wirkung der Brücken nicht erreicht werden kann durch Nachahmung, Übertragung, Zusammenstellung bekannter Trägerformen und Typen, durch äußerliche Zutaten, durch Verkleidung oder Verputz. Man verlangt Einfachheit, Klarheit und Sachlichkeit der Formen, organisch aus dem Baustoff und der Konstruktion entwickelt und lehnt bewußt alles Gesuchte, Gekünstelte und Verwickelte ab. Vorbildlich sind die primitiven Pfahljochbrücken, die warm anheimelnden, überdachten Holzbrücken, die schönen, alten Steinbrücken, die bei aller Dürftigkeit der Form, Ausführung und Unterhaltung sich jeder Umgebung anschmiegen, nie unschön, aufdringlich und störend wirken.

Auch der einfachste Blechbalken auf eisernen Stützen oder massiven Pfeilern kann gute Wirkung haben. Die aufgelöste Eisenkonstruktion ist erträglich, wenn die Bedeutung

des Tragwerks als Ganzes und der einzelnen Tragglieder verständlich ist. Gegenüber der gewölbten Brücke mit ihrer geschlossenen Massenwirkung gewinnt das weitgehend aufgelöste Eisentragwerk durch Leichtigkeit, Kühnheit und Eleganz der Erscheinung. Die Linienführung der Gurte bestimmt den Umriss und damit den Ausdruck des Bauwerks. Das wichtigste bleibt aber doch immer die Fahrbahn. Sie muß deutlich hervortreten. Die frei gestützte oder frei aufgehängte Fahrbahn ist als Ausdrucksform jeder andern Anordnung überlegen. Die mittlere Lage der Fahrbahn durchschneidet das Haupttragwerk und beeinträchtigt die Gesamtwirkung. Um bei den Hauptträgern ruhige Wirkung zu erzielen, ist das Netzwerk der Ausfachung klar und harmonisch durchzubilden. Die Querschnitte sind sorgfältig gegeneinander abzuwägen. Ohne ausgebildetes Formgefühl und vollständige Beherrschung des Stoffs wird keine schöne Eisenbrücke entstehen.

Bei den Massivbrücken ist die Aufgabe einfacher. Die Hauptformen, Platte, Tragbalken und Gewölbe sind so, daß auch das ungeschulte Auge des Laien ihre statische Wirkung erkennt. Bogenstellungen und Rahmen ohne gesuchte statische und konstruktive Klügeleien ergeben immer eine gute Wirkung. Bei Steinbrücken in Quader- und Bruchsteinmauerwerk werden die Sichtflächen durch die Fugen, die Verschiedenheit der Steine in Größe, Gefüge und Tönung belebt. Beton- und

Eisenbetonbrücken für Eisenbahnen brauchen weder Verkleidung noch Verputz. Man soll ruhig den Betoncharakter zeigen, höchstens durch besondere Behandlung und Bearbeitung des Vorsatzes die Sichtflächen beleben. In der künstlerischen Gestaltung der Brücken, der Einpassung in die Umgebung waren die Alten Meister und wir können noch viel von ihnen lernen.

Die deutsche Reichsbahnverwaltung steht heute wieder vor großen und schwierigen Aufgaben. Durch die zunehmende Verwendung schwerer Lokomotiven und die Einführung der Großgüterwagen werden hochgesteigerte Anforderungen an die Brücken gestellt. Zahlreiche Verstärkungen, Um- und Neubauten sind notwendig. Die Elektrisierung der Bahnen wird noch weitere Umwälzungen bringen. Für die Lösung der Aufgaben stehen gut geschulte Helfer zur Verfügung. Der zu höchsten Leistungen fähigen deutschen Industrie öffnet sich ein dankbares Betätigungsfeld. Mit fortschrittlichem Geist, wissenschaftlicher Gründlichkeit und zähem Arbeitswillen wird an der Höherentwicklung des Brückenbaus gearbeitet. Durch das Zusammenfassen aller Kräfte sollten Brückenbauwerke entstehen, die nicht nur betriebstechnisch einwandfrei und wirtschaftlich vorteilhaft sind, sondern auch in künstlerischer Hinsicht hochgestellten Anforderungen genügen und sich damit würdig an die von den Altmeistern deutscher Brückenbaukunst geschaffenen Vorbilder anschließen.

## Die neuen Lastenzüge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und die Verstärkung der Brücken.

Von Dr. Ing. e. h. Schaper.

Hierzu Abb. 1 auf Tafel 8 und Abb. 13 auf Tafel 9.

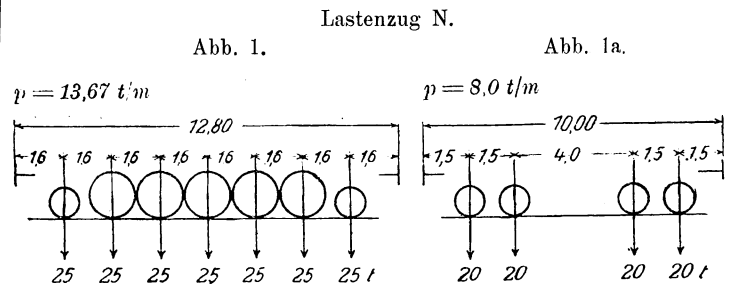
Gleich nach der Verreichlichung der Deutschen Eisenbahnen wurden die Arbeiten zur Schaffung einheitlicher Vorschriften für die Berechnung und den Entwurf der eisernen Eisenbahnbrücken aufgenommen. Zu diesem Entschluß führte die Erkenntnis, daß es dringend notwendig sei, die eisernen Brücken, diese empfindlichen Glieder in der Kette der Streckenbauwerke, künftig nach einheitlichen Gesichtspunkten und unter Zugrundelegung von Belastungsannahmen, die der Entwicklung des Fahrzeugbaues Rechnung tragen, zu bauen.

Bei der Festlegung der neuen Lastenzüge, d. h. der der Berechnung der eisernen Brücken zugrunde zu legenden Lastengruppen aus Lokomotiven und Wagen, ließ man sich von der Tatsache leiten, daß man bisher bei der Annahme von Lastenzügen der raschen Entwicklung des Fahrzeugbaues zu wenig Rechnung getragen hatte und daß die Eigenart der verschiedenen Reichsbahnstrecken und des von ihnen zu bewältigenden Verkehrs auch die Festsetzung verschiedener Lastenzüge erheische.

Man war sich darüber klar, daß trotz der Ungunst der gegenwärtigen Verhältnisse die Deutsche Reichsbahn in absehbarer Zeit vor der Aufgabe stehen würde, einen schweren Massenverkehr zu bewältigen, da der feste Wille Deutschlands zum Wiederaufstieg nur über den Weg der Arbeit, der Produktion und des Verkehrs zum Ziele führen kann. Man teilte die Reichsbahnstrecken nach dem ihnen zufallenden Verkehr und nach ihren Steigungsverhältnissen grundsätzlich in drei Gattungen ein, in sogenannte N-, E- und G-Strecken. N-Strecken sind solche, die einen schweren Massenverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben und — abgesehen von einzelnen kurzen Steilrampen — Steigungen von 1:100 und mehr besitzen. Unter E-Strecken sind solche zu verstehen, die einen schweren Massenverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben und günstigere Steigungsverhältnisse als 1:100 besitzen, und alle Strecken, die einen durchgehenden Schnellzugverkehr aufweisen oder in absehbarer Zeit zu erwarten haben. Alle übrigen Strecken gehören zur Gattung G. Auf den N-Strecken kann der schwere Massenverkehr wegen der ungünstigen Steigungsverhältnisse nur mit sehr schweren Lokomotiven bewältigt werden. Auf den E-Strecken genügen zur

Bewältigung des schweren Massengüter- oder Schnellzugverkehrs leichtere Lokomotiven als auf den N-Strecken. Auf den G-Strecken kann der Verkehr mit noch leichteren Lokomotiven bewältigt werden. Für die Festsetzung der Gewichte und Abmessungen der Güterwagen der Lastenzüge war die Überlegung maßgebend, daß bei der Beförderung schwerer Massengüter sich hohe wirtschaftliche Leistungen nur dann erzielen lassen, wenn der schwere Massengüterverkehr in geschlossenen Zügen von Großgüterwagen bewältigt wird.

Nach diesen Gesichtspunkten wurden für die drei Streckengattungen die drei Lastenzüge N, E und G festgesetzt. Der N-Lastenzug (Abb. 1 und 1a) besteht aus zwei Tenderlokomotiven von den in der Abb. 1 dargestellten Abmessungen und



Achslasten und einseitig oder zweiseitig angehängten Großgüterwagen von den in der Abb. 1a wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten. Die Belastung der N-Lokomotive für das lfd. m beträgt 13,67 t, die der Großgüterwagen 8 t. Der E-Lastenzug setzt sich zusammen aus zwei Tenderlokomotiven von den in der Abb. 2 dargestellten Abmessungen und Achslasten und einseitig oder zweiseitig angehängten Großgüterwagen von den in der Abb. 1a wiedergegebenen Abmessungen. Soweit die in der Abb. 2a angegebene Lastgruppe ungünstigere Spannungen hervorruft, ist sie an Stelle der E-Lokomotive der Berechnung zugrunde zu legen. Die Belastung der E-Lokomotive für das lfd. m beträgt 8,89 t. Der Lastenzug G besteht aus zwei Tenderlokomotiven von den in der Abb. 3 dargestellten

Abmessungen und Achslasten oder an ihrer Stelle aus zwei Großgüterwagen (Abb. 1a) mit einseitig oder zweiseitig angehängten Güterwagen von den in der Abb. 3a wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten oder schließlich aus einer Tenderlokomotive (Abb. 3), zwei einseitig angehängten Großgüterwagen (Abb. 1a) und aus an diese sich anschließenden Güterwagen (Abb. 3a). Die Belastung der G-Lokomotive für das lfde. m beträgt 8,18 t und die der Güterwagen (Abb. 3a) 4 t.

Abb. 2. Lastenzug E.

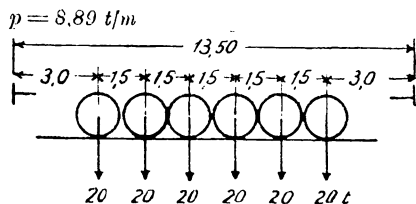


Abb. 2a.

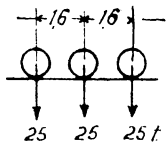


Abb. 3. Lastenzug G.

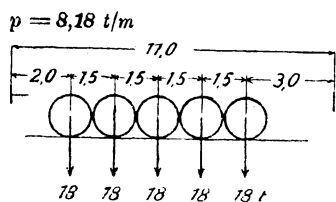
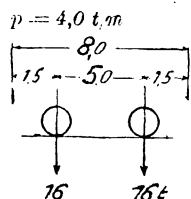


Abb. 3a.



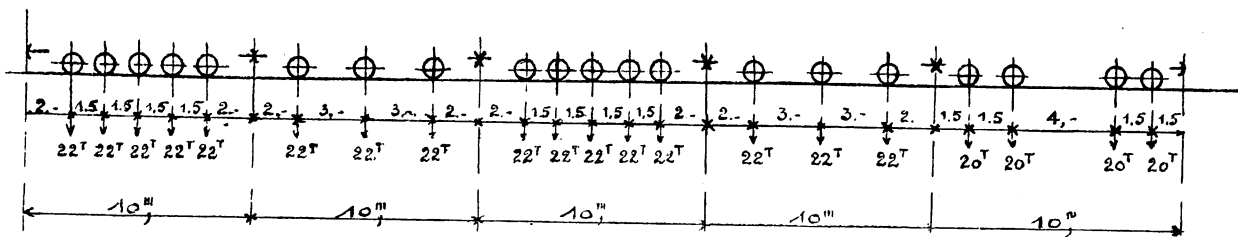
Die N-Lokomotive mit 7 Achsen von je 25 t Gewicht wird sicher in absehbarer Zeit nicht von schwereren Bauarten überholt werden, sie vereinigt in sich aller Wahrscheinlichkeit nach das Höchstmaß an Gewicht, das bei der vorgeschriebenen und durch die vielen Kunstbauten festliegenden Umgrenzung des lichten Raumes möglich ist. Auf den amerikanischen Eisenbahnen verkehren zwar schon heute Lokomotiven, die höhere Achsdrücke als die N-Lokomotive aufweisen: diese hohen Achsdrücke sind aber nur durch Ausnutzung der größeren Abmessungen der Umgrenzung des lichten Raumes erreicht worden. Der N-Lastenzug weist aus dem angegebenen Grunde auch keine Lastgruppe von einzelnen höheren Achsdrücken auf. Dagegen ist beim E-Lastenzuge eine Lastgruppe von drei

im April 1924 wurde den Verbandsverwaltungen der in der Abb. 4 dargestellte Lastenzug für die Berechnung der eisernen Brücken auf den dem internationalen Verkehr dienenden Linien empfohlen. Er besteht aus zwei Lokomotiven mit Tendern und einseitig angehängten Großgüterwagen von den in der Abb. 4 wiedergegebenen Abmessungen und Achsdrücken. Die Belastung der Lokomotiven für das lfde. m beträgt 11 t, liegt also ungefähr in der Mitte zwischen den Belastungen für das lfde. m der N- und E-Lokomotiven. Die Belastung der Lokomotiven und Tender zusammen beträgt 8,8 t, also ungefähr soviel wie die der E-Lokomotiven. Die Abmessungen und Achsdrücke der Großgüterwagen entsprechen genau denen des Lastenzuges N oder E.

Die endgültige Einreihung der Reichsbahnstrecken in die drei Gattungen ist in Arbeit. Die Reichsbahndirektionen haben aber schon einseitig ihre Strecken in N-, E- und G-Strecken nach dem Zukunftsprogramm eingeteilt, die erwünschten Zukunftsgattungen der Strecken in Übersichtskarten farbig kenntlich gemacht und neben den einzelnen farbig gekennzeichneten Strecken in punktierten Farbenstrichen den tatsächlichen Zustand der Strecken hinsichtlich der Tragfähigkeit der Brücken und in gestrichelten Farbenstrichen den tatsächlichen Zustand der Strecken hinsichtlich der Tragfähigkeit des Oberbaues dargestellt. Auf diese Weise sind außerordentlich wertvolle Übersichten geschaffen, aus denen hervorgeht, wo am dringendsten Abhilfe geboten ist.

Nach der endgültigen Einteilung der Reichsbahnstrecken wird der planmäßige Ausbau der N-, E- und G-Strecken ins Auge gefasst werden müssen. Hoffentlich werden sich die wirtschaftlichen Verhältnisse dann soweit gebessert haben, daß die Mittel für die Durchführung dieses planmäßigen Ausbaues bereitgestellt werden können. Auf den N-Strecken sind alle Brücken, die dem N-Lastenzuge nicht genügen, grundsätzlich nach dem N-Lastenzuge zu verstärken oder neu zu bauen. Auf den E-Strecken sollen alle für den Lastenzug E zu schwachen Brücken entweder nach dem Lastenzug E verstärkt oder nach dem Lastenzuge N neu gebaut werden. Für die Neubauten auf den E-Strecken glaubte man sich nicht auf den E-Lastenzug beschränken zu dürfen, weil die Entwicklung der E-Lokomotive zu schwereren Bauarten möglich und auch wahrscheinlich ist. Auf den G-Strecken müssen alle dem Lastenzuge G nicht genügenden Brücken nach dem Lastenzuge G verstärkt oder nach dem Lastenzuge E neu gebaut werden. Aus demselben Grunde wie bei den E-Strecken glaubte man

Abb. 4. Lastenzug des internationalen Eisenbahnverbands.



Achsdrücken zu 25 t vorgesehen worden, weil bei der E-Lokomotive später einzelne Achsen möglicherweise höhere Achsdrücke als 20 t erreichen werden und weil bei Berücksichtigung dieser Lastgruppe die eisernen Überbauten, namentlich auch in der Fahrbahn, solche Abmessungen erhalten, daß einzelne N-Lokomotiven auf ihnen verkehren können, was nötig ist, um die N-Lokomotiven überall von den Herstellungsorten und von den Ausbesserungswerkstätten zu ihren Verwendungsorten ohne zu große Beengtheit in den Wegen befördern zu können.

Die Festsetzung einheitlicher Lastenzüge für den Ausbau der großen Durchgangsstrecken für den internationalen Verkehr war auch schon Gegenstand der Verhandlungen des internationalen Eisenbahnverbandes. Bei den Beratungen hierüber in Florenz

sich für die Neubauten der G-Strecken nicht mit dem Lastenzuge G begnügen zu dürfen.

Leider sind noch viele Strecken vorhanden, die weit unter der Gattung G liegen. Schuld an diesem Zustande sind namentlich die durch den Krieg und seine Nachwehen geschaffenen Verhältnisse. Um auch diese schwachen Strecken nach dem Grad ihrer Tragfähigkeit unterscheiden zu können, sind sie in drei weitere Gattungen eingeteilt, in H-, I- und K-Strecken. Oberbau und Brücken genügen auf den H-Strecken dem H-Lastenzuge, der gleich dem 0,9fachen des G-Lastenzuges ist, und auf den I-Strecken dem gleich dem 0,8fachen des G-Lastenzuges gesetzten Lastenzuge I. Alle Strecken, die dem I-Lastenzuge nicht genügen, sind K-Strecken.



Es gilt nun vor allem, auf diesen Strecken alle die Brücken, die unter den jetzt auf ihnen verkehrenden Betriebsmitteln in einer den Betrieb gefährdenden Weise beansprucht werden, zu verstärken oder neu zu bauen. Der Umbau dieser schwachen Brücken wird seit Mai 1924 mit Nachdruck betrieben und soll schnell und zielbewußt in den nächsten Jahren fortgesetzt werden. An großen Brückenbauten, die aus dem genannten Anlaß in der Ausführung begriffen oder eingeleitet sind, seien genannt:

1. Die Elbebrücke bei Hämerten  
(Abb. 1a und 1b auf Taf. 8).

Der Überbau ist ein Gerberträger, der als ein geschlossenes Ganzes die ganze Weite von Deich zu Deich überbrückt. Die oberen und unteren Gurtungen der Überbauten aller Öffnungen laufen parallel. Die Überbrückungskraft der Überbauten über den größeren Öffnungen tritt durch die größeren Höhen der Überbauten in die Erscheinung. Die Übergänge zwischen den oberen Gurtungen der verschiedenen hohen Überbauten werden durch schräge Abstufungen der Obergurte über den Pfeilern geschaffen. Die Brückenform paßt in die flache Landschaft der Elbeniederung sehr gut hinein.

2. Die Norderelbebrücke bei Hamburg.

Die neuen Überbauten in Gestalt von Zweigelenkbogen mit Zugband treten an die Stelle der alten Lohseträger.

3. Die Elbebrücke bei Meissen.

An die Stelle von drei Halbparallelträgern mit tiefliegender Fahrbahn tritt ein über drei Öffnungen durchlaufender Parallelträger mit halbversenkter Fahrbahn.

4. Die Warnowbrücke bei Niex in der Nähe von Rostock.

An die Stelle eines Gerberträgers mit tiefliegender Fahrbahn tritt ein Auslegerträger mit hochliegender Fahrbahn.

5. Die Emsbrücke bei Weener (Abb. 13 auf Taf. 9).

Der neue Überbau besteht aus Parallelträgern in Auslegerträgerform und einer Scherzer-Klappbrücke, deren Rollkranz auf dem benachbarten Überbau abrollt.

6. Die Lechbrücke bei Hochzoll.

An die Stelle von parallelgurtigen Gitterträgern über zwei Öffnungen tritt ein Zweigelenkbogen mit Zugband über einer Öffnung.

7. Die Neckarbrücke bei Rottweil.

Der neue zweigleisige Überbau ist ein Fachwerkträger mit tiefliegender Fahrbahn.

8. Viadukt bei Hornberg.

Der eiserne, aus Gitter- und Fachwerkträgern bestehende Viadukt wird durch einen steinernen ersetzt.

Der Umbau der für den gegenwärtigen und zukünftigen Verkehr zu schwachen Brücken erfordert erhebliche Mittel. Um diese auf ein Mindestmaß zu beschränken, sind verschiedene Maßnahmen ergriffen worden:

1. In den »Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken« ist oberster Leitsatz, alle Kräftwirkungen bis ins kleinste zu verfolgen, dafür aber auch mit den zulässigen Beanspruchungen so hoch zu gehen, wie es irgendwie verantwortet werden kann, um aus dem Baustoff herauszuholen, was ihm irgendwie zugemutet werden kann. Die genannten

Grundlagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft werden in dieser Hinsicht von den Brückenberechnungsvorschriften der anderen großen Eisenbahnverwaltungen nicht erreicht. Sie sind von mancher sachverständigen Stelle aus als »kühn« bezeichnet worden.

2. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft setzt in Gemeinschaft mit dem Deutschen Eisenbau-Verband die Versuche zur Ermittlung der zweckmäßigsten und wirtschaftlichsten Ausbildung baulicher Einzelheiten der eisernen Brücken fort. Die wichtigsten Versuche dieser Art beziehen sich auf die Anschlüsse steifer Stäbe und die Knicksicherheit gedrückter Stäbe.

3. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat eingehende Versuche zur einwandfreien Ermittlung der dynamischen Wirkungen der Fahrzeuge eingeleitet, um diese Wirkungen in zutreffender Weise, d. h. vor allem nicht zu hoch in der Rechnung berücksichtigen zu können. Versuche zur Beantwortung der Frage, ob durch Schweißen der Schienenstöße auf den eisernen Brücken sich die Stosswirkung der Fahrzeuge herabmindern lasse, sind mit dem Ergebnis durchgeführt worden, daß fraglos das Schweißen der Schienenstöße einen sehr günstigen Einfluß auf die Beanspruchung der eisernen Brücken ausübt. Zahlenmäßig ließe sich dieser Einfluß noch nicht genau erfassen, da die vorhandenen Spannungs- und Schwingungsmesser keine unbedingt zuverlässigen Ergebnisse liefern, wie Vergleichsversuche mit den gebräuchlichen Spannungs- und Schwingungsmessern erwiesen haben. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat deshalb zur Erlangung zuverlässiger Meßinstrumente der genannten Art jüngst ein Preisausschreiben mit ansehnlichen Preisen veranstaltet. Mit der besten Art der Spannungs- und Schwingungsmesser sollen dann später die Versuche zur Ermittlung der dynamischen Wirkungen der Fahrzeuge wieder aufgenommen werden.

4. Es sind Bruchversuche mit ausgebauten alten Brücken angestellt und weitere solche Versuche angeordnet worden, um aus ihnen neue Anhaltspunkte für die zweckmäßige und wirtschaftliche Gestaltung der baulichen Ausbildung der eisernen Brücken zu gewinnen.

5. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat einem Baustoff, der edler als das seit 1895 für die Eisenbauten verwendete Flußeisen ist, dem sogenannten hochwertigen Baustahl die Wege geebnet. Sie hat dies in der festen Überzeugung getan, daß sie durch Einführung des hochwertigen Baustahls selbst erhebliche wirtschaftliche Vorteile erzielen und der deutschen Volkswirtschaft einen großen Dienst erweisen wird. Der hochwertige Baustahl hat eine Bruchhaftigkeit von 48 bis 58 kg/qmm; während die des Flußeisens zwischen 37 und 44 kg/qmm liegt. Dadurch, daß dem neuen Baustoff gegenüber dem Flußeisen eine um 30% höhere Beanspruchung zugemutet werden kann, werden die Brücken aus dem hochwertigen Baustahl erheblich leichter als die aus Flußeisen. Der Abnahme des Gewichts entspricht zwar nicht eine gleiche Abnahme der Kosten, da der edlere Baustoff naturgemäß teurer als der weniger edle ist. Immerhin springen schon jetzt trotz des Aufpreises für den hochwertigen Baustahl bei seiner Verwendung nicht unerhebliche Ersparnisse heraus, die sich im Laufe der Zeit steigern werden, da wohl sicher damit gerechnet werden kann, daß sich bei Erhöhung der Herstellungsmenge und bei größerer Vertrautheit mit der Herstellungsart der gegenwärtige Aufpreis senken wird.

## Berechnung von Druckstäben.

Von Reichsbahnoberrat Dr. Ing. Kommerell im Eisenbahnzentralamt in Berlin.

Über das Knickproblem ist schon außergewöhnlich viel geschrieben worden, ich glaube aber sagen zu können, daß wenigstens für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft das Problem nunmehr zu einem gewissen Abschluß gekommen ist, nachdem die

bekanntesten Versuche des Deutschen Eisenbauverbands und v. Bachs über die Knickspannungen Klarheit geschaffen haben, und nachdem man sich im Knickausschuß über die verschiedenen Vorschläge geeinigt hat. Dabei ist die von Professor Dr. Ing. Gehler

eingeführte »Gebrauchsformel«\*) für den unelastischen Bereich mit dem  $\omega$ -Verfahren der Deutschen Reichsbahn in Einklang gebracht, auch ist im wesentlichen meinen, vom Standpunkt der Reichsbahn aufgestellten Forderungen\*\*) Rechnung getragen. Die Einigung ist auf folgender Grundlage erzielt:

1. Die Knickspannungen  $\sigma_K$  werden wie in den »Berechnungsgrundlagen«\*\*\*) angenommen, der Elastizitätsmodul E wird jedoch bei Flußstahl St 37 (Flußeisen 37 bis 45 kg/qcm) mit  $E = 2100000$  kg/qcm in die Rechnung eingeführt.

Die Knickspannungen von  $\lambda = 0$  bis  $\lambda = 60$  werden gleich der Spannung an der Quetschgrenze (= mittlere Streckgrenze) gesetzt. Von  $\lambda \geq 100$  gelten die Eulerwerte. Es ist nun ziemlich gleichgültig, ob man für den Bereich zwischen  $\lambda = 60$  und  $\lambda = 100$  die Knickspannungslinie geradlinig, wie es nach den »Berechnungsgrundlagen« geschieht, annimmt oder ob man einen allmählichen Übergang in einer gekrümmten Linie zugrunde legt, denn dies drückt sich — wie aus dem folgenden hervorgeht — nur in der Knicksicherheit aus, die aber bei dem bekannten  $\omega$ -Verfahren nicht mehr im einzelnen nachgewiesen zu werden braucht.

2. Die für den Eisenhochbau entweder nach der »Gebrauchsformel« oder nach dem  $\omega$ -Verfahren ermittelten Werte müssen dieselben sein wie im Eisenbrückenbau.

3. Bei der Grundspannung  $\sigma_{zul} = 1400$  kg/qcm (zulässige Zug- und Biegungsspannung bei Flußstahl St 37) soll die Knicksicherheit innerhalb des elastischen Bereichs (Eulerwerte)  $\nu = 3,5$  sein. (Derselbe Knicksicherheitsgrad wird bei anderen Stahlsorten und bei denselben Belastungsannahmen gefordert, die »Grundspannung« wird jedoch im Verhältnis der mittleren Streckgrenzen erhöht.)

4. Für  $\lambda = 0$  soll die zulässige Druckspannung  $\sigma_{dzul}^0$  gleich der »Grundspannung«  $\sigma_{zul}$  (im obigen Beispiel = 1400 kg/qcm) sein.

5. Die Druckspannungen  $\sigma_{dzul}$  zwischen  $\lambda = 0$  und  $\lambda = 100$  liegen auf einer Parabel, die ihren Scheitel bei  $\sigma_{dzul} = \sigma_{zul}$  hat und die durch den Punkt  $\sigma_{dzul}^{100}$  geht. (Von dieser Parabel leitet Professor Dr. Ing. Gehler seine »Gebrauchsformel« ab, die die von Ostenfeld†) eingeführten »Profilwerte« benützt.)

6. Wenn wegen anderer Belastungsannahmen die »Grundspannungen«  $\sigma_{zul}$  herauf- oder herabgesetzt werden, so ist die Knicksicherheit  $\nu$  sowohl im elastischen als auch im unelastischen Bereich im Verhältnis der Grundspannungen zu erniedrigen oder zu erhöhen.

(Dies führt dazu, daß bei demselben Werkstoff bei allen Belastungsfällen dasselbe  $\omega$  gilt.)

Im folgenden wird nun das  $\omega$ -Verfahren der Deutschen Reichsbahn und die »Gebrauchsformel« nach dem jetzigen Stand entwickelt.

**I. Mittiger Kraftangriff.**

**A.  $\omega$  Verfahren.**

Ist J das Trägheitsmoment, F der Stabquerschnitt (wobei die Nietlöcher der Druckstäbe nicht abzuziehen sind) und  $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$  der Trägheitshalbmesser, so ist bei mittigem Kraft-

\*) Siehe »Die Baunormung« vom 15. März 1924.  
 \*\*) Siehe »Der Bauingenieur« 1924, Seite 150.  
 \*\*\*) Siehe Vorschriften für Eisenbauwerke, Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken (kurz »Berechnungsgrundlagen« genannt). Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1925.  
 †) Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1902, S. 1858.

angriff die errechnete Längskraft P je nach dem Schlankheitsgrad  $\lambda = \frac{S_K}{i}$  und dem Baustoff mit der entsprechenden, in der Tafel I angegebenen Knickzahl  $\omega$  zu multiplizieren. Für jeden Druckstab ist der Wert  $\omega$  mal Schwerpunktsspannung  $= \frac{\omega \cdot P}{F}$  nachzuweisen und dem Wert  $\sigma_{zul}$  (= zulässige Zug- und Biegungsspannung, beispielsweise (= 1400 kg/qcm) gegenüberzustellen.

Es soll also sein

1) . . . . .  $\sigma = \omega \cdot \frac{P}{F} \leq \sigma_{zul} (\leq 1400).$

Die Knickzahl  $\omega$  kann aufgefaßt werden als der, die Knickverhältnisse berücksichtigende Beiwert, mit dem die Druckkraft P multipliziert werden muß, damit der Stab wie ein gewöhnlicher Zugstab behandelt werden kann.

**1. Knickspannungen  $\sigma_K$ .**

Nach den »Berechnungsgrundlagen« sind die Endpunkte der von einer Wagerechten aus aufgetragenen Knickspannungen  $\sigma_K$ , d. h. der Schwerpunktsspannungen im Augenblick des Ausknickens zwischen  $\lambda = 0$  und  $\lambda = 60$  auf einer im Abstände  $\sigma_s$  (Spannung an der mittleren Quetschgrenze) zur Abszissenachse (Textabb.) gezogenen Parallelen, bei  $\lambda \geq 100$  auf der Eulerlinie

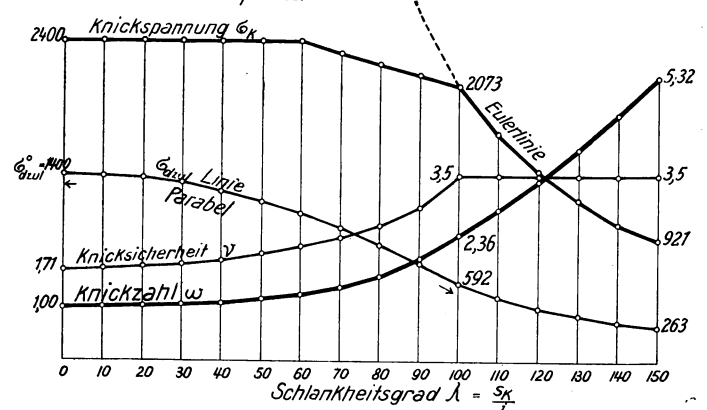
2) . . . . .  $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

**Mittiger Kraftangriff**

1)  $\sigma_{dzul} = \frac{P}{F}$   
 2)  $\sigma = \omega \cdot \sigma_{dzul} = \omega \cdot \frac{P}{F} \leq \sigma_{zul} (= 1400)$

**Außermittiger Kraftangriff**

3)  $\sigma = \omega \cdot \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul}$



und zwischen  $\lambda = 60$  und  $\lambda = 100$  auf einer die genannte Parallele mit der Eulerlinie verbindenden Geraden anzunehmen. Z. B. ergibt sich für Flußstahl St 37 mit einer mittleren Streckgrenze  $\sigma_s = 2400$  kg/qcm, einem Elastizitätsmaß  $E = 2100000$  kg/qcm die in der Abb. 1 dargestellte Knickspannungslinie. Die entsprechenden Werte  $\sigma_K$  sind in der Zahlentafel I für die verschiedenen Schlankheitsgrade zwischen  $\lambda = 0$  und  $\lambda = 150$  angegeben. Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als  $\lambda = 150$  dürfen im allgemeinen nicht verwendet werden.

**2. Knicksicherheit  $\nu$ .**

Bezeichnet  $\nu$  den Grad der Knicksicherheit, so besteht zwischen der Knickspannung  $\sigma_K$  und der zulässigen Druckspannung  $\sigma_{dzul}$  die Beziehung:

3) . . . . .  $\nu = \frac{\sigma_K}{\sigma_{dzul}}$

Für  $\lambda \geq 100$  soll (bei  $\sigma_{zul} = 1400$ )  $\nu = 3,5$  sein. Die Knicksicherheit braucht in den Festigkeitsberechnungen nicht nachgewiesen zu werden.

3. Knickzahl  $\omega$ .

Setzt man die zulässige Druckspannung

$$4) \dots \dots \dots \sigma_{dzul} = \frac{P}{F},$$

so muß nach oben die zulässige Zug- und Biegungsspannung

$$5) \dots \dots \dots \sigma_{zul} = \frac{\omega \cdot P}{F} = \omega \cdot \sigma_{dzul}$$

sein. Hieraus wird die Knickzahl

$$6) \dots \dots \dots \omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{dzul}} = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_K} \cdot \nu.$$

4. Zulässige Druckspannungen  $\sigma_{dzul}$ .

Für Stäbe mit  $\lambda \geq 100$  wird aus 3)  $\sigma_{dzul} = \frac{\sigma_K}{\nu} = \frac{\sigma_K}{3,5}$ . Die  $\sigma_{dzul}$ -Werte ergeben sich aus den Eulerwerten mit  $E = 2100000$  kg/qcm wie in Tafel I angegeben. Z. B. für  $\lambda = 100$  bei Flusstahl St 37  $\sigma_{dzul}^{100} = \frac{2073}{3,5} = 592$  kg/qcm.

Für  $\lambda = 0$  soll die zulässige Druckspannung  $\sigma_{dzul}^0 = \sigma_{zul}$  (zulässige Zug- und Biegungsspannung) sein, also z. B. = 1400 kg/qcm bei Flusstahl St 37.

Die Werte  $\sigma_{dzul}$  für  $\lambda \leq 100$  erhält man, indem man (s. Abb. Seite 106) den Punkt  $\sigma_{dzul}^0$  mit  $\sigma_{dzul}^{100}$  durch eine Parabel mit dem Scheitel bei  $\lambda = 0$  verbindet. Im vorliegenden Fall (Flusstahl St 37) ist  $\sigma_{dzul}^{100} = 592$ . Die Gleichung der Parabel lautet

$$7) \dots \dots \dots \lambda^2 = 2p (\sigma_{dzul}^0 - \sigma_{dzul}^{100}).$$

Für  $\lambda = 100$  wird  $2p = \frac{10000}{\sigma_{dzul}^0 - \sigma_{dzul}^{100}}$ , also

$$8) \dots \dots \dots \lambda^2 = \frac{10000}{\sigma_{dzul}^0 - \sigma_{dzul}^{100}} (\sigma_{dzul}^0 - \sigma_{dzul}).$$

Für Flusstahl St 37 wird  $\lambda^2 = \frac{10000}{1400 - 592} (1400 - \sigma_{dzul})$ , woraus

$$9) \dots \dots \dots \sigma_{dzul} = 1400 - 0,0808 \lambda^2 \text{ für } \lambda \leq 100 \text{ und}$$

$$10) \dots \dots \dots \sigma_{dzul} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \nu} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000}{\lambda^2 \cdot 3,5} \text{ für } \lambda \geq 100.$$

Siehe Zahlentafel I, in der die Werte für hochwertigen Baustahl St < 58 sinngemäß berechnet sind.

Die Werte für die Knickzahl  $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{dzul}} = \frac{1400}{\sigma_{dzul}}$  gehen ebenfalls aus der Zahlentafel I hervor. Die Linien für  $\sigma_K$ ,  $\sigma_{dzul}$ ,  $\omega$  und  $\nu$  zeigt die Abbildung.

Ist bei demselben Werkstoff z. B. St 37 bei einem andern Belastungsfall I  $\sigma_{zul}^I = 1200$  kg/qcm, so ergeben sich die Knicksicherheiten  $\nu^I$ , da ja die Knickzahlen  $\omega$  dieselben sind,

$$\nu^I = \frac{1400}{1200} \cdot \nu \text{ und es wird ferner } \sigma_{dzul} = \frac{1200}{\omega}.$$

Siehe folgende Zahlentafel I.

Das  $\omega$ -Verfahren hat den großen Vorzug, daß es das Knickproblem sowohl im unelastischen als auch im elastischen Bereich in derselben Formel umfaßt, es ist überaus klar, einfach und leicht verständlich. Es dient hauptsächlich zum Nachweis der Spannungen, wenn der Querschnitt schon gefunden ist.

Für das Auffinden des Querschnitts selbst leisten die »Gebrauchsformeln« gute Dienste.

B. Gebrauchsformeln.

a)  $\lambda \leq 100$  — unelastischer Bereich.

Setzt man in Gl. 9)  $\sigma_{dzul} = \frac{P}{F_{erf}}$ , so wird bei Flusstahl

St 37 und  $\sigma_{zul} = 1400$  kg/qcm

$$\sigma_{dzul} = \frac{P}{F_{erf}} = 1400 - 0,0808 \lambda^2,$$

Zahlentafel I.

Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Zahlentafel I															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
	Flusstahl St 37; $\sigma_s = 2400$ ; $E = 2100000$						Hochwertiger Baustahl St 48 $\sigma_s = 3120$ ; $E = 2100000$									
	Knickspannung $\sigma_K$ $\lambda \leq 0 \leq 60$   $\sigma_K = 2400$   $\lambda \geq 60 \leq 100$ $\sigma_K = 2890,5 - 8,175 \lambda$   $\lambda \geq 100$   $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$						Knickspannung $\sigma_K$ $\lambda \leq 0 \leq 60$   $\sigma_K = 3120$   $\lambda \geq 60 \leq 100$ $\sigma_K = 4690,5 - 26,175 \lambda$   $\lambda \geq 100$   $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$									
	Bei $\sigma_{zul} = 1200$   Bei $\sigma_{zul} = 1400$ (Belastungsfall I)   (Belastungsfall II) wird $\sigma_{dzul} = \frac{\sigma_{zul}}{\omega}$						Bei $\sigma_{zul} = 1560$   Bei $\sigma_{zul} = 1820$ (Belastungsfall I)   (Belastungsfall II) wird $\sigma_{dzul} = \frac{\sigma_{zul}}{\omega}$									
	Knickzahl $\omega$						Knickzahl $\omega$									
	$\Delta \omega$ $\Delta \lambda$						$\Delta \omega$ $\Delta \lambda$									
	1,00	1,01	1,02	1,05	1,10	1,17	1,26	1,39	1,59	1,88	2,36	2,86	3,41	4,00	4,64	5,32
	1,00	1,01	1,02	1,05	1,10	1,17	1,26	1,39	1,59	1,88	2,36	2,86	3,41	4,00	4,64	5,32
	1400	1188	1176	1132	1091	1026	952	863	755	638	508	420	352	300	259	226
	1400	1392	1368	1327	1271	1198	1109	1004	883	746	592	489	411	350	302	263
0																
10																
20																
30																
40																
50																
60																
70																
80																
90																
100																
110																
120																
130																
140																
150																

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

woraus  $F_{\text{erf}} = \frac{P}{1400} + \frac{0,0808}{1400} \cdot F_{\text{erf}} \cdot \lambda^2$ ; mit  $\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{s_K}{\sqrt{\frac{J}{F_{\text{erf}}}}}$

wird

11) . . . .  $F_{\text{erf}} = \frac{1400}{P} + \frac{0,577}{10000} \cdot \frac{F_{\text{erf}}^2}{J} \cdot s_K^2$

Setzt man  $\frac{F_{\text{erf}}}{i^2} = \frac{F_{\text{erf}}^2}{J} = k$  (dem sog. Profilwert, der sich nur langsam mit dem Querschnitt ändert), so ergibt sich, wenn noch P in t,  $s_K$  in m eingesetzt wird, die Gebrauchsformel

12) . . . .  $F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,4} + 0,577 k \cdot s_K^2$  (Gebrauchsformel

bei  $\sigma_{\text{zul}} = 1400$ ).

In die Formel 12) sind für k zunächst Näherungswerte einzusetzen. (In der Hütte, 24. Auflage, Bd. I, S. 623 ist der Profilwert mit  $\xi$  bezeichnet, dort finden sich für einige Querschnitte Angaben). Nach vorläufiger Bestimmung von F und J ist mit dem genauen Wert von k die Rechnung zu wiederholen. Dabei ist darauf zu achten, daß für J das kleinste Trägheitsmoment einzusetzen ist. Statt den genauen Wert von  $F_{\text{erf}}$  nachzurechnen, kann auch aus dem zu berechnenden Schlankheitsgrad  $\lambda = \frac{s_K}{i}$  die Knickzahl  $\omega$  der Zahlentafel I entnommen

werden, womit sich dann die Spannung  $\sigma = \frac{\omega P}{F}$  ergibt, die dem Wert  $\sigma_{\text{zul}}$  gegenüberzustellen ist.

Die Gebrauchsformeln sind in Zahlentafel II für die verschiedenen Belastungsfälle und für verschiedene Baustoffe angegeben.

b)  $\lambda \geq 100$  — elastischer Bereich.

Bei  $\nu$ -facher Knicksicherheit ist

13) . . .  $\sigma_{\text{dzul}} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \cdot \nu} = \frac{P}{F_{\text{erf}}} = \frac{\pi^2 E \cdot J_{\text{erf}}}{s_K^2 \cdot F_{\text{erf}} \cdot \nu}$  daraus

Zahlentafel II. Gebrauchsformeln.

1	2	3	4	5
Schlankheitsgrad $\lambda$	Flussstahl St 37; $\sigma_s = 2400$ ; $E = 210000$		Hochwertiger Baustahl St 48; $\sigma_s = 3120$ ; $E = 2100000$	
	Belastungsfall I, $\sigma_{\text{zul}} = 1200$	Belastungsfall II, $\sigma_{\text{zul}} = 1400$	Belastungsfall I, $\sigma_{\text{zul}} = 1560$	Belastungsfall II, $\sigma_{\text{zul}} = 1820$
$\lambda \leq 100$ unelast. Ber.	$F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,2} + 0,577 k \cdot s_K^2$	$F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,4} + 0,577 k \cdot s_K^2$	$F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,56} + 0,675 k \cdot s_K^2$	$F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,82} + 0,675 k \cdot s_K^2$
$\lambda \geq 100$ elast. Ber.	$J_{\text{erf}} = 1,97 P \cdot s_K^2$	$J_{\text{erf}} = 1,69 P \cdot s_K^2$	$J_{\text{erf}} = 1,97 P \cdot s_K^2$	$J_{\text{erf}} = 1,69 P \cdot s_K^2$

Hierin ist P in t,  $s_K$  in m einzusetzen, um  $F_{\text{erf}}$  und  $J_{\text{erf}}$  in cm zu erhalten.

$k = \frac{F^2}{J}$  ist der „Profilwert“.

14) . . . .  $J_{\text{erf}} = \frac{\nu \cdot P \cdot s_K^2}{\pi^2 E}$

Beispielsweise wird im Belastungsfall II mit  $\sigma_{\text{zul}} = 1400$  kg/qcm bei Flussstahl St 37 und  $\nu = 3,5$

15) . . .  $J_{\text{erf}} = \frac{3,5 \cdot 10^7}{\pi^2 \cdot 2100000} P \cdot s_K^2 = 1,69 \cdot P \cdot s_K^2$ ,

wo J in cm<sup>4</sup>; P in t und  $s_K$  in m.

Beispiel. Eine Säule eines Hochbaus aus Flussstahl St 37 wird mit  $P = 32,6$  t bei einer Länge  $s_K = 4,00$  m belastet.

Es sollen zwei  $\square$ -Eisen verwendet werden, die so weit auseinander gerückt werden, daß die Trägheitsmomente, bezogen auf beide Hauptachsen, gleich groß werden. Für diesen Fall gibt Ostenfeld  $k = 1,2$  an; da die Berechnung zunächst ohne exzentrischen Lastangriff durchgeführt werden soll, so darf die Spannung den Wert  $\sigma_{\text{zul}} = 1200$  kg/qcm (Belastungsfall I) nicht überschreiten.

Nach Spalte 2 der Tafel II wird der erforderliche Querschnitt:

$F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,2} + 0,577 \cdot k \cdot s_K^2 = \frac{32,6}{1,2} + 0,577 \cdot 1,2 \cdot 4,0^2 = 27,17 + 11,08 = 38,25$  qcm.

Mit  $\square$  für den Eisenbahnwagenbau 14<sup>1/2</sup> wird

$F = 2 \cdot 19,8 = 39,6$  qcm,

$J = 2 \cdot 585 = 1170$  cm<sup>4</sup>

$K = \frac{F^2}{J} = \frac{39,6^2}{1170} = 1,34$ , also

$F_{\text{erf}} = 27,17 + 11,08 \cdot \frac{1,34}{1,20} = 27,17 + 12,37 = 39,54$  qcm.

Der gewählte Querschnitt genügt also für den Belastungsfall I.

Wollte man nach dem  $\omega$ -Verfahren die Spannung ermitteln, so wäre

$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{1170}{39,6}} = 5,435$

$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{400}{5,435} = 73,6$  ( $s_K$  in cm!).

(Es empfiehlt sich stets, auch wenn das  $\omega$ -Verfahren nicht angewendet wird, den Schlankheitsgrad  $\lambda$  zu ermitteln, damit man weiß, welche Gebrauchsformel anzuwenden ist.)

Spalte 3 und 4 der Tafel I liefern die Knickzahl

$\omega = 1,39 + 0,020 \cdot 3,6 = 1,46$ , damit wird die Spannung

$\sigma = \frac{1,46 \cdot 32600}{39,6} = \sim 1200$  kg/qcm (zulässig 1200).

**II. Außermittiger Kraftangriff.**

Bei Druckstäben mit außermittigem Kraftangriff oder bei Druckstäben, die neben einer mittigen Druckkraft von einem Biegemoment M beansprucht werden, darf die aus der Formel

16) . . . .  $\sigma = \frac{\omega \cdot P}{F} + \frac{M}{W_n}$

errechnete Kantenpressung (Randspannung) den entsprechenden Wert  $\sigma_{\text{zul}}$  nicht überschreiten ( $W_n =$  Widerstandsmoment des Stabquerschnitts mit Nietabzug). Die „Gebrauchsformeln“ können hier nicht verwendet werden.

**Eiserne Bahnbrücken unter bewegter Last.**

Von Dr. Heinrich Saller, Regensburg.

Noch nicht allzulange ist die Erkenntnis durchgedrungen, daß an Bauwerken unter bewegter Last neben der Statik auch die Dynamik zu ihrem Recht kommen muß. Die älteren, selbst

noch die in mittleren Jahren stehenden Ingenieure werden sich erinnern, an der Hochschule den Begriff »Dynamik« kaum vom Hörensagen kennen gelernt zu haben. Ich erinnere mich,

schon längst in der Ausübung stehend, Föppls »Dynamik« in die Hand bekommen und ihr mit Verwunderung entnommen zu haben, daß die für die Ausübung so wichtige Schwingungstheorie hier als völlig abgeschlossene Lehre sich förmlich neu auftut. Inzwischen hat sich die Aufmerksamkeit auf allen möglichen Gebieten, dem des Maschinenbaues, des Brückenbaues, des Eisenbahnoberbaues, ja selbst dem des Hochbaues, kurz, überall wo man es mit bewegten Lasten und deren Wirkungen zu tun hat, der Dynamik zugewendet. In neuerer Zeit ist das Fachschrifttum mit einer Flut von Mitteilungen über Theorie der Dynamik, über immer wieder neue Vorrichtungen zu Beobachtungen dynamischer Formänderungen und über Ergebnisse solcher Beobachtungen erfüllt. Die Sache beginnt sich schon fast zu einem Sonderfach auszubilden, dem der in allgemeiner Berufsausübung stehende Ingenieur nur schwer mehr zu folgen vermag.

Eine besonders hervorsteckende Rolle spielen die Wirkungen der bewegten Lasten an eisernen Bahnbrücken. Gerade hier empfindet man es längst als besonderen Rückstand, daß die dynamischen Einflüsse in hohen Prozentzahlen roh geschätzt werden müssen, während andererseits die statischen Belange bis ins Kleinste abgewogen werden können. Auf dem Gebiete der eisernen Bahnbrücken haben die letzten Jahre eine ganze Reihe von Aufsehen erweckenden Veröffentlichungen gebracht. Man scheint dabei immer mehr zu der Einsicht zu gelangen, daß die Wirkung der bewegten Last ein überaus verwickelter Vorgang ist, der sich aus einer ganzen Reihe von Einzelwirkungen zusammensetzt. Diese sechs bis sieben Einzelwirkungen lagern sich in Schwingungen übereinander und können mit ungleichen Vorzeichen auftreten, derart, daß sich ganz verschiedene Erscheinungen ergeben, selbst wenn ein und derselbe Zug mit gleicher Geschwindigkeit wiederholt über dieselbe Brücke fährt.

Von allen Seiten wird die Aufgabe angefaßt, vielfach tastend und suchend auf Wegen, die vermutlich nicht zum Ziele führen und wieder verlassen werden müssen; aber der Eifer, der aus allen diesen Bestrebungen zu Tage tritt, bürgt allein schon dafür, daß die Sache nicht zur Ruhe kommen wird, bis sie die Erledigung gefunden haben wird, die menschliche Erkenntnis beim heutigen Stand der Wissenschaft ihr zuteil werden lassen kann. Freilich wird der Erfolg weder schnell noch einfach sein. Nur der, der in die Verhältnisse der dynamischen Einflüsse keinen Einblick hat, wird von einer einmaligen, wenn auch groß angelegten Reihe von Versuchen und Beobachtungen einen schnellen, abschließenden Erfolg erwarten. Die Bauwerke, an denen wir mit unseren Beobachtungen ansetzen, sind ja alle ohne eingehende Kenntnis und Berücksichtigung dynamischer Gesichtspunkte erbaut. Stofsziffern, die wir an solchen, sagen wir, dynamisch mangelhaften Bauwerken feststellen, zu verewigen, kann nicht Aufgabe sein. Es kann sich zunächst nur darum handeln, daß an die Frage wenigstens einmal gründlich herangegangen wird und zwar nicht nur in einem Lande, sondern in möglichst vielen. Man wird dann — und soweit sind wir eigentlich schon — erkennen, daß die Aufgabe erst bei näherer Befassung ihre ganzen Schwierigkeiten enthüllt. Man wird aber dabei sicherlich auf einzelne Gesichtspunkte und Erfahrungen kommen, die sich verwerten lassen. Man wird z. B. erkennen, daß wir die Eisenbahnbrücken von den Schienenstößen zu befreien suchen müssen; man wird einsehen, daß das Übel da angepackt werden muß, wo es auftritt, nämlich an der Fahrbahn, und daß wir hier ein stoßmilderndes Mittel — sagen wir z. B. eine durchlaufende kräftige Holzslangchwelle mit Pappelholzplattenschutz oder ähnliches — einlegen müssen. Man wird weiter vielleicht bemerken, daß wir uns in den Trägerhöhen unter vermehrtem Stoffaufwand durchwegs einer gewissen Beschränkung befleißigen müssen, und daß wir den auf Biegung beanspruchten Gliedern

überall eine gewisse Mindestformänderung sichern müssen. Man wird noch auf manches andere kommen. Man wird auf neue Brücken an Hand dieser Beobachtungen neue Grundsätze anwenden und vielleicht zum Teil an bestehenden Brücken einzelne dieser Grundsätze nachträglich anwenden. Man wird an diesen neuen oder abgeänderten Brücken wieder Beobachtungen anstellen, man wird manches gebessert finden, manche Enttäuschungen erleben, neue Schwierigkeiten hervortreten sehen. So wird man im Laufe vieler Jahre der Lösung immer näher kommen, aber es wird immer ein vielleicht nicht unbedeutender Bodensatz übrig bleiben, den wir in ein Stofszifferbecken hineingießen müssen. Hierfür spricht schon der Umstand, daß wir ja nicht allein von den Eigenschaften der Brücken selbst, die wir bis zu einem gewissen Grade in der Hand haben, sondern auch von den Unregelmäßigkeiten der Fahrzeuge abhängig sind. Aber dieser Bodensatz wird immer kleiner werden und der gegenwärtige Zustand, wobei wir statisch an mm und kg knausern und dynamisch roh nach Tonnen schätzen, wird einem besseren Platz machen. Und wenn die, die nach uns kommen, vielleicht in 10 oder 20 Jahren wieder einen Rückblick anstellen, dann werden sie erkennen, daß sie dem Ziel näher gekommen sind, daß aber immer noch zu tun übrig ist. Aber nicht nur Beobachtung und Erfahrung allein wird den Ausschlag geben, sondern, von diesen befruchtet, wird die Theorie mitzuarbeiten und vielleicht das entscheidende Wort zu sprechen haben.

Hand in Hand mit den Beobachtungen und Arbeiten im Brückenwesen werden die an Eisenbahnoberbau zu gehen haben. Dieser unterliegt ja genau den nämlichen Verkehrsbelastungen und Einflüssen wie die Brücken; die Verhältnisse liegen hier nur etwas anders. Einerseits ist die Trägerform eine einfachere, andererseits aber die Belastungsform in Ermangelung fester Auflagerung eine viel verwickeltere.

Alle bisherigen Beobachtungen scheinen vor allem darunter zu leiden, daß mit Feuereifer mitten in die Sache gegangen wird, ohne daß genügende Sicherheit über die Grundlage, die Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit der Meßwerkzeuge besteht. Diese Meßwerkzeuge nehmen immer mehr eine Vielgestaltigkeit an, die nach einer sorgfältigen Sichtung und Ausscheidung alles Unzulänglichen verlangt. Die schweizerischen Bundesbahnen haben ein ganzes Heft allein über ihre Meßapparate für Brückenuntersuchungen zusammengestellt. Neuerlich scheinen vom Zentralamt Berlin Versuche unternommen worden zu sein, die die Brauchbarkeit einer Reihe von Meßwerkzeugen mit Namen von gutem Klang, z. B. des zur Zeit viel genannten und in Benützung befindlichen holländischen Okhuizen-Spannungsmessers, für Brückenbeobachtungen in Zweifel ziehen und zunächst anscheinend den Geigerschen Spannungsmesser und Vibrographen an die erste Stelle rücken\*). Es ist natürlich sehr bedauerlich, wenn einstweilen geleistete, umfangreiche Beobachtungsarbeit sich nachträglich deshalb als verfehlt erweist, weil das verwendete Meßwerkzeug nicht einwandfrei war.

Ein weiterer Mangel scheint darin zu liegen, daß man sich bezüglich der zu beobachtenden Verkehrslasten immer wieder so gut wie ausschließlich auf Lokomotiven beschränkt. Um zum Ziele zu gelangen, wird man immer vom Einfachen auszugehen und von da erst auf das Verwickeltere überzugreifen haben. Das Einfachste ist aber die Einzellast. Bei den Lokomotiven stehen die Lasten so dicht, daß sie in ihren Wirkungen schon bei kleinen Tragwerken einander übergreifen. Diese Wirkungen sind durch die hin und her gehenden Massen so beeinflusst, daß sie Zeichen der Unberechenbarkeit an sich tragen. Die Bauarten der Lokomotiven sind sowohl im Vergleich zwischen den einzelnen Ländern als auch innerhalb der Länder

\*) Der Aufsatz ist schon vor einiger Zeit geschrieben. Inzwischen hat das Zentralamt ein Preisausschreiben erlassen.

selbst so verschieden, daß Vergleichsmöglichkeiten von vornherein erschwert sind. Die Lokomotiven sind natürlich schon deshalb nicht auszuschneiden, weil sie bei den Versuchen die bewegende Kraft darstellen, aber man sollte nie die Versuche auf Lokomotiven beschränken, sondern immer noch Wagen großen Radstandes, vielleicht auch Drehgestellwagen anhängen. Man könnte sogar Normale für solche Beobachtungszüge aufstellen, die allgemein eingehalten werden könnten.

Um der immer mehr aufdämmernden Erkenntnis von der Bedeutung der Dynamik für Beurteilung und Bau eiserner Brücken Ausdruck zu verleihen, hat kürzlich ein bekannter schweizerischer Brückeningenieur bezeichnenderweise das Wort geprägt, daß die Ingenieure, die eiserne Brücken berechnen, eigentlich nicht »Statiker«, sondern »Dynamiker« heißen sollten. Aber trotz aller heutzutage zum Ausdruck kommender Wertschätzung der Dynamik scheint es, als ob gerade die eigentlichen Grundbegriffe noch recht wenig in unser Unterbewußtsein eingedrungen wären. Die Bestrebungen, dynamische Einwirkungen an Bahnbrücken zu berücksichtigen, sind tatsächlich zunächst doch wohl fast ausschließlich dahin gerichtet, die Brücken zur Aufnahme von Lasten zu befähigen, die über die ruhenden hinausgehen. Zu diesem Zwecke werden Regeln für gewisse Stoszfziffern aufzustellen gesucht, die, als Faktoren den ruhenden Lasten zugestellt, den dynamischen Bedürfnissen Rechnung tragen sollen. Theoretisch ist dieser Weg doch wohl nicht richtig. Die dynamischen Einwirkungen, wie sie auch ihren verschiedenere Arten nach zergliedert werden mögen, sind alle keine Kräfte, sondern Arbeitsgrößen. Bei Berechnung von Bahnbrücken dynamische Grundsätze einzuführen, muß darauf hinausgehen, die Brücken instandzusetzen, äußere Stofs- oder Schwingungsarbeit aller Art in innere Formänderungsarbeit (Biegungs-, Druck-, Zugarbeit usw.) umzusetzen. Nun ist aber Arbeit unter allen Umständen ein Produkt aus Kraft und Weg. Daraus ergibt sich von selbst der Zwang, die äußere Arbeit sich auf einem gewissen Wege (Biegungspfeil, Dehnungs-, Zusammendrückungslänge usw.) verbrauchen zu lassen. Wird die Eisenkonstruktion nur für Aufnahme von Kräften befähigt, so kann sehr wohl der Fall eintreten, daß die innere Formänderungsarbeit gar nicht zur Geltung kommt, sondern daß Umsetzung in bleibende Formänderungen, Verhämmerungen, Nietlockerungen, Risse u. a., die wir zur Erhaltung des Bauwerkes ja gerade vermeiden sollen, eintritt. Beim Eisenbahnoberbau hat man für diesen Fall eine ganz bestimmte Bezeichnung. Man sagt, »der Oberbau fährt sich hart«, d. h. er verarbeitet die Stofsdrücke der Verkehrslasten nicht elastisch, sondern in bleibenden Formänderungen. Dabei ist die Elastizität ein zur Verkehrslast verhältnismäßiger Begriff. Ein Oberbau kann für eine Art von Verkehrslasten, für die er nicht berechnet ist, hart, für eine andere sich störungsfrei weich befahren. Ähnlich verhält es sich auch bei Brücken. Man darf hier die Frage, welche Formänderung das ist im allgemeinen welche Biegung, die ruhenden Verkehrslasten hervorrufen, nicht bei Seite lassen, denn diese Formänderung oder Durchbiegung gibt den Maßstab dafür, inwieweit Brücken über die ruhenden hinausgehende dynamische Formänderungen anzunehmen imstande sind.

Nun ist freilich diese Scheu, an die Frage der Formänderungsfähigkeit von Brücken offen heranzutreten, sehr wohl erklärlich. Je mehr ein Tragwerk Formänderungen zu leisten in der Lage ist, desto größer werden die unter der Einwirkung der Verkehrslasten selbst sich bildenden Formänderungen sein, desto größer wird aber auch der Spielraum für die tatsächlich unvermeidlichen Unregelmäßigkeiten und Schwankungen in diesen Formänderungen ausfallen. Derartige Unregelmäßigkeiten in den Formänderungen treten aber unter bewegten Lasten wiederum als Stosswirkungen in Erscheinung. Und daraus ergibt sich für Brücken im Einklang mit dem Eisenbahnoberbau

von selbst die Forderung, einmal die Formänderung möglichst in die Federung der Fahrzeuge zu legen, andererseits aber das Tragwerk instandzusetzen, ohne zu steif und zu starr zu sein, die Einwirkungen der Verkehrslasten in tatsächlich nicht zu großen Formänderungen zu verarbeiten, die die erforderliche Schonung der Tragwerke gewährleisten. Die Scheu, in den Vorschriften gewisse kleine Biegungen zuzulassen und dadurch das Zustandekommen innerer Formänderungsarbeit zu fördern, scheint zudem wissenschaftlich wenig begründet. Die Theorie (vergl. z. B. Dr. Zimmermann, Schwingungen eines Trägers unter bewegter Last) läßt darauf schließen, daß die regelmäßigen Wirkungen, welche aus der Fliehkraft der auf durchgebogenem Träger bewegten Masse entspringen, für die Ausübung recht niedrig sich ergeben werden. Zudem können diese Wirkungen durch Überhöhung der Fahrbahn gemildert werden. Die allgemein auf Gleichstellung innerer Formänderungsarbeit und äußerer Stofsarbeit aufgebaute Formel für die Stoszfziffer lautet:

$$\mu = 1 + \sqrt{\frac{2h}{y_1} \cdot \frac{m}{m + m_1} + 1}.$$

Diese Formel ist auf ein kleines  $y_1$  ungemein empfindlich. Theoretisch gibt sie für  $y_1 = 0: \mu = \infty$ . Es bedeutet das selbstverständlich nicht, daß über das ganze Tragwerk hin ungeheuer große Beanspruchungen zu erwarten sind, wohl aber, daß für zu kleines  $y_1$  die Voraussetzung elastischer Umsetzung äußerer Stofsarbeit in innere Formänderungsarbeit nicht mehr zutrifft und daß dafür rein örtlich bleibende und schädliche Formänderungen, d. s. Zerstörungen, Platz greifen.

Ich halte es nicht für überflüssig, mich gegen den bei einiger Übertreibung hier so leicht einzuflechtenden Vorwurf, daß damit möglichst nachgiebige Tragwerke vertreten seien, zu wehren. Ich bin davon weit entfernt, aber ich halte Formänderungsfähigkeit an Tragwerken nicht für etwas, was in unseren Brückenvorschriften nur in Form eines Verbotes aufzutreten hat, sondern für eine notwendige organische und in mäßigen Grenzen auch ungefährliche und günstige, ja unentbehrliche Eigenschaft. Die beruhigende Gewißheit, daß eine Brücke für weit über die ruhenden hinausgehende Beanspruchungen berechnet ist, hat wenig Wert, wenn nicht zugleich die Möglichkeit gewahrt bleibt, daß diese Beanspruchungen unter den schnell bewegten Lasten auch tatsächlich auftreten können und nicht durch schädliche, örtliche, bleibende Formänderungen ersetzt werden.

Wenn es mir mit all diesen Ausführungen gelingen sollte, um die Gefahr der Verketzerung als Vertreter absolut nachgiebiger Tragwerke herumzukommen, dann bitte ich mir, bei einer kurzen Durchsicht unserer neuesten »Vorschriften für Eisenbauwerke«, amtliche Ausgabe vom Jahr 1922, vom Standpunkte des oben herbeigewünschten »Dynamikers« zu folgen. Die Frage der Formänderungen findet sich in den genannten Vorschriften überhaupt kaum berührt, und wo es geschieht, nur im Sinne der Abwehr.

Unter III »Art der Berechnung« findet sich der Satz: »Die Fahrbahnlängsträger sind ebenso wie die Querträger samt ihren Anschlüssen möglichst steif auszubilden«. D. h. also: gerade für die Brückenteile, die in erster Linie dynamische Beanspruchungen anzunehmen haben, tritt in der Vorschrift die Sorge in den Vordergrund, sie möglichst steif zu machen. Leider werden sie aber dadurch zur Aufnahme von Stofsarbeit ungeeigneter. Man wird diesen Satz künftig vielleicht einmal als störend empfinden. Auch wenn man ihn aufnehmen will, sollte man doch bei dieser Gelegenheit zum Ausdruck bringen, daß die sich hier aufdrängenden Anforderungen der Dynamik irgendwie mit berück-

sichtigt werden müssen\*). Und Seite 40 heißt es: »Die von der Verkehrslast herrührende Durchbiegung soll in der Regel nicht mehr als  $\frac{1}{1000}$  der Stützweite betragen«. Auch diese Anordnung ist offensichtlich rein abwehrend gemeint. Der »Dynamiker« würde hier die Vorschrift eines Mindestmaßes der Durchbiegung erwarten\*\*).

Reuleaux\*\*\*) hat den nach unseren landläufigen Begriffen etwas befremdend anmutenden Satz bewiesen, daß das Gewicht eines auf dynamische Formänderung beanspruchten Körpers bei gleicher Tragkraft um so schwerer ausfallen muß, je mehr man durch geeignete Wahl der Querschnittsfläche den Bauteil nachgiebiger und sein Verhalten den äußeren Kräften gegenüber weniger starr zu machen sucht. Es folgt daraus, daß unter Querschnittsformen gleicher Tragkraft die statisch-wirtschaftlich günstigsten, welche bei geringstem Baustoffaufwand die geringste Formänderung ergeben und bei der hier hauptsächlich maßgebenden Biegung die Querschnittsmassen bzw. deren äußerste gespannte Fasern von der Nullachse möglichst zu entfernen suchen, für die Aufnahme von Stofsdrücken am ungünstigsten sind. Die Rücksichtnahme auf Stofsdrücke wird sich also bei allen auf Biegung beanspruchten Tragwerken in einer gewissen Einschränkung der Trägerhöhe äußern. Frühere Eisenbahnvorschriften, z. B. die alten bayerischen Vertragsbedingungen empfehlen gewisse Trägerhöhen in Beziehung zur Spannweite. Daß mit dieser Einschränkung eine Rücksichtnahme auf dynamische Gesichtspunkte beabsichtigt war, kam zwar nicht zum Ausdruck, tatsächlich aber war eine solche gegeben. Eine ähnliche, klar begründete Vorschrift möchte der Dynamiker auch für die neuen »Vorschriften für Eisenbauwerke« wünschen. Diese Vorschriften kennen im übrigen dynamische Rücksichten nur in der Form, daß sie die von den senkrechten Teilkräften der Eisenbahnverkehrslasten hervorgerufenen Momente, Querkkräfte und Stabkräfte mit einer nach der Stützweite abnehmenden Stofszahl multiplizieren. Von den beiden Faktoren, die die Arbeitsgrößen bilden, ist überall nur von der Kraft, nirgends auch vom Weg die Rede.

Es ist im Schrifttume vereinzelt schon die Rede gewesen von der mehr oder weniger guten Eignung verschiedener Tragwerks- und Belastungsformen vom Standpunkte der Aufnahme dynamischer Beanspruchungen. Es ist da nicht ohne Belang, den Nachweis zu erbringen, daß die verschiedenen

\*) Der Oberbaufachmann kehrt vom theoretischen Standpunkte immer wieder gern zu dem Gedanken des Langschwellerbaues zurück, der seine ganze Masse gleichmäßig in der Linie der von den Verkehrslasten ausgehenden Beanspruchungen und Stofsdrücken vereinigt und in bezug auf die zu erzielende Gleichmäßigkeit der Formänderungen außerordentlich bestechend wirkt. Die Gründe, die dazu führten, diese Oberbauform schließlichschließlich allgemein aufzugeben, lagen vor allem auf dem Gebiete der Entwässerung. Gerade diese Rücksicht fällt ja bei offenen eisernen Brücken weg. Man liest neuerdings wieder von Versuchen, zu dem Langschwellerbau, und zwar auf Holzschwellen, zurückzukehren. Wäre nicht gerade bei eisernen Brücken Gelegenheit, unter der Schiene eine kräftige Holzlangschwelle über die Brücke zu führen und bei der bekannten vorzüglichen Eignung des Baustoffes Holz, Stofsdrücke zu verarbeiten, wenigstens ein wirksames elastisches Zwischenglied zu schaffen. Zur Schonung der Langschwelle bei unmittelbarer Schienenauflagerung könnte vielleicht an die bekannten Pappelholzplatten gedacht werden.

\*\*) Bei Schaper „Eiserne Brücken“, IV. Aufl., S. 106 findet sich die Beziehung zwischen Trägerhöhe und richtiger Durchbiegung erwähnt, ohne daß aber der dynamische Sinn dieser Beziehung eingehend ausgeführt wird.

Die in der Nummer 5 der Technika i Ekonomika 1924 veröffentlichten russischen technischen Bedingungen der Planung von eisernen Eisenbahnbrücken enthalten die Bestimmung: die Trägerhöhe von Vollwandträgern muß so sein, daß die vorübergehende Biegung unter der Verkehrslast nicht geringer als  $\frac{1}{1250}$  (der Trägerlänge) ist. Auch sonst enthalten diese Bestimmungen einiges, was auf Berücksichtigung der Dynamik schließen läßt.

\*\*) Reuleaux, Abrifs der Festigkeitslehre für den Maschinenbau. Sonderdruck aus „Der Konstrukteur“, 5. Aufl. S. 55 f., S. 70 f. und S. 109 f.

einfachen Belastungsfälle vom Standpunkte des Baustoffaufwandes bei gleicher Nachgiebigkeit sich mit einfachen Wertziffern festlegen lassen. Es läßt sich einfach in Zahlen ausdrücken; in welchem Verhältnis der Baustoffaufwand bei gleicher Spannweite, Belastung, zulässiger Beanspruchung, Baustoff und Nachgiebigkeit sich für die verschiedenen Belastungsfälle stellt.

Die Formel vom Baustoffaufwand lautet:

$$V = C P f \frac{E}{\sigma^2},$$

worin C eine konstante Verbrauchsziffer, P die Last, f die Formänderung unter der Last, das Produkt P f die Nachgiebigkeit, E den Elastizitätsmodul und  $\sigma$  die zulässige Beanspruchung bezeichnet. Schon an anderer Stelle wurde nachgewiesen, daß sich das C zerlegen läßt in zwei Faktoren, von denen der eine lediglich von der Querschnittsform des Trägers und der andere lediglich vom Belastungsfall abhängt. Die Durchbiegung f für verschiedene Belastungsfälle ist gleich  $\frac{P l^3}{a E J}$ , wobei a ein mit den verschiedenen Belastungsfällen wechselnder Festwert ist.

Ferner ist  $\sigma = \frac{M}{W}$ , worin W das Widerstandsmoment und das Biegemoment  $M = b P l$ , wobei b wieder ein mit den verschiedenen Momenten und Belastungsfällen wechselnder Festwert ist



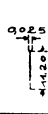


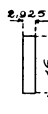

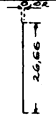






Setzt man ein, so wird  $V = \frac{C l W^2}{a b J}$  und da  $\frac{J}{W} = e$ , der

Abstand der äußersten gespannten Faser, und  $v = \varepsilon F l$  (wobei F die Querschnittsfläche, l die Länge und  $\varepsilon$  ein von der Trägerform abhängiger Wert, der für Träger gleichmäßigen Querschnitts gleich 1 ist), so ergibt sich die Verbrauchsziffer

$$C = \left( \frac{F e}{W} \right) a b^2 \varepsilon.$$

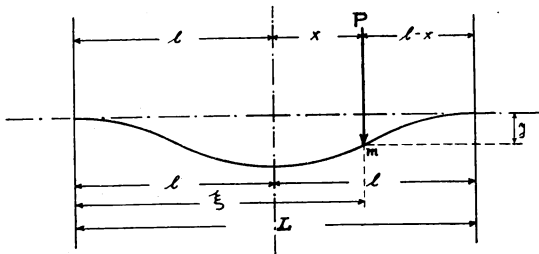
Der erste Klammerausdruck, der nur auf den Querschnitt bezügliche Größen enthält, bleibt sich bei geometrisch ähnlichen Gebilden gleich. Er ist z. B. für alle rechteckigen Querschnitte gleichmäßig gleich 3, für alle dreieckigen 4, für alle Dreiecke 8 usw. Für unsere Normal-I-träger bewegt er sich nur von 1,54 bei Pr. Nr. 8 bis 1,645 bei Pr. Nr. 60, für Differingenträger von 1,38 bei Pr. Nr. 18 B bis 1,633 bei Pr. Nr. 100 B. Die Verbrauchsziffer C ist also bei ähnlichem Trägerquerschnitt lediglich abhängig von dem Ausdruck  $a b^2 \varepsilon$ . Damit läßt sich für Träger gleichmäßigen Querschnitts eine einfache Bewertung der Belastungsfälle vom Standpunkte des Baustoffaufwandes geben (siehe die Zusammenstellung). Die betr. Ziffern sind schon in meinem Buche »Stofswirkungen an Tragwerken und am Oberbau im Eisenbahnbetriebe« S. 10/11 gegeben, ich möchte aber die Zusammenstellung wiederholen, einmal weil an vorerwähntem Orte bei gleichmäßig verteilter Belastung infolge Verwechslung der mittleren mit der größten Durchbiegung eine Berichtigung nötig ist, dann weil die dortige Zusammenstellung der Erweiterung fähig ist und schließlichschließlich, weil diese dynamische Wertung der Belastungsfälle hier in diesem Zusammenhange eine andere Bedeutung besitzen dürfte. Man erkennt an dem in der Zusammenstellung unten für zwei Durchbiegungsgrößen berechneten Beispiel leicht, daß sich die Baustoffaufwände wie die Bewertungsziffern der Belastungsfälle verhalten, daß doppelter Nachgiebigkeit P f durchwegs doppelter Baustoffaufwand entspricht, wie auch, daß wir bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeit einem bestimmten Zwang der Form unterliegen.

Eine Berücksichtigung dynamischer Gesichtspunkte im Brückenbau läßt sich nur durch erhöhten Baustoffaufwand erkaufen. Man wird also von einer genaueren Erforschung dynamischer Beanspruchungen möglicherweise eine Ersparnis im Baustoffaufwand nicht zu erwarten haben, wohl aber einen wirtschaftlichen Erfolg insofern, als

Belastungsfall	1	2	3	4	5	6	7	8
Mittlere Durchbiegung im Lastpunkte	$\frac{Pl}{EJ}$	$\frac{Pl^3}{3EJ}$	$\frac{Pl^3}{48EJ}$	$\frac{Pc^2c_1^2}{3lEJ}$	$\frac{7Pl^3}{768EJ}$	$\frac{Pl^3}{192EJ}$	$\frac{Pl^3}{20EJ}$	$\frac{Pl^3}{120EJ}$
Dem Trägerquerschnitt zu Grunde liegendes Grösstmoment	—	$Pl$	$\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pcc_1}{l}$	$\frac{3Pl}{16}$	$\frac{Pl}{8}$	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{Pl}{8}$
ab <sup>2</sup> dynamische Bewegungsziffer des Belastungsfalles	1	3	3	3	386	3	5	186
Gerechneter Querschnitt für Beispiel: P = 100 kg l = 100 cm E = 100000 kg/cm <sup>2</sup> σ = 40 kg/cm <sup>2</sup>	Biegunge- pfeil: f = 0,05 cm							
	f = 0,1 cm							

der Baustoff zweckentsprechender untergebracht und eine größere Sicherheit, ferner eine leichtere und billigere Unterhaltung der Brücken erreicht wird.

Zum Schlusse möchte noch eine Bemerkung angefügt werden, auf die ein Schriftwechsel mit Herrn Geh. Oberbaaurat Dr. Zimmermann geführt hat. Unter den regelmässigen Wirkungen der mit einer gewissen Geschwindigkeit auftretenden Verkehrslasten auf Tragwerke findet man vielfach getrennt aufgeführt die von der Fliehkraft der auf durchgebogenem Träger bewegten Masse hervorgerufenen Wirkungen und die Wirkung der mit grosser Geschwindigkeit auftretenden Belastung der Brücke an sich (unabhängig von der Durchbiegung). Beide Wirkungen sind identisch und gehen auf dieselbe Formelentwicklung zurück.



Für letztere Wirkung findet sich in meiner Schrift »Einfluss bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken« Seite 73 die Gleichung 80)

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + y \frac{3EJL}{v^2 t^2 (L - vt)^2} = P$$

(womit ich übrigens die rechte Seite der Gleichung berichtigen möchte, sie muß P, nicht 0, heissen)

In der Schrift von Dr. Zimmermann »Die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last« lautet auf Seite 5 die Grundgleichung

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{6EJ}{l^3} \frac{1}{mc^2} \frac{y}{\left(1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right)^2} - P \cdot \frac{1}{mc^2} = 0.$$

Hierin ist x von der Mitte des Trägers aus berechnet. Zunächst ist

$$\frac{1}{l^3 \left(1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right)^2} = \frac{1}{l^4 \left(1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right)^2} = \frac{1}{[(1+x)(1-x)]^2}$$

Um Übereinstimmung mit obiger Gleichung 80) herbeizuführen, werde nach nebenstehender Abbildung gesetzt  $1+x = \xi$ ;

$$1-x = L - \xi \text{ und } l = \frac{L}{2}.$$

Dann folgt

$$\frac{1}{l^3 \left(1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right)^2} = \frac{L}{\xi^2 (L - \xi)^2}$$

Dies in die Zimmermannsche Gleichung eingesetzt und mit  $mc^2$  auf beiden Seiten multipliziert, gibt

$$mc^2 \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{3EJLy}{\xi^2 (L - \xi)^2} - P = 0,$$

oder mit  $\xi = ct$ ,  $dx = d\xi = c dt$ :

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} + y \frac{3EJL}{c^2 t^2 (L - ct)^2} = P,$$

übereinstimmend mit obiger Gleichung 80), da c und v die



stellung.

Belastungsfall		9	10	11	12	13	14	15	16
Mittlere Durchbiegung im Lastpunkte		$\frac{Pl^3}{320EJ}$	$\frac{Pl^3}{720EJ}$	$\frac{Pl^3}{36EJ}$	$\frac{Pl^3}{120EJ}$	$\frac{Pl^3}{360EJ}$	$\frac{Pl^3}{720EJ}$	$\frac{Pl^3}{94,43EJ}$	$\frac{7Pl^3}{1152EJ}$
Dem Trägerquerschnitt zu Grunde liegendes Grösstmoment		$\frac{Pl}{8}$	$\frac{Pl}{12}$	$\frac{Pl}{3}$	0,128 Pl	$\frac{Pl}{7,5}$	$\frac{Pl}{10}$	$\frac{Pl}{6}$	$\frac{Pl}{12}$
ab <sup>2</sup> dynamische Bewertungsziffer des Belastungsfalles		5	5	4	1,966	6,4	7,2	2,62	1,143
Gerechtemer Querschnitt für Beispiel: P = 100 kg l = 100 cm E = 100000 kg/cm <sup>2</sup> σ = 40 kg/cm <sup>2</sup>	Biegungepteil: f = 0,05 cm								
	f = 0,1 cm								

gleiche Bedeutung der Fahrgeschwindigkeit haben. Man erhält also dieselbe Differentialgleichung, ob man zur Ableitung den Satz von der Zentrifugalkraft oder die allgemeinen Bewegungsgleichungen der Dynamik benutzt.

Diese klärende Bemerkung, die ich Herrn Geh. Oberbaurat Dr. Zimmermann verdanke, ist um so wertvoller, als die unberechtigte Trennung beider Wirkungen sich auch in allerlei Fachschriftwerke eingeschlichen hat.

### Messungen an Eisenbrücken und Massivbauwerken.

Von Reichsbahnrat Zosel, Dresden.

Hierzu Abb. 1 bis 18 auf Tafel 10 und Abb. 1 bis 4 auf Tafel 11.

Von der vormals Königl. Sächsischen Staatseisenbahnverwaltung ist von jeher den Kontrollmessungen sowohl an eisernen Brücken als auch in besonderen Fällen an Massivbauwerken großer Wert beigelegt worden. Das Brückenbaubüro der Reichsbahndirektion Dresden wurde deshalb auch schon frühzeitig verhältnismäßig gut mit Messinstrumenten ausgestattet.

Zu den schon früher beschafften Fühlhelapparaten traten um 1880 Fränkelsche Dehnungsmesser und bald darauf Durchbiegungszeichner. Auch die Leunerschen Horizontal-schwingungszeichner und die Drahtspannapparate wurden beschafft. Hierzu treten noch Köpckesche Feinmesslibellen, verbesserte Spannungszeichner nach Fränkel-Leuner und Mantelsche Spannungsmesser und Dehnungszeichner von Okhuizen. Ein besonderer Brückenprüfungszug war schon 1893 eingerichtet worden.

Das hauptsächlichste Gebiet für die Messungen sind die eisernen Brücken, von denen jede über 5 m Stützweite beim Neubau oder nach einer Verstärkung möglichst vor Inbetriebnahme einer Belastungsprobe unterzogen wird. Hierbei finden in erster Linie Durchbiegungsmessungen statt, um festzustellen, ob sowohl die bleibende als auch die elastische Durchbiegung innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Bei größeren Brücken werden regelmässig auch nach der Probelastung Drahtspannmessungen vorgenommen, um jederzeit feststellen zu können,

ob die Brücke unter der Einwirkung der Betriebslasten bleibende Formänderungen erleidet.

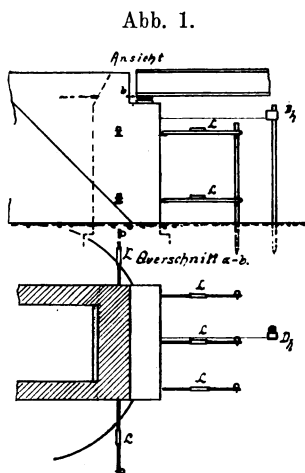
Besonderer Wert ist den Spannungsmessungen, besonders vor Inangriffnahme von Verstärkungen rechnermässig etwas zu hoch beanspruchter Brücken, beigelegt worden und zwar hauptsächlich aus wirtschaftlichen Gründen. Es hat sich oft gezeigt, dass die wirklich auftretenden Spannungen vielfach wesentlich niedriger waren als die rechnermässigen. Vielfach liegen eben der statischen Berechnung recht ungünstige Annahmen zugrunde — gelenkige Auflagerung gegenüber teilweiser Einspannung, Gelenke statt der Knotenverbindungen, gradlinige Spannungsverteilung, Nichtbeachtung der Reibung der Auflager besonders bei älteren Gleitlagern u. a. m. — Freilich muss man bei der Auswertung der Spannungsmessungen mit der Möglichkeit rechnen, dass auch bei wiederholten Schnelfahrten die ungünstigsten Spannungen unter Umständen noch nicht erfasst sind. Das wird durch einen entsprechenden Sicherheitszuschlag berücksichtigt. Ergaben solche Messungen günstige Werte und erwies sich der Unterhaltungszustand der Brücke als gut, so konnte in vielen Fällen trotz hoher rechnermässiger Beanspruchung von einer Verstärkung abgesehen werden, und dieser Standpunkt hat sicher seine Berechtigung. Tatsächlich ist dieses Verfahren etwa seit 1900 durchgeführt worden und es hat sich bei den vielen derart behandelten Brücken auch nicht

einmal ein Schaden gezeigt, der auf die Zulassung schwererer Lasten auf Grund der Messung hätte zurückgeführt werden können.

Auf Einzelfälle der Messungen an eisernen Brücken soll hier nicht näher eingegangen werden. Hervorgehoben sei nur, daß die unter schweren Maschinen bei Schnellfahrten gemessenen Höchstwerte der Spannungen durchweg niedriger waren, als sie nach den Ergebnissen mit leichteren Maschinen umgerechnet zu erwarten gewesen wären. Man kann daraus folgern, daß die Stofswirkung bei schweren Lokomotiven verhältnismäßig geringer ist als bei leichteren, daß also die Stofswirkung nicht im Verhältnis der Gewichte der Lokomotiven zunimmt. Das ist schon deswegen wahrscheinlich, weil bei den neueren Lokomotiven die Zusatzwirkung der Fliehgewichte auf 15% des Raddruckes eingeschränkt wird. Vielleicht ist aber bei den schwereren und dadurch längeren Maschinen auch eine gewisse Einspannung der Lager von Einfluß, besonders bei kleineren Stützweiten.

Ebenso hat sich gezeigt, daß die größte Stofswirkung nicht immer bei den schnellsten Fahrten auftritt, sondern vielfach bei einer mittelgroßen Geschwindigkeit, und daß sie bei schwach beanspruchten Stäben unverhältnismäßig größer ist als bei hoch beanspruchten.

Neben den Messungen an eisernen Tragwerken hat sich dort, wo bei Widerlagern und Pfeilern zweifelhafte Gründungen vermutet wurden oder der Zustand des Mauerwerkes zu Bedenken Anlaß gab, die Untersuchung der Widerlagerbewegungen unter möglichst schwerer Belastung erforderlich gemacht. Diese wurde mit Hilfe der Köpckeschen Feinmesslibellen durchgeführt, um die Einsenkungen bzw. die Zusammendrückungen des Mauerwerkes festzustellen. (Textabb. 1).



Bei derartigen Messungen ergaben sich die Größtwerte bei sehr langsamer Fahrt bzw. bei Ruhelast, während bei Schnellfahrten die Lasteinwirkung infolge der Trägheit der schweren Masse des Mauerwerkes nicht voll zur Auswirkung kommt.

Durch Anbringen von Durchbiegungsmessern  $D_h$  läßt sich auch noch die seitliche Verschiebung des Widerlagermauerwerkes unter der Belastung feststellen.

Weiter sollen im folgenden noch einige umfangreichere Messungen an Massivbauwerken im Zusammenhang beschrieben werden.

#### I. Messungen bei der Ausrüstung der gewölbten Strafenbrücke über die Mulde bei Göhren.

Die Brücke ist ein Dreigelenkbogen von 60 m Spannweite, in Bruchsteinmauerwerk mit Zementmörtel 1:2,5 hergestellt und mit Köpckeschen Wälz Gelenken aus Granit versehen.

Sie wurde für die sächsische Strafen- und Wasserbauverwaltung von der Firma Liebold & Co. erbaut. (Abb. 1, Taf. 10).

#### A. Anordnung der Apparate (s. Zeichnung Abb. 6 bis 8, Taf. 10).

Es wurde festgestellt:

1. Die Senkung des Scheitels durch Durchbiegungszeichner  $D_V$  an beiden Stirnseiten der beiden Gelenksteine.
2. Das Öffnen bzw. Schließen der Scheitelgelenkfuge durch drei Nonien  $N$  und einen horizontal angebrachten Durchbiegungszeichner  $D_h$ .
3. Die Bewegungen der Widerlager am Kämpfer:
  - a) wagrecht durch Durchbiegungszeichner  $D_{H1}$
  - b) senkrecht durch Köpckesche Libellen  $L$ , deren Aufstandsbalken mit einem Ende auf ins Mauerwerk eingedübelten eisernen Marken  $M$  und mit dem anderen auf fest eingerammten Pfählen auf Nägeln ruhten.
4. Die Längenänderungen des Bogens in der Nähe der beiden Leibungen durch über den Bogen verteilte Fränkel-Leunersche Spannungszeichner  $S$ .

#### B. Ergebnisse der Messungen.

1. Die mittlere Scheitelsenkung betrug 31 mm.
2. Schließen bzw. Öffnen der Gelenkfuge:
  - a) stromaufwärtsgelegene Stirn:
    - oben: Schließen um 1,8 mm,
    - unten: Öffnen um 0,25 mm;
  - b) stromabwärtsgelegene Stirn:
    - oben: Schließen um 1,265 mm,
    - unten: Öffnen um 0,76 mm.

Hieraus berechnet sich die Tangente des  $\sphericalangle$ , um den der eine Stein gegen den andern verdreht wurde, im Mittel zu  $\tan \varphi = 0,002255$  und hieraus die Abwälzung der beiden Gelenksteine ( $R_1 = 9,85$  m und  $R_2 = 20,0$  m) zu 38,3 mm.

3. Die Bewegungen der Widerlager am Kämpfer:
  - a) Die horizontale Verschiebung der Kämpfer nach außen betrug:
    - auf der Oberstromseite: links 0,64 und rechts 0,58 mm,
    - auf der Unterstromseite: links 0,78 und rechts 0,36 mm und demnach die mittlere Verlängerung der Spannweite:
 
$$\frac{1,22 + 1,14}{2} = 1,18 \text{ mm};$$
  - b) die senkrechte Verschiebung der Kämpfer nach unten bewegte sich in den Grenzen von 0,05 bis 0,27 mm.

#### 4. Spannungen infolge der Ausrüstung.

- a) Bestimmung der Nulllinie aus den gemessenen Längenänderungen erfolgte in der Weise, daß die in den Punkten  $C$  und  $D$  (s. Textabb. 2) gemessenen Dehnungen  $\Delta l$  als Strecken  $\overline{CE}$  und  $\overline{DF}$  aufgetragen wurden. Die Nulllinie verläuft alsdann durch die Schnittpunkte  $G$  der Linie  $\overline{CD}$  und  $\overline{EF}$ ;
- b) Bestimmung der Spannungen.

Trägt man im Fugenmittelpunkt  $M$  die sich aus der stat. Berechnung ergebende Normalpressung  $q = \frac{N}{F}$  als Linie

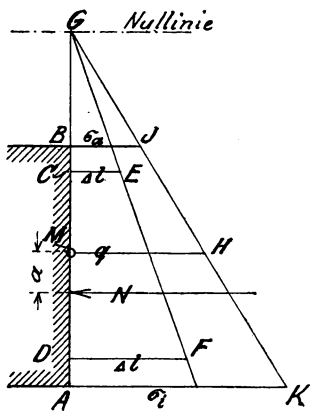
$\overline{MH}$  an, wobei  $N$  = Normalkomponente der Längskraft und  $F$  = Fläche des Fugenquerschnitts, so schneidet die Verbindungslinie der Punkte  $\overline{GH}$  auf den Ordinaten durch die Punkte  $A$  und  $B$  die Randspannungen  $\overline{BJ} = \sigma_a$  und  $\overline{AK} = \sigma_i$  aus.

Die so für die einzelnen Fugen auf Abb. 2 bis 5, Taf. 10 ermittelten Werte  $\sigma_a$  und  $\sigma_i$  sind in der nachfolgenden Tabelle I in Querspalte 2 eingetragen.

Zugspannungen traten dabei in keiner Fuge auf.

c) Ermittlung der Stützlinien.

Abb. 2.



Der Abstand a des Angriffspunktes der Normalkomponente der Längskraft N vom Fugenmittelpunkt berechnet sich für die einzelnen Fugen nach der Formel

$$a = \frac{\sigma_a - \sigma_i}{12 \cdot q} \cdot d$$

wobei positive Werte die Abweichung nach oben (außen), negative Werte diejenigen nach unten (innen) bezeichnen.

Die Bestimmung von a wurde auf der Zeichnung außerdem noch graphisch durchgeführt.

Die so für die einzelnen Fugen ermittelten Werte für a sind in der Tabelle II in Querspalte 1 zusammengestellt und die danach erhaltene Stützlinie im Gewölbelängsschnitt auf Abb. 1, Taf. 10 als Linie 1 eingezeichnet.

Tabelle I.

Fuge	S <sub>4</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>1</sub>		S <sub>5</sub> (symmetrisch zu S <sub>3</sub> )	
	σ <sub>a</sub>	σ <sub>i</sub>	σ <sub>a</sub>	σ <sub>i</sub>	σ <sub>a</sub>	σ <sub>i</sub>	σ <sub>a</sub>	σ <sub>i</sub>	σ <sub>a</sub>	σ <sub>i</sub>
Spannung in kg/qcm infolge der Ausrüstung										
1. ermittelt auf Grund der Messungen . . .	4,4	30,6	6,2	22,5	17,9	13,5	23,6	8,8	2,8	25,8
2. berechnet nach der statischen Untersuchung d. Strafsen- und Wasser-Bauinspektion . . .	3,0	29,3	0,0	29,4	6,7	24,5	15,0	21,6	1,0	28,2
3. bei der für die abgewälzten Gelenkberührungspunkte nachträglich konstruierten Stützlinie	3,8	30,5	3,3	26,6	15,9	14,5	27,0	9,4	—	—

Tabelle II.

In der Fuge	Abweichung a von der Mittellinie in mm + nach oben — nach unten					
	S <sub>4</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>0</sub> Scheitelfuge	S <sub>5</sub> (symmetrisch zu S <sub>3</sub> )
1. bei der auf Grund der Messungen ermittelten Stützlinie	-164	-145	+32	+99	+38	-204
2. bei der von der Strafsen- u. Wasser-Bauinspektion berechneten Stützlinie	-173	-255	-129	-34	0,0	-237
3. bei der für die abgewälzten Gelenkberührungspunkte nachträglich konstruierten Stützlinie	-170	-195	+10	+90	+38	—

Zum Vergleich sind in den Tabellen I und II in Spalte 2 die entsprechenden Werte aus der von der Strafsen- und Wasserbauverwaltung aufgestellten statischen Berechnung und in Spalte 3 diejenigen Werte eingetragen, die sich ergeben, wenn man die Stützlinie durch die um 38mm abgewälzten Gelenkberührungs-

punkte legt, die sich gemäß B. 2) nach der Ausrüstung ergeben haben. Diese beiden Stützlinien 2 und 3 wurden im Gewölbelängsschnitt Abb. 1, Taf. 10 ebenfalls eingezeichnet. Hierbei mußte für 3 allerdings die Annahme gemacht werden, daß der Druckpunkt vor der Ausrüstung mit der Mitte der Gelenkfuge zusammen fiel, was mit Sicherheit nicht genau festgestellt werden konnte; ebenso konnte die Formänderung der Wölbsteine selbst aus Mangel an weiteren Apparaten nicht ermittelt werden. Die aus den Messungen gefundene Stützlinie 1 ergibt aber eine befriedigende Übereinstimmung mit dieser nachträglich konstruierten Stützlinie 3 (vergl. auch Abb. 2 bis 5, Taf. 10).

Als wesentliches Ergebnis der Messungen ist festzustellen, daß sie mit der statischen Berechnung in Einklang stehen und daß die gefundene Stützlinie in allen Fugen innerhalb des Kerns bleibt.

Letztere schneidet die Gewölbemittellinie in etwa 1/4 der Stützweite und liegt nach dem Kämpfer zu unterhalb, nach dem Scheitel hin oberhalb der Gewölbemittellinie.

II. Messungen an der Strafsenbrücke über die Weifseritz bei km 11,6 der Linie Dresden-Werdau.

Bei der in Abb. 9 und 10, Taf. 10 dargestellten Eisenbetonbalkenbrücke wurden bei der Ausrüstung und einige Monate später unter einer 13 t Dampfwalze Durchbiegungs- und Spannungsmessungen in folgender Weise ausgeführt:

1. Ausrüstung.

- Während der Ausrüstung wurden an den Balken 4, 5 und 6 in Stützweitenmitte die Durchbiegungen gemessen, die sich für Balken 4 zu 1,77 mm, für Balken 5 zu 1,49 mm und für Balken 6 zu 1,27 mm ergaben.

Die Dehnungen wurden in Stützweitenmitte des Balkens 5 festgestellt. Die Art wie die Spannungszeichner angebracht waren, ist aus Abb. 11 und 12, Taf. 10 zu ersehen, ihre Stellung aus Abb. 13, Taf. 10.

Der Berechnung der Spannungen liegen die damals gültigen »Vorläufigen Leitsätze« von 1904 zugrunde. Aus den gemessenen Dehnungen wurden die Betonspannungen für E = 140000 und 250000 kg/qcm

bei Apparat 225 zu	— 5,43	und	— 9,69	kg/qcm
» » 233 »	— 4,6	»	— 8,4	»
» » 226 »	— 1,4	»	— 2,5	»
» » 234 »	— 2,2	»	— 3,93	»
» » 227 »	+ 2,72	»	+ 4,85	»
» » 240 »	+ 3,13	»	+ 5,59	»
» » 228 »	+ 5,1	»	+ 9,11	»
» » 241 »	+ 6,42	»	+ 11,47	»
» » 274 »	+ 8,54	»	+ 15,26	»
» » 273 »	+ 9,71	»	+ 17,35	»

ermittelt.

Hieraus ergeben sich die in Abb. 13, Taf. 10 mit 1 und 2 bezeichneten Linien.

Die größte Spannung des Eisens beträgt demnach σ<sub>e</sub> = 146 kg/qcm. Die unvermeidlichen Fehler bei den Ablesungen der außerordentlich kleinen Dehnungswerte, namentlich in der Nähe der Nulllinie, und die Unsicherheit bei der Berücksichtigung der Elastizitätszahlen für die einzelnen Fasern lassen eine scharfe zeichnerische Bestimmung der Nulllinie nicht zu. Immerhin dürfte die erreichte Genauigkeit für einen im Freien und dazu noch unter widrigen Witterungsverhältnissen vorgenommenen Versuch ausreichend erscheinen, da die Differenz in der Höhenlage der Nulllinie auf der linken und rechten Seite des 1,70 m hohen Balkens nur etwa 3,6 cm beträgt. Die rechnermäßig sich ergebenden Werte sind in der nachstehenden Tabelle III aufgeführt und in Abb. 13, Taf. 10 durch die Linien 3 bis 7 dargestellt.

Die Unterschiede zwischen den berechneten und gemessenen Spannungen sind erklärlich, da es sich nie annähernd genau feststellen läßt, wie weit die Selbstaustrüstung infolge Schwindens der Gerüsthölzer während der Erhärtungszeit des Betons bereits vor sich gegangen ist. Der aus den Messungen bestimmten Nulllinie mit  $\frac{82,5 + 86,1}{2} = 84,3$  cm Abstand von der Oberkante kommt diejenige der Linie 6 mit 77,07 cm Abstand am nächsten, die für  $n = 15$  und  $\frac{E_{bd}}{E_{bz}} = 1$  durch Rechnung bestimmt ist.

## 2. Probebelastung.

Bei der Probebelastung der Brücke hatte der Beton ein Alter von 6 Monaten. Zur Belastung wurde eine Dampfwalze von 13 t Gewicht verwendet. Die Laststellung wurde so gewählt, daß die Walze symmetrisch über der Mittellinie des Balkens V stand und der Abstand der Hinterradachse 1,0 m und der Vorderradachse 2,0 m von der Stützweitenmitte betrug. Die Durchbiegung wurde dabei in Stützweitenmitte mit 0,16 mm gemessen.

Die Stellung der Spannungszeichner ist aus Abb. 14, Taf. 10 ersichtlich. Die gemessenen Dehnungen waren folgende:

Apparat Nr.	225	234	226	240	227	241	228	273	233	274
Dehnungen in mm bei rund 140 facher Vergrößerung	—	—	—	—	—	0,4	0,4	0,6	1,1	1,0 <sup>s</sup>

Für die hieraus für  $E = 140000$  und  $250000$  kg/qcm berechneten Betonspannungen sind auf Blatt 6 die Linien 1 und 2 gezeichnet.

Die beobachteten Werte sind z. T., namentlich in der Nähe der Nulllinie, erklärlicherweise außerordentlich klein, so daß sie überhaupt nicht mehr abgelesen werden konnten. Es ist dies dadurch zu erklären, daß die steife Brückenkonstruktion eine außerordentlich weitgehende Verteilung der Last der an sich nicht besonders schweren Dampfwalze bewirkt.

Immerhin läßt der Versuch erkennen, daß die O-Linie während der Belastung höher hinaufrückt. Während sie bei der ausgerüsteten unbelasteten Brücke etwa 84 cm von der Oberkante entfernt liegt, ist sie bei der Belastung durch die Dampfwalze auf etwa 75 cm Abstand hinaufgerückt.

Als Anhalt für die Verteilung der Momente wurden die Durchbiegungen zugrunde gelegt, die bei der benachbarten Staatsstraßenüberführung, über die Bahn, wo die Anordnung der Hauptbalken die gleiche war, bereits durch Messungen festgestellt waren.

Hieraus ergaben sich für Balken 5 34% der gesamten Durchbiegungen.

Bezeichnet man mit  $M_0$  das gesamte Moment der Walze für die angegebene Laststellung, so entfällt also entsprechend den Durchbiegungen aus Balken 5:  $M = 0,34 M_0$ .

Hierfür wurden die in der nachstehenden Tabelle IV zusammengestellten Werte berechnet und damit die Linien 3 bis 7 der Abb. 14, Taf. 10 gefunden.

Die große Verschiedenheit der berechneten und gemessenen Werte dürfte in der Hauptsache auf eine weitgehende Lastverteilung zurückzuführen sein, zumal wenn die Lasten, wie dies hier der Fall ist, nur einen kleinen Teil der Brücke bedecken.

Es hat sich bei diesen Messungen gezeigt, daß für die genaue Feststellung der Durchbiegungen und Dehnungen bei Eisenbetonbrücken das Übersetzungsverhältnis der verwendeten Apparate mit 5:1 bzw. 140:1 nicht groß genug ist. Namentlich

gilt dies für Straßenbrücken, weil es bei diesen schwierig ist, eine der Rechnungslast nahe kommende Probelast zu beschaffen. Wenn auch deshalb die gefundenen Werte auf große Genauigkeit und Zuverlässigkeit keinen Anspruch machen können, so haben die damaligen Versuchsmessungen immerhin gezeigt, daß bei Eisenbetonstraßenbrücken die Lastverteilung eine außerordentlich weitgehende sein muß und daß deshalb die tatsächlich im Balken auftretenden Beanspruchungen in Wirklichkeit ganz wesentlich kleiner ausfallen, als sie nach den üblichen Lastverteilungsannahmen und nach den Vorschriften berechnet worden sind.

Es ist dann späterhin zugelassen worden, die lastverteilende Wirkung der Querträger, sofern sie in der statischen Berechnung nachgewiesen wurde, bei der Dimensionierung der Balken mit in Rechnung zu stellen.

## III. Messungen an dem Viadukt bei km 33,7 der Linie Görlitz—Dresden.

In der fünften Öffnung des in Abb. 15 und 16, Taf. 10 dargestellten zweigleisigen gewölbten Viadukts war ein schmaler Riß gefunden worden, der sich in der ersten Fuge der langen Binderschichten in rund 1,25 m Entfernung von der rechten Stirn parallel zu dieser an der inneren Leibung des aus Granitquadermauerwerk bestehenden kreisförmigen Gewölbes vom Scheitel aus beiderseits bis etwa in die Kämpferlinie verfolgen liefs. Die übergreifenden Quaderschichten waren durchweg an dieser Stelle gerissen (s. Abb. 17 und 18, Taf. 10), so daß sich also das Gewölbe in zwei parallele Streifen, einen breiten linken und einen schmalen rechten, aufgelöst hatte. Um die gegenseitigen seitlichen Bewegungen unter dem Einfluß der Verkehrsbelastung festzustellen, wurden an den Punkten 1, 2, 4, 6 und 7 (s. Abb. 1, Taf. 11) Fränkel-Leunersche Spannungszeichner bei 1 m Meßlänge quer über dem Riß angebracht (s. Abb. 18, Taf. 10). Da es zweifelhaft war, ob die Bewegungen in der Nähe des Scheitels innerhalb der Grenzen (rund 0,7 mm) bleiben würden, die diese Apparate bei dem Übersetzungsverhältnis rund 140:1 aufzuzeichnen vermögen, wurden an den Punkten 3 und 5 noch Leunersche Dosendurchbiegungsmesser in gleicher Weise befestigt, die aber den Nachteil aufweisen, daß sie nicht selbst zeichnen, sondern daß die Zeiger beobachtet werden müssen und deshalb die Ablesungen, besonders bei den raschen Schwankungen unter bewegten Lasten, hinsichtlich ihrer Genauigkeit nicht unbedingt zuverlässig sind.

Während bei Fahrten auf dem linken Gleis die Apparate so gut wie garnicht ausschlugen — d. h. also, daß der breite Gewölbestreifen seitlich nicht ausweicht —, ergaben sich bei den Fahrten auf dem rechten, dem Riß zunächst liegenden Gleise für die einzelnen Punkte recht anschauliche Diagramme von den seitlichen Bewegungen des schmalen rechten Gewölbestreifens, die für den Punkt 4 in Abb. 2 a bis e, Taf. 11 dargestellt sind.

Aus den Diagrammen sieht man zunächst ohne weiteres, daß die bei weitem größten Ausschläge die Lokomotiven bewirkt haben. Die Größtwerte für die einzelnen Fahrten sind in der Tabelle zu Abb. 1, Taf. 11 zusammengestellt und auf der abgewinkelten Gewölbeleibungsinnenlinie AB als Horizontalprojektion in Abb. 1 b aufgetragen. Da die in den Punkten 3 und 5 lediglich durch Beobachtung der Zeiger festgestellten Werte, wie bereits erwähnt, keinen Anspruch auf große Genauigkeit haben, wurden die für die einzelnen Fahrten zugehörigen Werte ohne Berücksichtigung der Punkte 3 und 5 durch Kurven verbunden. Man sieht aber, daß auch diese beobachteten Werte nicht wesentlich abweichen. Sämtliche 5 Kurven schneiden sich mit ziemlicher Genauigkeit in den Punkten a und b, wo die seitliche Bewegung demnach gleich 0 wird. In a und b sind also die Null- oder die Gelenkpunkte gefunden, um die die seitliche Kippbewegung des schmalen Gewölbestreifens stattfindet.

Böschung vorhanden ist; es handelt sich also hier nicht um eine beiderseits eingeschlossene Erdmasse. Für diese Annahme spricht ferner der Umstand, daß die Abdeckplatten auf der Mauer z. T. erheblich nach außen abgeschoben waren, was zweifellos durch Frosteinwirkung geschehen sein muß. Es liegt deshalb nahe, daß der Frost auch auf den oberen Teil des darunter befindlichen Mauerwerks eingewirkt und dieses allmählich zum

Überhang gebracht hat. Eine dauernde Beobachtung der Mauer mit Hilfe von Meßmarken und Festpunkten ist eingeleitet.

Übrigens sind auch an verschiedenen Wölbrücken ähnliche Erscheinungen beobachtet worden; vermutlich ebenfalls durch schweren und langen Frost (Winter 1923/24) sind mehrere Stirnmauern auf den Gewölberücken nach außen abgeschoben worden.

## Die Normung im Eisenbrückenbau.

Von Reichsbahnrat Karig, Dresden.

Die wirtschaftliche Forderung, ein gestecktes Ziel mit dem geringsten Aufwand an Kosten und Arbeit zu erreichen, hat schon seit langem dazu geführt, eine möglichst weitgehende Vereinfachung und Erleichterung der zum Entwerfen und Herstellen unserer Bauwerke und zu ihrer Unterhaltung aufzuwendenden Arbeit anzustreben, jedenfalls aber alle irgend vermeidbare Doppelarbeit zu sparen. Zu diesem Zwecke wurden daher zunächst die in größeren Mengen verwendeten Einzelglieder schon mit Rücksicht auf vielseitige Verwendbarkeit der zu ihrer Herstellung dienenden Werkzeuge vereinheitlicht und in ihren Grundformen innerhalb des einzelnen Betriebes festgelegt. Weiterhin wurde es aber besonders im Zeitalter der Massenerzeugung gleichartiger Maschinen, Fahrzeuge und Gebrauchsartikel nötig, auch die Vereinheitlichung schwierigerer Einzelteile immer weiter zu treiben, um selbst verwickeltere Teile irgendwelcher Herkunft jederzeit durch neue, ohne weitere Zurichtung genau passende Teile ersetzen zu können. Im Bauwesen ist dieses Bestreben bisher in wesentlich geringerem Maße hervorgetreten, weil hier die Notwendigkeit, Bauteile verschiedener Herkunft gegeneinander auszutauschen, seltener vorlag. Die Veranlassung zur Einführung fester, allgemein gültiger Normen war hier vielmehr in erster Linie die Einschränkung und Erleichterung der Entwurfsarbeiten bei der Planung neuer Bauten, wofür die Ergebnisse der wissenschaftlichen Forschung durch Aufstellung fester Regeln, die Erfahrungen gewisser Sonderzweige durch Festlegung einzelner Bauformen der Allgemeinheit nutzbar gemacht werden. Die Normen stellen sich daher als Vereinbarungen der beteiligten Industriekreise dar, die teils durch förmliche Anerkennung der gesetzgebenden Körperschaften, teils dadurch Gesetzeskraft erlangen, daß die einschlägigen Industriebetriebe ihre Erzeugung ausschließlich auf diese Normen einstellen, so daß abweichende Formen nicht mehr oder nur unter Aufwendung wesentlich höherer Herstellungskosten zu beschaffen sind. Dagegen sind die Normen einer anderen Gruppe nur als Vorschläge oder Richtlinien für die Vereinheitlichung von Gebrauchsformen aufzufassen, deren Einführung dem Belieben der einzelnen Verbraucher überlassen bleibt.

Als Vorläufer der heutigen Normung im Eisenbrückenbau sind einerseits die Vorschriften der einzelnen Staatsbauverwaltungen für die Ausbildung des Oberbaues und für das Entwerfen der eisernen Brücken zu betrachten, die jedoch jeweils nur für einen engbegrenzten Bereich Geltung besaßen. Ihnen standen andererseits die aus den Bedürfnissen der Bauindustrie hervorgegangenen Tabellenwerke gegenüber, die infolge ihrer zum Teil sehr weit verbreiteten Anwendung eine fühlbare Erleichterung der Entwurfsarbeiten bedeuteten. Als wirkliche erste Normungen von einschneidender Bedeutung sind die im Jahre 1881 durch die Normalprofilbuchkommission geschaffene Vereinheitlichung der Walzeisenprofile, sowie die im Zusammenwirken des Vereins deutscher Ingenieure, des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und des Vereins deutscher Eisenhüttenleute im Jahre 1886 aufgestellten »Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken« zu bezeichnen, die im wesentlichen noch heute maßgebend sind. Die Weiterführung der so angebahnten Normungsbestrebungen ist heute

auf den am 22. Dezember 1917 eingesetzten »Normenausschuß der deutschen Industrie« (NDI) übergegangen, der im Zusammenwirken mit dem »Deutschen Eisenbauverband« und mit tatkräftiger Unterstützung durch die staatlichen Baubehörden bereits eine ganze Anzahl für den Eisenbrückenbau wichtige Normen geschaffen hat. Von diesen seien im nachstehenden an Hand des Normblattverzeichnisses vom 1. September 1924 und der inzwischen erschienenen Mitteilungen des NDI die für den Eisenbrückenbau bemerkenswertesten aufgeführt.

### I. Ausstattung der Zeichnungen und Berechnungen.

Neben den Normen für Papierformate (DIN 476 und 826) und Zeichnungsgrößen (DIN 823) sowie für das Falten der Zeichnungen (DIN Entwurf 824) und für die äußere Form der Normenblätter selbst (DIN 820) sind solche für die in den Zeichnungen zu verwendenden Strichstärken (DIN 15) und Schriftarten (DIN 16) für die Anordnung der Darstellungen (DIN 6 und 1034), der Maßeinschriften (DIN 406) und des Schriftfeldes (DIN 28), sowie die Sinnbilder für Niete und Schrauben (DIN 139 und 27) zu nennen, zu denen die Normenblätter für Einheitszeichen (DIN E 1301), für mathematische Zeichen (DIN 1302) und für Formelzeichen (DIN E 1304) bei Aufstellung der Festigkeitsberechnungen hinzutreten. Besonders hervorzuheben ist an dieser Stelle das Blatt DIN 1350, über die in der Statik, Festigkeitslehre, Werkstoffprüfung und für Form- und Stabeisen anzuwendenden Zeichen, das aus dem lebhaft umstrittenen Abschnitt B Ia—e der Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn (Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken, Vorläufige Fassung vom Jahre 1922, Berlin, Wilh. Ernst u. Sohn inzwischen neu) hervorgegangen ist und einen Abschluß der langjährigen gleichgerichteten Bestrebungen des Ausschusses für einheitliche Formelbezeichnungen darstellt.

### II. Werkstoffe und deren Verarbeitung.

Von allgemeiner Bedeutung ist hier zunächst, daß nach dem Beschlusse einer Obmännerversammlung des NDI im November 1923 alles auf flüssigem wie auf teigigem Wege erzeugte und ohne Nachbehandlung schmiedbare Eisen fortan »Stahl« genannt werden soll, daß daher der bisherige Unterschied zwischen »Eisen« mit Festigkeiten bis 45 kg qmm und »Stahl« von höherer Festigkeit in der Benennung wegfällt. Demzufolge wird in Zukunft die Bezeichnung »Eisen« nur mehr für gegossenes Eisen und für Gußeisen, das durch nachträgliche Rückkohlung schmiedbar gemacht wird, sog. Temperguß, in Gebrauch bleiben können. Diese Verallgemeinerung des Begriffes »Stahl« für alle im Eisenbau verwendeten Walzeisenarten erscheint berechtigt, in Anbetracht dessen, daß der neuerdings zur Einführung gelangende hochwertige Stahl mit gegen das bisherige Flußeisen um rund 30 v. H. erhöhter Streckgrenze sowohl bei der Erzeugung als auch bei seiner weiteren Verarbeitung durchaus grundsätzlich gleiche Behandlung erfordert und sich nur eben als verfeinertes hochwertigeres Flußeisen darstellt. Die Unterscheidung zwischen den verschiedenen Stahlsorten wird daher künftig durch Beisetzung einer Kennzahl erfolgen (vgl. DIN 1600), so daß das bisherige

weiche Flulseisen mit einer Festigkeit von 37 bis 44 kg/qmm als »Stahl St 37« der neue Hochbaustahl mit einer Streckgrenze von 30 kg/qmm und einer Festigkeit von 48 bis 58 kg/qmm als »Stahl St 48« zu bezeichnen sein wird. Dagegen bleibt zur Kennzeichnung des Erzeugungsvorganges die Unterscheidung zwischen »Flussstahl« für den in flüssigem und »Schweißstahl« für den in teigigem Zustand gewonnenen Stahl bestehen.

Die schon erwähnten »Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken« sind von dem dafür eingesetzten Unterausschuß unter Vorsitz von Krohn und unter Mitwirkung von Vertretern der staatl. Baubehörden nochmals eingehend durchgearbeitet und als Normenblatt DIN 1000 Ausgabe 1923 herausgegeben worden. Sie umfassen die Vorschriften für die Prüfung und Verarbeitung der zu Brücken und Hochbauten zu verwendenden Eisen, sowie die wichtigsten allgemeinen Bedingungen, die beim Entwerfen, bei der Aufstellung und Abrechnung von Eisenbauwerken zu beachten sind. Infolge ihrer streng sachlichen und allen Anforderungen für eine einwandfreie Bauausführung entsprechenden Festsetzungen haben diese Normalbedingungen einen weit über Deutschlands Grenzen sich erstreckenden Geltungsbereich gefunden und bilden die technische Grundlage für fast alle inländischen und die meisten Auslandslieferungen auf unserem Sondergebiete. Ein Teil dieser Normalbedingungen mit den für den Bereich der Deutschen Reichsbahn gültigen Sonderbestimmungen ist als besondere Vorschrift »Vorläufige Fertigungsvorschriften für Eisenbauwerke« mit Erlaß 82 D 5250 vom 9. Mai 1924 herausgegeben worden.

Neben diesen allgemeinen Vorschriften sind von den zuständigen Sonderausschüssen des N D I noch eine Zahl Normenblätter aufgestellt, die sich mit der Werkstoffprüfung (DIN 1581 und 1602 bis 1605), mit den Gütevorschriften für gewalzten Flusstahl (DIN 1612 und 1613) und für Bleche (DIN 1620 und 1621 sowie 1543) befassen. Für die Vereinheitlichung der Walzprofile sind bisher nur die Blätter DIN 3 für Normaldurchmesser an Rundeisen und DIN E 1029 für ungleichschenklige Winkeleisen erschienen, während die in Bearbeitung befindlichen neuen Profilverien für gleichschenklige Winkeleisen, sowie für I-, C- und L-eisen noch eingehender Vorarbeiten bedürfen, um das Ziel einer Verbesserung der Normalprofile im Hinblick auf weitestgehende Verwendbarkeit im Eisenbau bei möglicher Beschränkung der Zahl der Querschnittsformen zu erreichen. Endlich sind hier auch die Gütevorschriften für Stahlformguß (DIN 1505 bzw. E 1681) und die Vorschriften über Herstellung der Modelle nebst Zubehör (DIN 1511) zu erwähnen.

Eine größere Zahl von Normenblättern behandelt die im Eisenbau zu verwendenden Niete (DIN 123, 124, 301, 302, 303), und die Schrauben (DIN 188, 418 und 558), für die Withworth-Gewinde (DIN 11 und 12) und einheitliche Schlüsselweiten (DIN 475) vorgeschrieben sind. Endlich wäre hier noch auf die Normen für Holzschrauben (DIN 95, 96, 97, 570 und 571) und auf die Normen für Nietlochreibahnen (DIN 311, 312) hinzuweisen.

### III. Einzelheiten der eisernen Brücken.

Von grundlegender Wichtigkeit für die Vereinheitlichung der Querschnitte von Straßenbrücken sind die Normenblätter DIN 1071 und 1072, in denen die für die verschiedenen Straßenarten zu wählenden Fahrbahnbreiten und Gangbahnbreiten, sowie die Belastungsannahmen behandelt werden. Die Abmessungen der zur Straßenbefestigung dienenden Kleinpflastersteine, Bordsteine und Bürgersteigplatten sind in den Blättern DIN 481 bis 485 festgelegt. Eine Anzahl weiterer Normenblätter ist in Vorbereitung.

Für die eisernen Eisenbahnbrücken erübrigen sich derartige Bestimmungen, die in Sondervorschriften der Deutschen Reichsbahn enthalten sind. Ob das Bestreben, gewisse Einzelheiten der Eisenbahnbrücken, wie den zweckmäßigsten Abstand der Längsträger bei Holzquerschwellenoberbau (DIN E 1035) und die Befestigung der Brückenschwellen (DIN E 1036) zu normen, zweckmäßig ist, mag dahingestellt sein. Da es sich hier um Einzelheiten eines beschränkten Sondergebietes handelt, die nur für gewisse Einzelfälle angewendet werden können, so erscheint es richtiger, von deren Normung abzusehen und die Angaben dieser Normenblätter in die besonderen Beispielsammlungen und Planungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn zu verweisen, wie dies bisher zum Teil in den Dircksenschen Tafeln zu den Vorschriften der vorm. Preussischen Staats-eisenbahnen der Fall war.

Von sonstigen genormten Einzelheiten des Eisenbaues sind noch zu erwähnen die Streich- und Wurzelmaße für Walz- und Stahleisen (DIN 1030 und 1031) und die Nietabstände für Winkeleisen (DIN 1032 und 1033), denen hoffentlich recht bald auch Normenvorschläge für den Anschluß der Fahrbahnlängsträger aus I-eisen und dergleichen folgen werden.

Im Entwurf liegen ferner die Vorschläge (DIN E 1039 und E 1040) für feste und bewegliche Linienkipplager von 125 bis 300 t Auflagerdruck vor. Hierfür war vom Verfasser bereits in Heft 38 bis 43 der »Bautechnik« Jahrgang 1923 ein Vorschlag gemacht, der aber durch die inzwischen erfolgte Erhöhung der zulässigen Pressung in der Berührungslinie der Rollen zum Teil überholt worden ist. Trotz der Bekanntgabe des vorgenannten Normenvorschlages des Deutschen Eisenbauverbandes, der in manchen Einzelheiten wesentliche Mängel aufweist, hat Verfasser auf Grund der ihm zugegangenen Äußerungen vieler Fachgenossen seinen Vorschlag neu bearbeitet und wird ihn in einem der nächsten Hefte der »Bautechnik« dem Urteil der beteiligten Kreise unterbreiten.

Endlich möge noch auf die im Knickausschuß im Rahmen der Vereinheitlichung technischer Baupolizeibestimmungen (ETB) unter Vorsitz von Gehler erzielte Einigung auf ein einheitliches Berechnungsverfahren für Druckstäbe hingewiesen werden, das demnächst als Normenvorschlag erscheinen soll und auch in die Berechnungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn für deren Bereich übernommen worden ist (vergl. den Aufsatz von Dr. Ing. Kommerell im vorliegenden Hefte). Durch dieses Verfahren wird die zulässige Beanspruchung gedrückter Stäbe einheitlich festgelegt.

### Der Oberbau auf Brücken.

Von Dr. Ing. Bloss, Dresden.

Hierzu Abb. 1 bis 10 auf Tafel 9 und Abb. 6 auf Tafel 12.

Der Oberbau auf Eisenbahnbrücken unterscheidet sich vom Regelgleis hauptsächlich dadurch, daß auf Brücken die Bettung entweder nur in einer beschränkten Bauhöhe angeordnet wird oder ganz wegfällt. Es ergibt sich dabei eine ganze Stufenleiter von Möglichkeiten. Im engsten Anschluß an das Regelgleis stehen solche Gleise auf Steinbrücken, bei denen nur im Gewölbescheitel die Höhe der Bettung eingeschränkt ist, sonst aber die volle Bettungshöhe vorhanden ist. Am weitesten

vom Regelgleise entfernen sich Brückengleise, bei denen auch auf Schwellen verzichtet wurde, deren Schienen also unmittelbar auf den Hauptträgern oder Längsträgern angeordnet werden.

Die Hauptfrage für die Beurteilung von Brückengleisen ist, welche Eigenschaften dem Brückengleise gegenüber dem Regelgleise durch den teilweisen oder gänzlichen Verzicht auf die Bettung verloren gehen.

Im Regelgleise fällt der Bettung die Aufgabe zu, durch die Eindrückung der Schwelle in die Bettung, die sich als eine elastische (und zwar fast rein elastische) Formänderung darstellt, dem Gleise eine gewisse Federung zu verleihen, so daß es sich weich befährt und die Stoßdrücke gut verarbeitet werden. Die Stoßdrücke gehen entweder vom Gleise aus und erscheinen dann als Schläge, die durch Unregelmäßigkeiten der Gleislage und Unstetigkeiten der Fahrbahn ausgelöst werden, z. B. Höhenbuckel, Einsenkungen, Knicke, insbesondere aber Stoßstufen, Lücken und Winkelbildungen an den Schienenstößen\*). Die vom Fahrzeuge ausgehenden Stoßdrücke entstehen durch unrunde Räder, durch Schlißstellen auf den Radkränzen, durch unausgeglichene Massenwirkungen an den Lokomotivrädern, durch plötzliche Druckänderungen im Federspiel. Alle diese Stoßdrücke erscheinen in den Stoßformeln, die Dr. Saller aufgestellt hat, in der Form von Stoß- oder Fallhöhen. Verarbeitet werden die Stoßdrücke durch die elastische Nachgiebigkeit des Oberbaues, und es liegt also die Aufgabe vor, die Stoßhöhen möglichst klein und die federnden Durchbiegungen ausreichend groß zu halten. Die Einschränkung der Stoßhöhen läuft auf eine gute Durchbildung des Gleises und auf die dauernde Erhaltung einer guten Gleislage hinaus. Was das Maß der ausreichenden Durchbiegung anlangt, so kann man die Stoßformeln zunächst dahin auslegen, daß eine gute Verarbeitung der Stoßdrücke gewährleistet ist, wenn ein Brückengleis dieselbe Durchbiegung aufweist wie ein kräftiges Regelgleis. Demnach würden etwa 2 mm als untere Grenze für die Durchbiegung gelten können, 2,5 mm als ein gutes Maß. Freilich bedürften diese Zahlen eigentlich noch eines besonderen Nachweises. So einleuchtend der Schluß vom Regelgleis auf das Brückengleis auch ist, so sind doch die Wirkungen der Stöße bei beiden noch recht verschieden; treffen sie doch beim Brückengleise vorzugsweise auf empfindliche Bauteile geringer Masse, bei Eisenbrücken z. B. vornehmlich auf Längs- und Querträger, im Regelgleise aber treffen sie auf die unbegrenzte, unempfindliche Masse des Erdunterbaues. Für den Anfang, solange eine auf Messungen begründete Erforschung der näheren Verhältnisse noch fehlt, muß man von dem Vergleich mit dem Regelgleise als dem einzigen greifbaren Anhalt ausgehen.

Eine zweite Hauptaufgabe der Bettung des Regelgleises, die für die Beurteilung der Brückengleise wesentlich ist, besteht in der einfachen, ja unübertrefflich einfachen Regelung der Höhenlage, die das Nachstopfen bietet. In der Erhaltung dieser Möglichkeit besteht eigentlich der Hauptvorzug des über Brücken der verschiedensten Bauart durchgeführten Schotterbettes. Als zweiten Vorteil, der für Brücken in bewohnten Lagen nicht unwesentlich ist, kann man für das Schotterbett auf Brücken die wasserdichte Abdeckung und eine gewisse Schalldämpfung buchen. Eine große Höhe des Schotterbettes ist für diese Belange nicht erforderlich, die dabei meistens angeordnete Stopfschicht von 8 bis 10 cm Stärke genügt für diese Zwecke. In dieser Hinsicht liegt ein wesentlicher Unterschied gegen das Regelgleis vor, dessen Bettung imstande ist, Lastwirkungen und Stoßdrücke elastisch zu verarbeiten. Soll dem Schotterbett auf Brücken dieselbe Fähigkeit verliehen werden, so würde hierzu nach Kreuter eine Bettungsstärke von 56 cm, nach Ast eine solche von 41 cm, unter Schwellenunterfläche gemessen, gehören; hierbei ist noch zu berücksichtigen, daß sich im Regelgleise auf Erdunterbau auch dieser an der Druckaufnahme und der Verarbeitung von Stoßdrücken beteiligt. Wo nun auf Brücken die Kiesbettung nicht durchgeführt wird, fehlt dem Oberbau fast stets ein Zwischenglied, mit dem die Seiten- und die Höhenlage leicht und schnell geregelt werden könnte. Es tritt daher die Erscheinung auf, daß auch auf

großen, wichtigen Bauwerken die Gleislage schlechter ist als im anschließenden Regelgleis; also gerade dort, wo die Verminderung der Fall- und Stoßhöhen und damit der Stoßdrücke besonders erstrebenswert wäre, um empfindliche Bauteile zu schonen, ist oft ein wesentlicher Mangel festzustellen.

Es wird nützlich sein, einige bezeichnende Oberbauformen auf Brücken hier kurz zu besprechen. Ein Beispiel besonders starrer Ausbildung stellt der Oberbau auf den eisernen Brücken der Eisenbahn von Ismid nach Angora dar (Abb. 1 bis 4, Taf. 9). Die ganz eiserne Fahrbahn ist aus einem recht eigentümlichen Grunde angewendet worden: Da jene Gegend außerordentlich holzarm ist, mußte man bei der herrschenden Unsicherheit befürchten, daß die hölzerne Fahrbahn häufig eine willkommene Diebesbeute sein würde; wurde doch verschiedene Male selbst das Blei unter den Auflagern kleiner Brücken gestohlen. Offenbar ist man aber bei der Ausbildung der Fahrbahn in dem Streben, alles niet- und nagelfest zu machen, viel zu weit gegangen, und die Folge war ein zu starres Gleis. Die Schwellenlängsträger hatten bei dieser Anordnung nur 1,6 m Abstand, lagen also fast unmittelbar unter den Schienen. Auf sie waren die flußeisernen Schwellen (Zoreseisen) mittels einer Grundplatte festgenietet. Auf die Zoreseisen waren der Schienenneigung wegen glatte, keilförmige Unterlegplatten von achteckiger Form genietet. Auf diesen waren die Schienen mit gewöhnlichen Hakenschrauben und Klemmplatten befestigt. Zur Erzielung großer Steifigkeit war je ein senkrechter Stehbolzen zwischen der Grundplatte und dem Stege des Zoreseisens eingezogen. Zerdrückungsversuche sollten die Zweckmäßigkeit dieser Maßregel dargetan haben. Die Gangbahn war aus Riffelblechen, die zwischen die Zoreseisen genietet waren, gebildet. Dieser Oberbau erschien nun in statischer Hinsicht nach allen Richtungen völlig gesichert, bezüglich seiner dynamischen Wirkung hat er jedoch völlig versagt. Infolge der Unnachgiebigkeit des Oberbaus fuhr es sich sehr hart auf den Brücken, namentlich die Auffahrt soll sich sehr unangenehm bemerkbar gemacht haben. Augenscheinlich hat der unvermittelte Übergang von dem nachgiebigen Schottergleise nach dem starren Brückengleise zu besonders lästigen Stößen und Schwingungen geführt. Ferner wurden durch die Schläge der Betriebsmittel in zehnjährigem Betriebe viele Brückennieten gelockert, so daß zuletzt große Unterhaltungskosten erwachsen. Auch wurden die Stehbolzen an ihren Enden breitgeschlagen, so daß sie den ihnen zugeordneten Zweck nicht mehr erfüllen konnten; die Belageisen begannen vielfach zu reißen. Die Risse traten, wie Abb. 4, Taf. 9 zeigt, an verschiedenen Stellen auf. Schließlich mußte der Oberbau durch Einziehen von Holzschwellen nachgiebiger gemacht werden. Ganz ähnliche Erfahrungen wurden mit dem Oberbau einer Elbbrücke unterhalb Dresden gemacht, bei dem die Schienen gleichfalls auf Zoreseisen und diese wieder unmittelbar auf Fahrbahnträgern verlegt waren.

Ein Beispiel eines Langschwellen-Oberbaues ist der auf der Firth of Forth-Brücke, 1890 fertiggestellt. Die Langschwellen liegen hier in einem kastenförmigen eisernen Troge, der zugleich als Schutz gegen Entgleisungen dienen soll, und dessen Oberkanten daher über die Schienenfahrflächen hinausragen. Die Fahrbahn der Brücke wies in langen Wellen Abweichungen von der Geraden auf, die bis zu 80 mm betrug und die durch Montagefehler an diesem Riesenbauwerk recht wohl erklärlich sind. Es war daher nötig, Ausgleichshölzer zur Erzielung gleichmäßiger Höhenlage einzubringen. Es wurden in die Tröge zunächst mit Abständen von 813 mm Teakholzklotze nach der Quere eingepalst und fest eingekieilt (Abb. 5, Tafel 9). Die Zwischenräume wurden mit Tannenholzklotzen ausgefüllt, die in Teeröl getränkt waren. An den Kanten waren kleine, bogenförmige Entwässerungsmulden eingeschnitten, die in kleine Ablaufstützen ausmündeten. Die ganze Klotzlage wurde bei heißem Wetter mit Pech übergossen und mehrfach

\*) Vergl. Bräuning, Grundlagen des Gleisbaues, S. 10 bis 20. (Dabei beachten: Lebendige Kraft ist Arbeitsvermögen = mkg.)

überstrichen, bis es sicher schien, daß kein Wasser mehr durch die Fugen eindringen könne. Auf diese Unterlage wurden die Langschwelle aus Teakholz in Längen von je 2,438 m verlegt und mit Eisendornen an die Unterlage angeheftet. Die Schiene, eine Brückenschiene von 210 mm Fußbreite, 100 mm Höhe und 59,53 kg/m Gewicht, war mit stumpfen, runden, etwas konischen Kopfnägeln befestigt. Hierzu waren Löcher in die Schwellen vorgebohrt. Die Nagelköpfe stehen soweit vor, daß sie mit der Zange gefaßt werden können. Eine Verlaschung fehlt ganz, doch sind an den Schienenstößen in dichter Lage 8 Schienennägel in 60 cm Teilung versetzt angeordnet. Die Pechfüllung hat das Eindringen von Wasser nicht zu verhindern vermocht, denn schon im ersten Betriebsjahre mußten Auswechslungen vorgenommen werden. Auf der Brücke ist übrigens bald nach der Eröffnung ein leerer Kohlenwagen entgleist, wobei sich der Entgleisungsschutz als völlig wirksam erwies. Im Sommer 1908, also nach 18jähriger Betriebszeit, wurde dieser Oberbau gänzlich erneuert und teilweise etwas verändert. Die kieferne Langschwelle liegt jetzt (Abb. 6 und 7, Tafel 9) auf dem Grunde des Kastens und ist mit Teakholzern festgekeilt. Alle verbleibenden Zwischenräume sind mit einer wasserundurchlässigen Teermasse verkittet. Die Ausgleichshölzer sind nicht mehr unter, sondern auf der Langschwelle in enger Teilung angeordnet. Sie bestehen aus Platten australischen Hartholzes in verschiedenen Stärken und sind 2 cm tief in die Langschwelle eingelassen. Die Schienen sind mit den Unterleghölzern mit je einer Schraube in versetzter Anordnung an den Schwellen befestigt. Es ist gleich die doppelte Anzahl von Schienenlöchern vorgesehen, um locker gewordene Schrauben ersetzen zu können. Die gesamte Oberfläche zwischen den Längsträgern und diese selbst sind mit Asphaltteer gestrichen. Trotzdem ist nach den früheren Erfahrungen immer wieder mit dem Eindringen von Wasser und Faulen der von Luft abgeschlossenen Schwellen zu rechnen. Herstellung und Unterhaltung dieses Oberbaues kann schlankweg als Flickerei bezeichnet werden.

Ein Brückenoberbau mit unechter Langschwelle ist der von der viergleisigen Eisenbahn-Elbbrücke in Dresden (Abb. 8, Taf. 9). Unecht kann die Langschwelle deswegen genannt werden, weil die Schienen nicht durchlaufend satt auf der Langschwelle gelagert sind, sondern nur in einzelnen Stützpunkten. Übrigens hat, als die Langschwelle erneuert werden mußten, das Einsetzen und Einpassen der neuen eine erhebliche Mühe verursacht. Dieser Nachteil ist wohl allen Bauarten mit Langschwelle eigen, im vorliegenden Falle aber wegen der geschlossenen Bauart zwischen den Streichschienen besonders hervorstechend.

Als Muster eines bettungslosen Gleises auf Steinbrücken sei das Brückengleis einer sächsischen vollspurigen Privatbahn angeführt (Abb. 6, Taf. 12). Diese Brücken sind sehr schmal und bis zur Schwellenunterkante voll gemauert, die Querschwelle sind auf einer Langschwelle aus Beton verlegt. Dieser Oberbau entspricht schon ganz dem, wie er auf eisernen Brücken allgemein üblich ist. Höchstens haben die Längsträger auf eisernen Brücken gewöhnlich einen etwas größeren Mittenabstand. Dennoch ist aber die Lage der Schienen zu der unterstützenden Fläche fast immer noch so, daß die Schiene mit der Innenkante des Längsträgers abschneidet, die Querschwelle also nicht auf Biegung, sondern nur auf Abscheren beansprucht wird. Es kommt also keine Durchbiegung als stoßverarbeitende Federung zustande, sondern lediglich die Zusammendrückung des Holzes wirkt auf die Verarbeitung der Stoßdrücke hin. Diese Zusammendrückung der Schwelle läßt sich nach den Messungen Wasiutynskis am Regelgleise — genaue Beobachtungen über das elastische Verhalten von Brückengleisen scheinen leider noch nirgends gemacht worden zu sein — auf 0,5 bis höchstens 0,8 mm schätzen. Solche Werte sind aber zu gering,

um für sich allein eine einwandfreie Verarbeitung der Stoßdrücke zu gewährleisten.

Wenn man nach den Mitteln fragt, die geeignet sind, Stöße herabzumindern und Stoßdrücke zu verarbeiten, so muß man sich vor Augen halten, daß der Brückenbauer die vom Fahrzeuge ausgehenden Stöße als gegeben hinnehmen muß. Von den Mitteln, die Stoßdrücke durch zweckmäßige Bauart zu vermindern und zu unterdrücken, stehen in diesem Aufsatz nur die zur Behandlung, die das Gleis betreffen. Das Gleis ist aber in erster Linie zu dieser wichtigen Aufgabe berufen, weil es erwünscht ist, die Stoßdrücke gleich dort zu bekämpfen, wo sie auftreten, sie also gar nicht erst in das Bauwerk zu leiten.

In der Bauart des Gleises stehen folgende stoßmildernde Mittel zur Verfügung:

#### 1. Verbesserung des Schienenstoßes.

a) Verminderung der Zahl der Schienenstöße durch Verwendung möglichst langer Schienen. Dieser Grundsatz ist zwar allgemein anerkannt, könnte aber sicher noch gesteigert werden. Bei Steinbrücken könnte erwogen werden, ein Dach über die Brücke zu bauen. Einzelne Beispiele gibt es schon. Die wasserdichte Abdeckung des Gewölberückens legt eigentlich den Kampf gegen die Niederschläge in die Etappe, nicht an die Front. Die Gewölbeabdeckung ist unzuverlässig, schwer zu überwachen und nur mit großen Mühen, Kosten und Störungen auszubessern. Entschloß man sich, große, wichtige Steinbrücken zu überdachen, so könnten die Gleise genau wie Hallen- oder Tunnelgleise so große Schienenlängen erhalten, wie sie die Handhabung noch zuläßt. Neben der Verminderung der Schienenstöße hätte man noch den Vorteil, daß die Lebensdauer der Brücke verlängert, manche Betriebsstörung vermieden würde.

Für eiserne Brücken kämen seitliche oder obere Sonnenschirme in Frage, die die unmittelbare Sonnenstrahlung und die zurückgeworfene, strahlende Wärme von den Schienen abhalten würden. Der für die Berechnung der Wärmefugen maßgebende Hitzegrad könnte dadurch um 20 bis 25° ermäßigt werden. Die Abmessungen der Schirme ließen sich nach der Himmelsrichtung der Brücke und dem höchsten Sonnenstande im Juni, Juli und August leicht berechnen, der zusätzliche Winddruck könnte durch durchbrochene Gliederung der Schirme in erträglichen Grenzen gehalten werden.

b) Verbesserung des Schienenstoßes. Beim Bau von Gleisen wird vielfach außer acht gelassen, daß wegen der unvermeidlichen Herstellungsfehler nicht jede beliebige Lasche an jedes beliebige Schienenende passen kann. Dort, wo zwei Schienen mit verschiedener Höhe der Laschenkammer zusammentreffen, müssen stark schlagende Stöße entstehen, bei denen auch rasche und starke Abnutzungen eintreten. Freilich würde man diese Übelstände zweckmäßig dadurch gründlich beseitigen, daß man Schienenenden und Laschen durch Nacharbeiten der Pafsstellen genau aufeinander abstimmt\*). Dadurch könnte auch das Regelgleis viel gewinnen. Solange aber eine so genaue Herrichtung des Stoßes nicht üblich ist, muß man sich für Brückengleise darauf beschränken, die Stöße auf Brücken besonders sorgfältig herzustellen. Insbesondere könnte man darauf Bedacht nehmen, mittels besonderer Laschenkammer-Lehren nur gleich hohe Schienen für Brückengleise auszusuchen. Auch das Abhobeln von Stoßstufen in der Fahrfläche möchte sich in vielen Fällen empfehlen.

c) Die Beseitigung der Stöße durch Verschweißen der Schienen ist auf Brücken die durchgreifendste Lösung der Stoßfrage. Die Reichsbahndirektion Breslau hat damit erfolgreiche Versuche gemacht, die Bean-

\*) Vergl. Dr. Ing. Bloss: „Über die Genauigkeit des Laschenanschlusses am Schienenstoß“, Zentralblatt der Bauverwaltung 1922, S. 178.



spruchung der Fahrbahnträger ist dadurch um ein volles Viertel vermindert worden. Und wenn auch die Schweifsarbeit etwas über den Rahmen der sonstigen Gleisherstellung und -Unterhaltung hinausgeht, so sind die Erschwernisse doch verschwindend im Vergleiche zu dem erzielten Nutzen.

## 2. Zwischenlagen zwischen Schiene und Schwelle.

a) Holzwischenlagen. Wenn Holzwischenlagen einer ins Gewicht fallenden Nachgiebigkeit fähig sein sollen, müssen sie eine beträchtliche Höhe erhalten.

Das Pappelholzplättchen kann entgegen vielfach geäußerten Meinungen nicht als federnde Zwischenlage angesehen werden; dazu ist seine Stärke, gewöhnlich 5 bis 8 mm, viel zu gering. Die Wirkung der Pappelholzplättchen liegt mehr in der wagrechten Ebene und erstreckt sich weniger auf senkrechte Kräfte. Dadurch, daß die kleinen Unebenheiten des Schienenfusses und der Unterlage wie mit einem Prägestempel auf den Lagerflächen der Pappelholzplättchen abgebildet werden, vermehren sie die Haftung zwischen Schiene und Platte, damit den Widerstand gegen wagrechte Bewegungen der Schiene; sie dämpfen also die Seitenbewegungen samt ihren abschleifenden Wirkungen und den Wanderschub. Treten dennoch solche Bewegungen ein, zumal bei offenen, nicht fest geschlossenen Befestigungsweisen, dann spielt das Pappelholzplättchen nur die Rolle, daß es als schwächstes Glied die Abnutzungen auf sich nimmt.

b) Zwischenlagen aus Filz, Gewebebauplatten oder Leder. Die Meinungen über diese Zwischenlagen sind geteilt. Nach übereinstimmenden Berichten ist ihre Wirkung anfangs sehr gut, läßt aber bald nach, weil die elastische Nachgiebigkeit durch die tausendfach wiederholten Schläge und Stöße verloren geht oder weil die Platten unter den Witterungseinflüssen verrotten. Wollte man einen vollen Erfolg damit erzielen, so müßte man sich schon entschließen, daß die Platten nach einer bestimmten Zahl von Achsübergängen oder nach Erreichung einer nicht zu hoch bemessenen Gebrauchsdauer, jedenfalls aber vor Erschöpfung ihrer Wirkung ausgewechselt werden. Zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit bedürfte es viel eingehenderer Beobachtungen, als sie bisher bekannt geworden sind. Die Beurteilung müßte sich auf zahlenmäßige, nicht nur auf gefühlsmäßige Angaben stützen.

c) Echte Federn aus Stahl. Einen sehr beachtlichen Versuch, Schienen auf Federn zu lagern, stellt die Bauart Schuler dar, die anfangs der neunziger Jahre auftauchte und von den vormals oldenburgischen Staatsbahnen in einer Probestrecke ausgeführt wurde. Die Schiene wurde bei dieser Bauart von gehärteten Unterfedern getragen und von Oberfedern, die unter erhöhten Lappen der Klemmplatten angeordnet waren, festgeklemmt (Abb. 9 und 10, Taf. 9). Die Strecke befuhr sich nach einer Mitteilung der vormaligen General-Eisenbahndirektion in den ersten Jahren gut, auch schienen die Unterhaltungskosten etwas geringer als bei den anschließenden Vergleichsstrecken mit Regeloberbau. Schon nach drei bis vier Jahren liefs die Elastizität der Platten etwas nach, der Pfeil der Unterfedern ging zurück, einzelne brachen; die Oberfedern wurden locker und fielen heraus. Die federnden Unterlagsplatten wurden wieder ausgebaut. Wie ersichtlich, sind die Gleisfedern an Überbeanspruchungen gescheitert. Das kann entweder die Folge zu schwacher Bemessung oder mangelhaften Baustoffes sein. Die geschilderten Erfahrungen können daher nicht als allgemein gültig betrachtet werden. Es ist durchaus nicht ausgeschlossen, daß man mit den heutigen hochwertigen Stahlsorten bessere Ergebnisse erzielen würde und der Grundgedanke wäre es wohl wert, in einem ernstesten Versuche erneut geprüft zu werden.

## 3. Elastische Durchbiegung der Schwellen als Stofsdämpfung.

Erhebliche Werte für die federnden Durchbiegungen kann man erzielen, wenn man die Auflagerweite der Brückenschwellen

größer macht als den Mittenabstand der Fahrschienen, und zwar soviel, daß sich die Schwelle unter der Last durchbiegen kann. Zu der bisher allein betrachteten Druckelastizität tritt dann ergänzend die Bieungselastizität. Für die Berechnung dieser Anordnung muß man sich vor Augen halten, daß bei ihr auf die einzelne Schwelle nicht mehr der volle Achsdruck entfällt, sondern nur noch der Anteil, den Zimmermann den Schienendruck nennt. Bekanntlich wird für die Regelbelastung nach Hoffmann\*)

$$P = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} G,$$

für die Regelbelastung nach Schwedler\*)

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G,$$

worin G die Achslast, P der Schienendruck und

$$\gamma = B : D.$$

B ist die Kraft, die der Schiene den Bieungspfeil 1, D die Kraft, die ihr die Druckeinsenkung 1 erteilt.

Setzt man in der geschilderten Auflagerung der Schwelle den Überstand von der Auflagerstelle bis zum Lastpunkt = t und nennt die halbe Schwellenlänge l, so berechnet sich die Durchbiegung im Lastpunkte aus der Differenzialgleichung der Biegelinie leicht zu

$$y = \frac{P t^2 (3l - 2t)}{3 E_1 J_1},$$

worin  $E_1 J_1$  die Steifigkeitsziffer der Schwelle auf Biegung ist.

Zur Einsenkung tritt aber noch die Eindrückung in das Holz, die man angenähert

$$\Delta h = \frac{Ph}{f E_2}$$

setzen kann. Hierin ist h die Schwellenhöhe, f die Lagerfläche der Unterlegplatte und  $E_2$  die Elastizitätszahl des Holzes senkrecht zur Faser. Man erhält also D aus der Bedingung

$$1 = \frac{D t^2 (3l - 2t)}{3 E_1 J_1} + \frac{D h}{f E_2}$$

$$D = \frac{3 E_1 J_1 f E_2}{E_2 f t^2 (3l - 2t) + 3 h E_1 J_1}$$

Ferner ist

$$B = \frac{6 E J}{a^3},$$

wobei EJ die Steifigkeitsziffer der Schiene, a der Schwellenabstand. Mit Hilfe dieser Beziehungen kann man diese Auflagerung für jeden gewünschten Bieungspfeil berechnen. Es ist wohl kein Zweifel, daß man bei einer solchen elastischen Lagerung des Gleises Abminderungen der Stoßdrücke erreichen kann, die an Wirkung dem Schweissen der Stöße gleichkommen, sich aber über die ganze Länge des Gleises erstrecken. Zur guten und sachgemäßen Auflagerung der Schwellen wäre zweckmäßig eine Lagerleiste mit leicht gewölbter Oberfläche auf den Längsträgern oder den Hauptträgern anzuordnen.

## 4. Das Schotterbett als stofsdämpfende Masse.

Zweifellos vermehrt das Schotterbett die stofsaufnehmende Masse. Daß es dem Brückengleise die volle elastische Nachgiebigkeit des Regelgleises nur bei großer Bettungsstärke geben kann, ist schon oben dargestellt worden. Wo man also darauf besonders rechnet, empfehlen sich reichliche Bettungsstärken. Meistens wird das Schotterbett nur auf kleineren Brücken, etwa bis 30 m Spannweite, durchgeführt. Es ist aber nicht einzusehen, weshalb es nicht auch bei großen Brücken durchgeführt werden sollte. Auch bei weit gespannten Strafsenbrücken erhält ja die Fahrbahn ein sehr großes Gewicht.

Es ist schon oben erwähnt worden, welche Wichtigkeit einer tadellosen Erhaltung der Höhenlage beizumessen ist.

\*) Vergl. Zimmermann, Berechnung des Eisenbahnoberbaues, S. 203.

Als einfachste Lösung dafür erscheinen in bettungslosen Gleisen Höhenbeilagen aus Blech, die man zwischen die Unterlegplatte und Schwelle anordnen könnte. Mit einem Satze von 2, 3, 5 und 10 mm ließen sich alle erforderlichen Regelungen erreichen. Für Zwischenmaße und größere Höhenunterschiede könnten zwei oder drei solche Beilagen zusammen angewendet werden.

Als Ergänzungen der Brückengleise stellen sich die Übergänge vom Regelgleise auf die Brücke und der Entgleisungsschutz dar. Die Übergänge (Auffahrten) dienen dazu, die Fahrzeuge möglichst sanft von dem elastisch liegenden Regelgleis auf das starrer liegende Brückengleis überzuleiten. Sie bestehen meistens aus einem hölzernen Roste, der auf dem Mauerwerke des Widerlagers angeordnet ist. Sie sind nicht immer leicht in Ordnung zu halten und daher oft wunde Punkte. Sie treten an Wichtigkeit um so mehr zurück, je elastischer das Brückengleis ist, und bei voller Nachgiebigkeit des Brückengleises erscheinen sie auch für schnell befahrene Brücken entbehrlich.

Der Entgleisungsschutz wird in zwei Formen ausgeführt. Er soll entweder entgleiste Fahrzeuge so nahe an die Fahrschiene heranzuführen, daß sie nicht an Bauwerksteile anstoßen können. In dieser Form besteht der Entgleisungsschutz

aus zwei Schienen, die zwischen den Fahrschienen mit der gewöhnlichen Befestigung so angebracht sind, daß zwischen Fahrschiene und Schutzschiene ein lichter Abstand von 15 bis 16 cm verbleibt. Soll aber die Schutzanlage Entgleisungen auf der Brücke wirksam verhindern, dann tritt sie in der Form der Leitschienenanlage auf. In beiden Fällen müssen an den Brückenden die Schutzschienen in Gleismitte zusammengeführt und mit einer Art Spitzenverschluß gesichert werden. Oft wird der Entgleisungsschutz ergänzt durch flügelartige Führungsschienen an der Außenseite des Gleises sowie durch rampenförmige Auflaufstücke beiderseits der Fahrschienen. Durch diese Rampen wird angestrebt, entgleiste Räder auf die Höhe der Fahrschiene zu heben, so daß sie sich von selbst wieder eingleisen können. Tatsächlich soll dieser Zweck in einigen Fällen schon erreicht worden sein.

Aus den vorstehenden Darlegungen ist zu ersehen, daß die Erforschung und Ausgestaltung des Brückengleises zur Zeit noch viele offene Fragen bietet. Vor allen Dingen fehlt es noch ganz an Messungen, bei denen die Durchbiegung des Gleises und ihr Einfluß auf die Stosswirkungen durch gleichzeitige Beobachtung beider geklärt wird. Es eröffnet sich daher ein reiches Arbeitsfeld für eine gemeinsame Arbeit des Brückenausschusses und des Oberbauausschusses.

## Sparbauweisen für Brücken im Bereich der Reichsbahndirektion Dresden.

Von Eisenbahnoberingenieur a. D. Schönberg beim Brückenbaubüro der Reichsbahndirektion Dresden.

Hierzu Tafel 12.

### I. Spargrundsätze für Wölbbrücken.

Die Beurteilung der Kostenfrage vom Standpunkte der Wirtschaftlichkeit aus wurde bisher beim Bau von Steinbrücken recht stiefmütterlich behandelt. Es sei deshalb, um einen kleinen Beitrag zu dieser Frage zu liefern, erlaubt, im folgenden einige Spargrundsätze zusammenzustellen, die im Bereiche der Reichsbahndirektion Dresden für den Entwurf und Bau massiver Eisenbahnbrücken maßgebend sind und deren Befolgung es ermöglichte, Kostenverminderungen zu erreichen, die diese Brücken sogar in Zeiten niedriger Eisenpreise mit eisernen Bauwerken wettbewerbsfähig machten. Anschließend daran werden mehrere nach diesen Grundsätzen ausgeführte Bogenbrücken beschrieben und durch Kostenangaben erläutert.

Zunächst müssen Ersparnisse erzielt werden durch zweckmäßige und wirtschaftliche Planverfassung. Die richtige Aufteilung der Gesamtlichtweite spielt bei längeren Viadukten eine bedeutende Rolle, besonders wenn die Bodenverhältnisse zu kostspieligen Gründungsarbeiten nötigen. Die alte Faustregel, daß eine Brücke dann am billigsten ist, wenn die Kosten der Gewölbe für ein qm Brückengrundriß den Kosten der Pfeiler und Widerlager, ebenfalls für 1 qm Gesamtbrückengrundfläche, gleich werden, oder bei denen die Lichtweiten der Öffnungen den Lichthöhen der Gewölbe über Talsohle gleich sind, gelten jedenfalls nur in engen Grenzen und sind von Fall zu Fall durch vergleichende Kostenberechnungen nachzuprüfen. Dabei muß auch berücksichtigt werden, daß eine Brücke mit weitgespannten Gewölben vielfach schon deshalb wirtschaftlicher ist, weil das Verhältnis zwischen Eigen- und Nutzlast günstiger wirkt als bei kleinerer Stützweite, sodaß eine später eintretende Erhöhung der Nutzlast nicht gleich einen Umbau der Brücke erforderlich macht.

Besonders wichtig für die Wirtschaftlichkeit eines Gewölbes sind die richtige Formgebung und zweckmäßige Verteilung der Baustoffmassen, weil nur hierdurch die volle Ausnutzung der Druckfestigkeit des Baustoffes im Gewölbe ohne Überschreitung der zulässigen Zugfestigkeit ermöglicht werden kann. Bekanntlich entstehen unter der Wirkung der den Gewölbebaustoff zusammenpressenden Normalkräfte, durch Temperatur- und Schwindeinflüsse bedeutende Zusatzmomente, welche

die Kämpfer- und Scheitelteile überlasten, während die Bogenanteile in der Nähe des Stützweitenviertels nur wenig beansprucht werden. Formt man den Bogen nach der üblichen Stützlinie, so sind kostspielige und schwierige Ausrüstungsverfahren — einstweilige Gelenke oder das Färbersche Gewölbe-Expansionsverfahren — erforderlich, um einen Teil dieser unwirtschaftlichen Momenteneinflüsse auszuschalten. Dies kann aber weit einfacher und billiger durch eine von der Stützlinie abweichende Gewölbeform erreicht werden. In Beton und Eisen 1924 gibt Dr. Proksch unter der Überschrift »Verfahren zum Aufsuchen der Bogenlinie gleicher Anstrengungen« einen Weg an, verhältnismäßig mühelos den Stützlinienbogen so umzuformen, daß die Randspannungen fast über den ganzen Bogen hinweg beiderseits gleich groß werden; das ermöglicht die Ausnutzung des Baustoffes in geradezu vollkommener Weise. Eine dabei erforderliche, nur kurze örtliche Bewehrung am Kämpfer vermindert den wirtschaftlichen Wert des Vorschlages nicht. Selbstverständlich müssen die Abmessungen des Gewölbes diesem Verfahren angepaßt sein. Hinsichtlich dieser Abmessungen muß immer wieder betont werden, daß Bogen mit übermäßigen Stärken, wie sie bisher üblich waren, den neuzeitlichen, schwächeren und biegsameren Gewölben technisch und wirtschaftlich unterlegen sind, weil diese vermöge ihrer größeren Elastizität den aus Temperaturschwankungen, Schwinden und Widerlagerbewegungen sich ergebenden Formänderungen leichter nachgeben können. Die Einschränkung der Scheitelstärke auf ein Mindestmaß ist neben der richtigen Bogenform die Hauptbedingung für die Wirtschaftlichkeit, ja unter Umständen überhaupt für die Ausführungsmöglichkeit eines Gewölbes. Je stärker die Scheitelabmessung ist, desto größer werden die sich einstellenden Zusatzmomente, denn die von der Stützweite unabhängigen Temperaturmomente sind proportional der dritten Potenz der Scheitelstärke und umgekehrt proportional der Pfeilhöhe. Es ist also leicht einzusehen, daß eine Verminderung der Scheitelstärke einen bedeutenden Einfluß hat, zumal dadurch gleichzeitig die Pfeilhöhe vergrößert wird. Ebenso wirkt ein Ausweichen der Widerlager um so ungünstiger, je größer die Scheitelstärke und je geringer die Pfeilhöhe ist. Eine Erhöhung der Scheitelstärke über das statisch zweck-

mäßige Maß hinaus führt also nur zu unnötigem Aufwand an Baustoff, verteuert die ohnehin schon teure Einrüstung, vergrößert aber die Widerstandsfähigkeit des Bogens nicht, sondern nur seine Steifheit, sein Unvermögen zu Formänderungen, schafft also geradezu die Vorbedingungen für Risse. Haben sich diese gebildet, dann arbeitet der Bogen mit der Stärke, die man ihm von vornherein hätte geben müssen\*). Durch Ausdehnung der statischen Berechnung auf die elastische Arbeit der Widerlager, hervorgerufen durch die Nachgiebigkeit des Baugrundes, werden sich neben Vermeidung grundsätzlich falscher Rechnungsergebnisse ebenfalls Ersparnisse an Baustoff erreichen lassen. Beachtenswert erscheint auch ein Hinweis auf die Wahl der Größe der Formänderungszahl des Betons. In dieser Hinsicht gehen unsere Vorschriften etwas zu sicher auf Kosten der Wirtschaftlichkeit. So würde für die Ermittlung der Bogenkraft infolge Schwindens des Eisenbetons die Annahme eines Elastizitätsmoduls von 140 000 kg/qcm vollständig genügen, da die hauptsächlichsten Schwindungen sich am frischen Beton auswirken. Auch die vorgeschriebene Naviersche Annahme gleicher Formänderungszahlen für Zug und Druck, die bei höheren Beanspruchungen nicht mehr zutrifft, ergibt bei der Berechnung der Formänderungen durch Wärmewechsel viel zu hohe Werte, also einen Sicherheitsgrad, auf Grund dessen man die zulässigen Spannungen ruhig erhöhen könnte.

Ferner kann erheblich an Kosten gespart werden durch Verarbeitung solcher Baustoffe, bei denen wegen ihres Vorkommens in den Baugruben selbst oder in unmittelbarer Nähe der Baustelle von vornherein die Ausgaben für Beförderung wegfallen. Auch die Verwendung hinsichtlich der Korngröße richtig zusammengesetzter, harter und wetterbeständiger Zuschlagstoffe zum Beton wird das Kostenergebnis vorteilhaft beeinflussen, da sich hierdurch die erforderlichen Festigkeiten auch bei sparsamem Zementzusatz erzielen lassen. Vielfach bringt auch die Anwendung von Eisenbeton, der zu auskragenden Fahrbahnkonstruktionen das geeignetste Baumaterial ist, große wirtschaftliche Vorteile. Als Baustoff für die Gewölbe ist Eisenbeton im allgemeinen unwirtschaftlich. Stampfbeton ohne Eiseneinlagen oder Bruchsteinmauerwerk sind mindestens um die Hälfte billiger, ein Unterschied, der durch Ersparnisse an Masse und Rüstung nicht ausgeglichen werden kann. Allerdings ist reiner Beton nur möglich bei Bogen mit größerem Stich, da sonst übermäßige Dehnungen und Spannungen entstehen. Falls es bei flacheren Gewölben nicht mehr gelingt, durch zweckmäßige Formgebung die ungünstigen Zusatzmomente im Scheitel und Kämpfer einzuschränken, muß man örtliche Bewehrungen vorsehen.

Von ausschlaggebender Bedeutung ist die Verringerung jener Ausgaben, die für Arbeitslöhne aufgewendet werden müssen, d. h. es muß neben Massenverminderung und Einschränkung des Baustoffaufwandes vor allem Einfachheit und Leichtigkeit der Herstellung erstrebt werden. Diese ist im Hinblick auf die Gesamtkosten oft von größerer Wichtigkeit als die Baustoffersparnis und kann erzielt werden durch Vermeidung von Lehrgerüsten, wie es bei Brücken nach Melan ermöglicht wird, wo die Schalung an die steifen Eiseneinlagen angehängt werden kann, oder durch mehrmalige Verwendung der Lehrgerüste, sei es durch Verschieben in der Breitenrichtung oder durch Wiederverwendung des Gerüstes in einer anderen Öffnung. Unter besonderen Umständen kann auch die Verwendung eiserner Lehrgerüste die Baukosten günstig beeinflussen, besonders bei großen Stützweiten, wie ja zweifellos die Entwicklung des massiven Bogenbaues zu immer größeren Stützweiten durch den Gebrauch eiserner Rüstungen unterstützt wird. Besonders geeignet ist dieser Baustoff für Typengerüste. Bei der Reichsbahndirektion Dresden wird seit Jahren nach bayrischem Muster ein eisernes

\*) Bemessungsformeln siehe Dr. Proksch, Beton und Eisen 1924, Dr. Färber, Der Gewölbebau.

Lehrgerüst für gewölbte Straßenüberführungen über zweigleisige Bahnen verwendet, das sich gut bewährt hat. Daneben ist auch der Frage der Bemessung des Wölbkörpers in der Breitenrichtung besondere Beachtung zu schenken. Nach Veröffentlichungen französischer Ingenieure ist bei kleineren Stützweiten ein volles Gewölbe bezüglich der Kosten am günstigsten, während bei größeren Stützweiten die Auflösung des Gewölbes in zwei bis drei parallele Ringe wirtschaftlicher ist. Obwohl die Arbeitskosten gesteigert werden, weil beim Bau derartiger aufgelöster Gewölbe unbedingt eine größere Sorgfalt nötig ist, soll die Gesamtkostenberechnung bei mehreren französischen Straßenbrücken mit einer erheblichen Ersparnis abgeschlossen haben, die hauptsächlich durch die Verringerung der Gerüstkosten entstanden ist. Diese Bauweise, die für Straßenbrücken in statischer Beziehung nicht ganz einwandfrei erscheint, da die Eigenlasten und besonders die Hauptverkehrslasten stark aufsermittigt auf die Gewölberinge wirken und unerwünschte Nebenwirkungen erzeugen, wäre für mehrgleisige Eisenbahnbrücken vorteilhaft verwertbar, indem jedes Gleis mittels Eisenbetonwanne mittig auf je einen Gewölbering gelagert wird. (Abb. 1, Taf. 12). Durch diese Anordnung ließen sich auch die Zusatzspannungen, die bei mehrgleisigen Eisenbahnbrücken mit vordurchgehendem Gewölbe infolge quereinseitiger Fahrbahnbelastung entstehen, und von denen besonders die Schubspannungen im Scheitel infolge der Drehmomente unzulässige Werte annehmen können, vermeiden. Naturgemäß müßte die Querschnittsbreite der einzelnen Ringe möglichst vermindert werden, um wirtschaftliche Vorteile zu gewinnen. Auch statisch wirkt die Verringerung der Gewölbebreite bei kleinen und mittleren Stützweiten nur günstig, da durch Erhöhung der Grundpressung die Zugspannungen kleiner werden. Die Entscheidung, wie weit man in dieser Hinsicht gehen kann, ist abhängig von der Größe der Zusatzspannungen, die sich durch wagrechte Kräfte — Winddruck, Seitenstöße der Fahrzeuge, Fliehkraft bei Kurvenbrücken, einseitige Erwärmung der Stirnen infolge Sonnenbestrahlung — ergeben. Durch diese Kräfte werden im Innern des Gewölbequerschnittes Biegungs- und Drehmomente ausgelöst.

Nach den Untersuchungen von Dr. Nakonz über »Zusatzspannungen in Gewölben«\*) brauchen die Nebenwirkungen, die bei gewölbten Brücken durch wagrechte Kräfte hervorgerufen werden, nur bei schmalen Brücken verfolgt zu werden. Sobald die Gewölbebreite mehr als  $\frac{1}{3}$  der Stützweite beträgt, kann von der Berechnung der Zusatzspannungen infolge wagrechter Kräfte abgesehen werden. Maßgebend sind bei der Belastung durch wagrechte Kräfte die Spannungen infolge der Biegemomente, die Schubspannungen infolge der Drehmomente können vernachlässigt werden. Praktisch wird man den Gewölbering zumindest so breit machen, daß die Schwelle in ganzer Länge vom Gewölbe unterstützt wird, was einer Mindestbreite von 2,5 m entspricht. Bei größeren Stützweiten und hohem Pfeil wird natürlich der Einfluß der wagrechten Kräfte sich sehr fühlbar machen und es fraglich erscheinen lassen, ob man mit obiger Breite, zumal am Kämpfer, ausreichen wird. In diesem Falle kann man die Gewölbebreite nach den Kämpfern hin zunehmen lassen, zumal eine größere Querschnittsbreite im Kämpfer viel wichtiger ist als im Scheitel, da dieser durch die Formgebung leichter entlastet werden kann als der Kämpfer und ein breiter Kämpfer besser für die Lastverteilung ausnutzbar ist. Will man ohne eine solche Verbreiterung auskommen, dann muß man für die hochbeanspruchten Gewölbebereiche zur Betonbereitung einen der neuerdings in den Handel gebrachten hochwertigen Zemente verwenden, um so, ähnlich wie der Eisenbau mit seinem veredelten Baustoff St 58, ohne großen Preisaufschlag einen bedeutend wertvolleren Baustoff zu gewinnen. Wenn auch die Erfahrung noch kein abschließendes Urteil

\*) Zeitschrift für Bauwesen 1920.

ermöglicht, so ist doch jetzt schon mit Sicherheit feststellbar, daß sich durch Verwendung hochwertigen Zementes erhebliche Vorteile sowohl technischer als auch wirtschaftlicher Natur ergeben. Die rasche Anfangserhärtung und die große Endfestigkeit sind von größter wirtschaftlicher Tragweite, da sie neben sparsamster Bemessung schnellste Herstellung und Inbetriebnahme der Bauten und dadurch das Freiwerden von kostspieliger Schalung und Hilfsgerüsten für weitere Bauten in kürzester Zeit ermöglichen.

Hervorzuheben ist auch das geringe Schwindmaß des hochwertigen Zementes und der bedeutend schnellere Abschluß des Schwindens gegenüber dem gewöhnlichen Portlandzement, bei dem das hauptsächlichliche Schwinden sich auf mehrere Monate erstreckt, während bei hochwertigem Zement das Schwinden im wesentlichen schon nach 3 bis 4 Wochen abgeschlossen sein soll. Wie wichtig ein schneller Schwindverlauf für Brücken ist, geht aus den mehrjährigen Untersuchungen der Reichsbahndirektion Stuttgart an einer gewölbten Eisenbahnbrücke aus Beton hervor, durch die festgestellt wurde, daß grade das Schwinden des Gewölbebetons die Bogen stark verkürzt, und zwar besonders stark im ersten Jahre. Fortgesetztes Sinken des Scheitels und Rißbildungen sind die Folge.

In engem Zusammenhang mit der Art des Zementes steht bei großen Brückenbauten die Frage der Verarbeitungsweise des Betons, d. h. die Frage: Stampfbeton oder Gußbeton. Die Einbringung des Betons in flüssigem Zustand bedeutet eine bedeutende Ersparnis an Arbeits- und Aufsichtsstunden, da Gußbeton am wenigsten von der Güte der Ausführung abhängt, und ermöglicht einen sehr günstigen und hemmungslosen Arbeitsbetrieb auf der Baustelle, so daß mit Gußbeton bedeutend größere Leistungen erzielt werden können. Dagegen stellt das Stampfen des Betons eine Vergeudung von Arbeitsleistung dar, der im besten Falle der Gewinn gegenübersteht, daß die Schalungsarbeit etwas weniger sorgfältig zu sein braucht. Außerdem ergibt Gußbeton eine einheitliche Masse von gleichmäßiger Festigkeit und Dichtigkeit, der gegenüber Stampfbeton ein blättereigähnliches Gefüge zeigt, das besonders an Stellen längerer Arbeitspausen wasserdurchlässig ist, wie die Kalkauslaugungen an den Innenflächen vieler Gewölbe und Widerlager beweisen.

Bei Verwendung von hochwertigem Zement zum Gußbeton kann man übrigens den Nachteil der Festigkeitsabnahme infolge des reichlichen Wasserzusatzes in gewissen Grenzen durch eine entsprechende Verlängerung der Erhärtungszeit ausgleichen, ohne den Zementgehalt der Mischung erhöhen zu müssen.

Von einigen neueren Bauausführungen sei zuerst die einleisige gewölbte Talbrücke der Linie Theuma—Plauen i. V. (Abb. 2 und 3, Taf. 12) beschrieben. Die Breite der Gewölbe war in einem Vorentwurfe zu 4,0 m angenommen. Bei der Prüfung des Entwurfes wurde festgestellt, daß sich durch Einschränkung der Gewölbebreite von 4,0 auf 3,0 m und Einbettung des Gleises in eine ausladende Eisenbetonwanne 19000  $\mathcal{M}$ , d. i. 157  $\mathcal{M}$  für das laufende m Brücke ersparen ließen, und zwar ohne daß die Breite des Bettungskoffers und die Gesamtbreite der Brücke — 5,1 m bzw. 6,0 m über den Pfeilern — geändert wurde. Die statische Berechnung auf Winddruck ergab für das 3 m breite Gewölbe eine größte Zusatzbiegungsbeanspruchung von 2,5 kg/qcm, so daß in statischer Beziehung keine Bedenken gegen die Verringerung der Gewölbebreite vorlagen. Für einen Kostenvergleich mit Eisen wurden sieben Vorentwürfe mit eisernen Stützen und eisernen Überbauten ausgearbeitet und veranschlagt. Die beiden billigsten Planungen wurden in engere Wahl gestellt und drei Eisenfirmen zur Veranschlagung der beiden Vorentwürfe unter der Bedingung bindender Preise aufgefordert. Gleichzeitig (April 1914) wurde auch die Wölbbrücke in engerem Wettbewerb unter vier Betonunternehmungen ausgeschrieben. Es ergaben sich als niedrigste Baukosten für die Talbrücken mit

eisernen Überbauten Forderungen zwischen 91500  $\mathcal{M}$  und 88900  $\mathcal{M}$ . Für die Herstellung der gewölbten Brücke nach Abb. 2 und 3 wurden 88500  $\mathcal{M}$  gefordert. Trotz der damals außergewöhnlich niedrigen Eisenpreise ergab sich die wirtschaftliche Überlegenheit der gewölbten Brücke, wobei der Vorteil der Durchführung des Schotterbettes noch gar nicht berücksichtigt ist. Eine Umgestaltung der Eisenbetonwanne brachte neben einer Verbesserung der architektonischen Wirkung eine weitere Verbilligung um 4000  $\mathcal{M}$ , so daß ein m Brücke sich auf 700  $\mathcal{M}$  verbilligte, d. i. auf 144  $\mathcal{M}$  für ein qm Grundrißfläche. Die Brücke wurde 1919 bis 1921 erbaut.

Die Wesnitztalbrücke der Linie Neustadt—Weißsig (Abb. 4 und 5, Taf. 12) ist nach ähnlichen Grundsätzen entworfen und im Jahre 1906 erbaut worden. Sie hat eine Gesamtlänge von 82,8 m, liegt in der Geraden und bis zur Brückenmitte in der Horizontalen, von da ab in der Steigung 1:40. Ihre Höhe über dem Wesnitzbachspiegel beträgt etwa 13 m. Die Mittelöffnung ist durch einen Dreigelenkbogen mit Eisenbetonwälgelenken von 27 m Stützweite und 4,85 m Pfeilhöhe überspannt, an den sich beiderseits je ein Dreigelenkbogen von 17,7 m Stützweite und 3,4 m Pfeil anschließt. Das linke Widerlager ist auf dichtgelagertem Kiessand gegründet, die beiden Mittelpfeiler und das rechte Widerlager dagegen auf weichem Sandsteinfelsen.

Die Breite der Gewölbe beträgt bei einer Fahrbahnbreite von 4,5 m nur 2,70 m. Es entsteht bei dieser Breite durch Winddruck eine Zusatzbiegungsspannung von 7,5 kg/qcm im Hauptbogen. Die Fahrbahnplatte ist als Eisenbetonwanne mit beiderseits je 0,90 m ausladenden Konsolen ausgeführt.

Auf einen durchbrochenen Aufbau wurde aus statischen und konstruktiven Gründen verzichtet. Die massive Überbetonierung im Mischungsverhältnis 1:10:13 gestaltet das Verhältnis der Eigenlast zur Verkehrslast viel günstiger, so daß sich dynamische Wirkungen weniger fühlbar machen. Außerdem werden die Risse- und Kipperscheinungen, die an Stirnmauern öfters beobachtet werden, vermieden und es läßt sich bei einfachster Ausführung eine gute Fahrbahnentwässerung erreichen.

Der Stampfbeton der Gewölbe besteht aus Grubenkiessand der dortigen Gegend und Granitklarschlag, ebenso der der Gelenksteine; zum übrigen Beton wurde als Zuschlag Steinerschlag von Sandsteinen verarbeitet. In den Nebenöffnungen sind an der unteren Leibung Eisen eingelegt, um die Nebenspannungen aufzunehmen, die sich aus der durch Ungenauigkeit bei der Aufstellung und durch die Erschütterung beim Stampfen hervorgerufenen unrichtigen Lage einzelner Gelenkquader hätten ergeben können. Bei der großen Öffnung wurde eine Bewehrung nicht für nötig gehalten, da die größeren Quader schwerer aus ihrer Lage gebracht werden konnten.

Die Abdichtung des Bettungskoffers erfolgte durch Asphaltfilzplatten mit einer Schutzschicht aus 1,5 cm starken, mit Carbolineum getränkten Holzschwarten. Die seitlichen Gangbahnen wurden mit Asbestzement abgedeckt, der sich sehr schlecht bewährt hat. Pfeileranläufe und Gewölbestirnen erhielten eine 5 cm starke, gestockte Vorsatzbetonschicht, die übrigen Ansichtsflächen wurden mit einem 1 cm starken Zementputz versehen.

Die Kosten betragen 648  $\mathcal{M}$  für das lfd. m Brücke oder 140  $\mathcal{M}$  für 1 qm Grundrißfläche.

Bei der Eigenart des Bauwerkes und den noch geringen Erfahrungen, welche man damals über Dreigelenkbogen mit Wälgelenken aus Eisenbeton bei Eisenbahnbrücken hatte, erschien es geboten, die bei der Ausrüstung eintretenden Bewegungen der Gewölbe und Pfeiler genau festzustellen. Die Ausrüstung erfolgte bei einer gleichmäßigen Temperatur von 0° — +1 C. Zuerst wurden die beiden Seitenöffnungen ausgerüstet, dann die Mittelöffnung. Unmittelbar nach Ausrüstung

der Seitenöffnungen entstand eine kleine Verdrehung der Mittelpfeiler um i. M. 1" nach außen, ein Beweis, daß der Bogen der Mittelöffnung sich teilweise schon selbst ausgerüstet hatte. Nach Ablassen des Lehrgerüsts der Mittelöffnung vergrößerte sich unter dem Schub des großen Gewölbes die Winkelverdrehung der Pfeiler auf 2,16" beim linken und auf 5,21" beim rechten Pfeiler, was einer Bodeneindrückung der Fundamente von 0,03 bzw. 0,07 mm entspricht. Die mittlere Durchbiegung des Scheitels der Hauptöffnung unter der Eigenlast ergab sich zu 2,13 mm.

In der nur über den Gelenken durch Fugen unterbrochenen Fahrbahntafel bildeten sich schon kurz nach der Inbetriebnahme der Brücke Risse quer zur Brückenachse aus, und zwar an der Südseite infolge der stärkeren Sonnenbestrahlung lebhafter als auf der Nordseite. Die Hauptursache der Rißbildung lag wohl an der großen elastischen Durchbiegung der Bögen unter den Stosswirkungen der Verkehrslasten. Die steife, als Balken wirkende Fahrbahnplatte war nicht elastisch genug, um ohne Beschädigung den Senkungen des Bogens folgen zu können. Als Gegenmaßnahme wurde die Fahrbahntafel in den Bogenvierteln durchgesägt, wobei zur Führung der Sägeschnitte vorhandene Risse benutzt wurden. Zweifellos wäre es zweckmäßiger gewesen, bei dem ausgezeichneten Baugrund und dem verhältnismäßig hohen Pfeil von Dreigelenkbögen, die im Betrieb große Scheitelbewegungen erfahren, abzusehen und eingespannte Gewölbe anzuordnen.

Zum Schlusse seien noch die Querschnitte zweier in den Jahren 1901 und 1908 erbauten Wölbrücken vorgeführt (Abb. 6 und 7, Taf. 12), bei denen aus Sparsamkeitsrücksichten nicht nur die Gewölbebreite möglichst eingeschränkt, sondern auch noch auf die Durchführung des Schotterbettes verzichtet wurde. Das Gleis ist bei beiden Bauwerken ähnlich wie bei offenen Fahrbahnen eiserner Brücken auf hölzernen Querschwellen befestigt, die bei dem einen Entwurf, einer gewölbten Brücke der Gütereisenbahn Mittweida — Ringethal, auf Eisenbetonlangschwellen, bei dem anderen, einer Wölbrücke der vollspurigen Nebenbahnlinie Chemnitz — Wechselburg, auf Langholzschnellen gelagert sind. Zur Milderung der Stosswirkung der Fahrzeuge sind zwischen den Eisenbetonlangschwellen und den hölzernen Querschwellen Chromlederplatten eingeschaltet worden. Entwässerung und Abdeckung sind bei dieser Fahrbahnanordnung mit einfachen Mitteln zu erreichen. Dagegen ergeben sich gegenüber einer Fahrbahn mit durchgeführtem Schotterbett erhebliche Nachteile hinsichtlich der Unterhaltung und der Sicherheit für den Betrieb. Die Gefahr für entgleiste Züge ist größer und die Feuersicherheit ist auch mit Schutzanstrichen oder Tränkung mit Salzlösungen keine vollständige. Man wird deshalb, auch im Hinblick auf die hohen Unterhaltungskosten solcher Bauweisen, sich nur in seltenen Fällen zu derartigen Ausführungen entschließen.

## II. Eisenbetonplatten als Abdeckung für offene Fahrbahnen eiserner Brücken.

Bisher wurden die offenen Fahrbahnen eiserner Brücken in der Regel mit etwa 5 cm starken und 15 bis 20 cm breiten Holzbohlen abgedeckt, die der Entwässerung wegen mit 1 bis 2 cm Abstand verlegt und mit Querleisten zu einzelnen, handlichen Tafeln vereinigt wurden. Bei der vorm. sächsischen Staatseisenbahnverwaltung bevorzugte man quadratische Stollenhölzer von  $\frac{10}{10}$  bzw.  $\frac{7}{7}$  cm Querschnitt, die bei Hauptbahnen quer, bei Nebenbahnen parallel zur Brückenachse mit 2, höchstens 2,5 cm Zwischenraum befestigt wurden. Solche Bauweisen sind nicht feuersicher und erfordern hohe Unterhaltungskosten. In Bayern und Württemberg ist eine auf hölzernen Längsbohlen befestigte Riffelblechabdeckung im Gebrauch, die zwar feuersicher ist, aber ebenfalls bedeutende Unterhaltungskosten verursacht. Bei den früheren Reichseisenbahnen in Elsaß-Lothringen wurden vor dem Kriege mehrere eiserne Brücken

mit Eisenbetonplattenbelag versehen, der sich nach einer Mitteilung des Reichsverkehrsministeriums gut bewährt haben soll. Es wurden deshalb auf diese Anregung hin auch im Bereiche der Reichsbahndirektion Dresden probeweise einige Brücken mit Eisenbetonplatten abgedeckt.

Zunächst kam die Abdeckung einer eingleisigen Blechträgerbrücke mit versenkter Fahrbahn in Frage, bei der die Schienen auf Querschwellen ruhten, diese wieder auf eisernen Längsträgern. Der Mittenabstand der hölzernen Querschwellen schwankte zwischen 53 und 81 cm. Es erschien daher geboten, um die Plattenlängen möglichst einheitlich zu gestalten und dadurch die Herstellung zu vereinfachen und zu verbilligen, die Querschwellen auf einen gleichmäßigen Abstand von 64 cm umzulegen. Die Breite der Eisenbetonplatten konnte so bestimmt werden, daß mit zwei Plattenbreiten — 28 cm zwischen und 25 cm außerhalb der Schienen — auszukommen war. Da die Randplatten wegen der Eckversteifungswinkel zwischen Quer- und Hauptträgern beiderseits nicht auf den Querträgern aufgelagert werden konnten, sondern als Kragplatten ausgebildet werden mußten, kam man auf den Gedanken, sämtliche Platten mit schwebenden Stößen zu verlegen. Man erreichte dadurch, ohne Abmessung und Bewehrung der Platten ändern zu müssen, daß die Befestigung der Platten keine besonderen Profileisen erforderlich machte. Die Befestigung war nach Abb. 8, Taf. 12 mit Schwellenschrauben gedacht, die durch ein einbetoniertes, verzinktes Gasrohrstück hindurchgreifen. Trotz der Umlegung der Querschwellen waren bei dieser Anordnung immerhin noch drei verschiedene Plattenlängen, die von 2,3 m bis 1,87 m schwankten, und zwei verschiedene Plattenbreiten nötig.

Bei einer zweiten Brücke, die mit Eisenbetonplattenbelag zu versehen war, einer Blechträgerbrücke für 75 cm Spurweite mit oberliegender Fahrbahn, bei der das Gleis durch unmittelbar auf den Hauptträgern lagernde hölzerne Querschwellen unterstützt war, ergaben sich neue Schwierigkeiten. Hier verhinderten die Hakenschrauben, mit denen die Querschwellen an den Hauptträgern befestigt sind, die völlig gleiche Ausbildung der Eisenbetonplatten. Um gelockerte Schraubenmuttern wieder fest nachziehen zu können, mußten in den Platten unmittelbar neben den Schienen Öffnungen von  $6 \times 6$  cm für die Schraubenköpfe ausgespart werden. Durch Umlegung der Schwellen auf einen gleichmäßigen Abstand von 82 cm gelang es, mit einer einzigen Plattenlänge von 1,62 m auszukommen. Für die Plattenbreite ergab sich das Maß von 33 cm innerhalb und von 25 cm außerhalb der Schienen. Von der Anordnung schwebender Stöße wurde abgesehen. Die Platten wurden beiderseits auf den Querschwellen aufgelagert und jedesmal zwei Platten mittels eines verzinkten, federnden Flacheisenbügels und einer Schwellenschraube am Auflager befestigt (siehe Abb. 9, Taf. 12).

Eine beschränkte Ausschreibung der Beläge beider Brücken ergab im März 1924 als niedrigstes Angebot für Platten mit Befestigung nach Abb. 8 8,70  $\mathcal{M}$  für ein qm,  
 » » » » Abb. 9 9,45 » » ein ».  
 Eingeschlossen war hierbei die Verzinkung der in die Platten einzusetzenden Gasrohrstützen, Lieferung der Befestigungsschrauben, sowie Riffelung der Oberfläche nach vorherigem Glattrich, um eine dauernde Rauigkeit und sichere Begehbarkeit zu erhalten. Die an der Ausschreibung beteiligte Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G. reichte mit ihrem Angebot einen Sondervorschlag für die Ausbildung und Befestigung der Platten ein, der nicht nur die Verlegung wesentlich vereinfachte, sondern auch wirtschaftliche Vorteile brachte. Danach sollten, um die Platten überall verlegen zu können, ohne jeweils die Schwellenlage im einzelnen besonders berücksichtigen zu müssen, Platten gleicher Länge mit bohrbaren Einsätzen verwendet werden, die so über die Platten verteilt

sind, daß allen vorkommenden Schwellenlagen damit Rechnung getragen werden kann und die Befestigung der Platte in jedem Falle an zwei über Schwellen liegenden Einsätzen ermöglicht wird (Abb. 10, Taf. 12). Ausgegangen wurde dabei von einem größten Schwellenabstand von 85 cm. Als Werkstoff für die bohrbaren Einsätze war Asbestzementmörtel vorgeschlagen, der wie Beton eingestampft wird und nach Erhärtung etwa wie Hartholz bearbeitet werden kann. Durch diese Masse muß die Befestigungsschraube durchgebohrt werden, nachdem vorher der Raum für den Schraubenkopf herausgearbeitet worden ist. Da die Plattenenden unter Umständen etwa 60 cm weit frei auskragen können, sollen sie sich nach Art eines Blattstosses an den Enden übergreifen und gegenseitig stützen. Ein qm Platte war einschliesslich der Befestigungsschrauben mit 7,80  $\mathcal{M}$  angeboten.

Inzwischen hatte auch das Brückenbaubüro gelegentlich der Bearbeitung einer Reihe derartiger Brücken, Regelplatten entworfen, um das zeitraubende Aufmessen der Schwellenabstände, das Umlegen der Schwellen sowie umständliche zeichnerische Arbeit zu vermeiden. Ihre Länge und Befestigung sollte in gewissen Grenzen unabhängig von der Schwellenteilung sein. Die in Abb. 11, Taf. 12 dargestellte Platte von 2,0 m Länge, die bei 67 kg Gewicht von zwei Mann bequem verlegt und aufgenommen werden kann und bei der in der Mitte ein durch Querversteifungen unterbrochener T-förmiger Längsschlitz zur Aufnahme der Befestigungsschrauben vorgesehen ist, erschien für diesen Zweck geeignet. Die Aussparung ist oben so schmal, daß die Gefahr, es könne jemand beim Begehen mit dem Absatz hängen bleiben, völlig ausgeschlossen ist. Die im Hinblick auf Gleisunterhaltungsarbeiten leicht lösbar eingerichtete Befestigung erfolgt in höchst einfacher Weise durch zwei 14 cm lange und 12 mm starke Holzschrauben mit quadratischen Unterlagsplatten, die über je einer Schwelle durch den Längsschlitz gesteckt und in die Schwelle geschraubt werden. Es ist dabei gleichgültig, ob die Platten beiderseits aufliegen oder auskragen, da die Bewehrung beiden Auflagerungen Rechnung trägt. Ein besonderer Blattstoss zur gegenseitigen Stützung der auskragenden Platten wurde nicht für nötig erachtet. Die vorgesehene Normalbreite von 28 cm genügte nicht allen Ansprüchen. Vielfach sind auf den Brücken Zwangsschienen angeordnet, so daß für solche Fälle noch eine Platte von 25 cm Breite angefertigt werden mußte, die aber ohnehin für Schmalspurbrücken von 75 cm und 100 cm Spurweite Verwendung finden kann. Dagegen wurden keine besonderen Plattensorten vorgesehen, wenn die Schienen mit Hakenschrauben oder die Geländer mit Winkeleisen an den Schwellen befestigt sind. Für solche Fälle ist beabsichtigt, die Brücke nur zwischen den Schienen mit Eisenbetonplatten zu belegen, aufserhalb der Schienen aber, wo die Entzündungsgefahr nicht mehr groß ist, den hölzernen Belag beizubehalten. Die Regelplatten können auch benutzt werden auf Brücken, bei denen die Schienen unmittelbar auf den Querträgern ruhen, wenn man zur Befestigung statt der gewöhnlichen Holzschrauben Schraubenbolzen verwendet, wie sie zur Befestigung von Schienen an eisernen Trägern verwendet werden. Die Kosten dieser Regelplatten berechnete die Firma Dyckerhoff und Widmann einschliesslich der Befestigungsschrauben zu 8,15  $\mathcal{M}/\text{qm}$ , also um 0,35  $\mathcal{M}/\text{qm}$  teurer als die Platte ihres Sondervorschlages. Jedoch ist die Verlegungsarbeit bei der Platte mit Längsschlitz einfacher und billiger als bei den Platten mit bohrbaren Einsätzen.

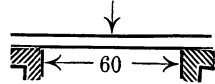
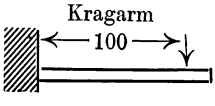
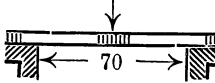
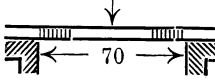
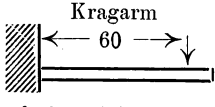
Zur Ermittlung der Tragfähigkeit und der zweckmäßigen Stärke und Bewehrung der Platten wurden in dankenswerter Weise von der vorgenannten Firma eine Reihe von Biegeversuchen angestellt. Es wurden sowohl Platten mit vollem Querschnitt als auch solche mit Aussparungen geprüft. Um Zeit zu gewinnen, wurde als Bindemittel nicht normaler Portlandzement verarbeitet, sondern hochwertiger Zement der

Portlandzementfabrik Dyckerhoff u. Söhne in Amöneburg, der bei regelrechter Abbindung schon nach wenigen Tagen eine hohe Festigkeit aufweist. Das Alter der Platten bei der Prüfung betrug 6 Tage. Nach Angabe der Firma haben mehrere von Materialprüfungsämtern durchgeführte Druck- und Zugversuche ergeben, daß bei diesem Alter die Festigkeit des hochwertigen Betons nahezu so groß ist wie die von gewöhnlichem Portlandzementbeton entsprechender Mischung im Alter von 28 Tagen. Zur Herstellung der Platten wurde in den Cossebänder Gruben der Firma gewonnener Kiessand verwendet, dem Steinsplitt aus zerkleinerten Kieseln zu etwa gleichen Teilen zugesetzt wurde. Das Mischungsverhältnis war 1 : 4. Die Breite der Prüfungsplatten betrug 28 cm. Bei den Versuchen lagen die vollen Platten auf 60 cm frei, die mit Schlitz versehenen auf 70 cm. Die grössere Auflagerweite wurde für die beiden Fälle, daß Auflagerung und Belastung sowohl auf die Querversteifungen als auch auf die durch die Aussparungen geschwächten Querschnitte wirken, geprüft. Die Belastung wurde im allgemeinen in der Mitte der Stützweite als eine über die Plattenbreite verteilte Einzellast aufgebracht; je eine volle und eine Schlitzplatte wurden als eingespannte Kragträger einem Biegeversuch unterzogen, wobei der Schwerpunkt der aus Betonwürfeln bestehenden Last 1,0 m bzw. 0,60 m von der Einspannstelle entfernt lag. Die beiderseits gleiche Bewehrung war an den Plattenkanten noch 1 cm mit Beton überdeckt. Nachfolgend sind die Ergebnisse der Belastung zusammengestellt:

Eine Betrachtung der Versuchsergebnisse bestätigt die alte Erfahrung, daß bei derartigen dünnen Platten Ungenauigkeiten in der Lage der Eisen eine große Rolle spielen, während der Unterschied im Eisenquerschnitt in gewissen Grenzen weniger ins Gewicht fällt. Vergl. die Platten Nr. 3 und 4. Im Fall Nr. 3 lagen, wie nachträglich festgestellt wurde, die Bewehrungseisen nicht vorschriftsmässig, sondern waren nach innen verschoben, woraus die geringere Belastungsfähigkeit der stärker bewehrten Platte genügend erklärt werden kann. Die in Plattenmitte unter der Rifflast gemessene Durchbiegung ist ziemlich beträchtlich. Sie beträgt bei Platte Nr. 4  $\frac{1}{108}$  der Stützweite, während sich rechnerisch nur eine Durchbiegung von  $\frac{1}{406}$  der Stützweite ergibt. Der Bruch der Platten trat im allgemeinen nach Überwindung der Streckgrenze des Zug eisens infolge Zerdrückung des Betons ein und zwar immer nahe der Mitte. Die aus den Rifflasten errechneten Spannungen haben lediglich Vergleichswert, da die übliche Rechnung für so hohe Dehnungszustände bei Ausschaltung der Betonzugspannungen zu große und bei Rechnung mit vollem Betonquerschnitt zu kleine Werte für die Eisenzugspannungen liefert. So erhält man z. B. für Platte Nr. 1 bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen und einem Verhältnis der Elastizitätsmodul für Eisen und Beton  $n = 15$  eine Betondruckspannung von 226 kg/qcm und eine Eisenzugspannung von 5760 kg/qcm, im Fall Nr. 4 entsprechend 326,7 kg/qcm und 8611 kg/qcm. Bei Berücksichtigung der Zugspannung des Betons ermässigt sich die Betondruckspannung im letzten Falle auf 161 kg/qcm, die Eisenzugspannung auf 1208 kg/qcm. Bei der als Kragträger geprüften Platte Nr. 5 errechnet sich eine Betondruckspannung von 129,4 kg/qcm und eine Eisenzugspannung von 3300 kg/qcm. Diese erheblich niedrigeren Spannungen dürften z. T. darauf zurückzuführen sein, daß die aus unhandlichen Betonkörpern bestehende Belastung nicht sehr sanft aufgebracht werden konnte, so daß durch die Stosswirkung Zusatzlasten entstanden, die in der Spannungsberechnung nicht erfasst werden konnten.

Einige von der Firma Dyckerhoff und Widmann schon früher ausgeführte Versuche mit 6 cm starken Platten, die beiderseits mit gekröpftem Drahtgitter bewehrt waren, ergaben nur Rifflasten von 300—500 kg.

Auch die Befestigung der Platte mit den beiden vorgesehenen 12 mm starken Schrauben von 14 cm Länge zeigte

Lfd. Nr.	Plattenstärke cm	Querschnitt	Doppelte Bewehrung fa = fe'	Art der Lagerung	Rißlast kg	Bruchlast kg	Durchbiegung mm
1	6,0	Voll	4 Ø 6		1600	1700	5
2	6,0	dgl.	4 Ø 5	dgl.	1000	1150	5
3	5,0	dgl.	4 Ø 6	dgl.	900	—	3
4	5,0	dgl.	4 Ø 5	dgl.	1300	1400	6
5	6,0	dgl.	4 Ø 6		131	—	—
6	6,0	Aussparungen in der Längsachse	4 Ø 6		950	1050	—
7	6,0	dgl.	4 Ø 5	dgl.	1000	—	—
8	6,0	dgl.	4 Ø 6		700	950	—
9	6,0	dgl.	4 Ø 5	dgl.	700	950	—
10	5,0	dgl.	4 Ø 6	dgl.	500	580	—
11	5,0	dgl.	4 Ø 5	dgl.	470	760	—
12	5,0	dgl.	4 Ø 6	dgl.	640	780	4
13	5,0	dgl.	4 Ø 6	dgl.	500	—	4,5
14	5,0	dgl.	4 Ø 6		280	—	20,0

sich als vollständig ausreichend. Obwohl die Schrauben bedeutend überdreht wurden, blieb der Beton unter den Unterlagsplatten vollkommen unversehrt. Erst als die Schraube mit kräftigen Hammerschlägen aus der Schwelle herausgeschlagen worden war, zeigten sich Zerstörungserscheinungen an den Rändern des Schlitzes.

Auf Grund dieser Versuche entschloß man sich, für den Brückenbelag probeweise 5 cm starke Platten mit Aussparungen in der Längsachse zu wählen, die beiderseits mit je 4 durch Querverteilungsstäbe zu einer Matte zusammengefaßten Trageisen von 6 mm Durchmesser bewehrt sind. Wenn auch die Tragfähigkeit dieser geschlitzten Platte die einer mit vollem Quer-

schnitt nicht erreicht, so ist die Sicherheit doch immer noch derartig, daß die erheblichen Vorteile bei der Verlegung für die Wahl ausschlaggebend waren. Immerhin bleibt abzuwarten, ob eine so dünne Platte den Zusatzspannungen infolge der elastischen Lagerung auf den unter den Fahrzeugen sich stark durchbiegenden Querschwellen gewachsen sein wird.

Die Platten werden von der Firma Dyckerhoff und Widmann A. G. in Cossebade bei Dresden im Massenbetrieb mittels eiserner Formen hergestellt. Bei Lieferung wird eine Rißbelastungsfähigkeit von 400 kg beim 60 cm Stützweite gewährleistet. Ausnahmsweise werden auch kürzere Platten zum Ausgleich an den Brückenenden geliefert.

### Brücken mit Kiesbettung bei der Reichsbahndirektion Dresden.

Von Reichsbahnrat Karig, Dresden.

Hierzu Abb. 5—17 auf Tafel 11.

Die mit Buckelblechabdeckung ausgestatteten Fahrbahnen eiserner Brücken haben den Nachteil, daß die zur Wasserabführung dienenden Längsrinnen leicht verschlammten und ausfrieren sowie durch Überlaufen oftmals Beanstandungen veranlassen. Da bei der Reinigung der meist sehr dicht unter den Mulden angeordneten Rinnen die Beschädigung des Anstriches nicht zu vermeiden ist, wurden bei verschiedenen sächsischen Brücken dieser Bauart unverhältnismäßig rasch die Rinnen durch Rost zerstört. Ebenso zeigten auch die Buckelbleche selbst an den Abtropfflöchern und die Stegbleche der Querträger an den Durchdringungsstellen ausgedehnte Roststellen. Aus diesem Grunde wurden seit dem Jahre 1900 die Kiesbahnbrücken der vorm. Eisenbahn-Generaldirektion Dresden mit einer Abdeckung versehen, die das Wasser auf ihrer Oberfläche unmittelbar nach den Widerlagern abführt und sich bisher sehr gut bewährt hat. In mehreren Fällen wurde die Oberflächenentwässerung auch bei Brücken mit Buckelblech-

abdeckungen durch eine entsprechend geformte Betonabgleichung nachträglich mit gutem Erfolg durchgeführt.

Die Fahrbahn der neueren sächsischen Kiesbahnbrücken besteht nach Abb. 5 Taf. 11 aus einem im Querschnitt flach gewölbten Blech, das von drei Walzeisenlängsträgern gestützt wird. An den beiden Seitenrändern stößt dieses Blech gegen die unter etwa 45° geneigten Eckbleche, mit denen es durch kräftige Eckwinkel  $\llcorner$  100.100.10 verbunden ist. (Die ursprüngliche Ausführungsform [Abb. 5 links], bei der der Stoß der Belagbleche über den äußeren Längsträgern erfolgte, um die Nietung in den Tiefpunkten zu vermeiden, wurde bald zugunsten der Ausführungsform [Abb. 5 rechts] aufgegeben.) Zur Abführung des Tagewassers in den so gebildeten Tiefpunkten wird die ganze Fahrbahnplatte von der Brückenmitte nach den Enden zu im Gefälle 1:60 bis 1:80 geneigt angeordnet und zur Erleichterung der Wasserführung mit gußeisernen Sickerrohren ausgestattet (Abb. 6 Taf. 11).

In diesen wird das Tagewasser bis zu den dicht vor den Kammermauern befindlichen Abfallstutzen und von da durch freiliegende Sammelrinnen nach den Abfallschroten weitergeleitet. Voraussetzung für die einwandfreie Wirkung dieser Belagform ist allerdings die Verwendung eines lehmfreien, gewaschenen Steinschlages für die Bettung und eine sorgfältige Abdichtung der Blechoberflächen mit starken Asphaltfilzplatten, die voll aufgeklebt und durch eine in Zement-Mörtel versetzte Ziegelflachschiebt gegen Beschädigungen geschützt werden muß. Die Seitenränder des Asphaltfilzbelages werden durch an die Seitenwände geschraubte Holzleisten gegen Ablösen gesichert.

Die Belagbleche werden an den Rändern etwas zugeschrärf und soweit nötig etwas verstemmt. Dadurch erübrigt sich auch ein genaues Zusammenpassen der Blechränder an den Stofsugen über den Querträgern, wo im Gegenteil ein Zwischenraum von etwa 2 cm Breite vorgesehen ist, der mit Asphalt ausgefüllt wird (Abb. 8, Taf. 11). Die Niete in den Belagblechen werden halb versenkt geschlagen und ihre Köpfe ebenfalls durch Asphalt ausgeglichen, um ein Brechen der Filzabdeckung zu verhüten.

An den Brückenenden wird der Belagblechquerschnitt unverändert bis über die Kammermauer fortgeführt und das Bodenblech durch einen über Eck liegenden Winkel 70 . 70 . 11, der entsprechend gebogen und mit Steinzapfen im Mauerwerk befestigt wird, gestützt (Abb. 9, Tafel 11). Durch den so gebildeten Damm wird das Zurücktreten von Wasser aus der Bettung nach der Kammer sicher verhütet.

Die vorliegende Fahrbahnordnung hat noch den weiteren Vorteil, daß die Querträgerhöhe an den stärkst beanspruchten Strecken möglichst groß und das Gewicht der Kiesbettung sehr günstig verteilt wird. Die Hauptträger liegen überall vollkommen frei und sind daher der Unterhaltung bequem zugänglich. Die Herstellung der in 1,4 bis 1,65 m Abstand, also etwa in Achsabstand liegenden Querträger erfordert zwar eine vermehrte Biegearbeit, die besonders bei schiefen Brücken große Sorgfalt bedingt. Dafür entfällt das Pressen der Buckelbleche und ein großer Teil der Nietarbeit, da nur bei den Nietreihen in den Eckwinkeln eine dichte Nietung erforderlich wird.

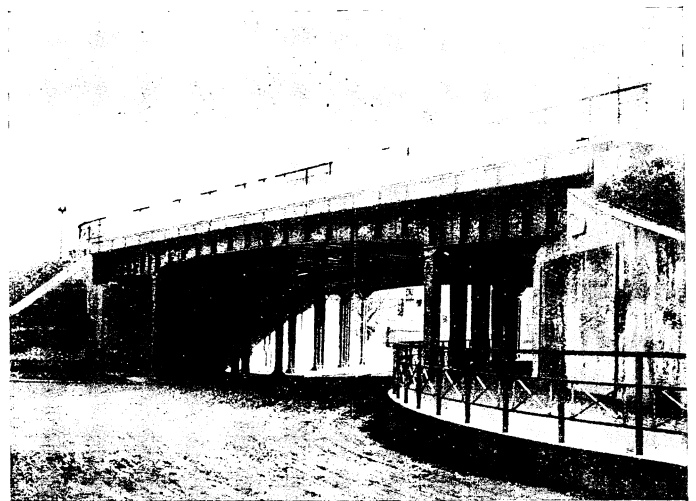
Die vorliegende Querschnittsausbildung ermöglicht auch ein Mindestmaß an Bauhöhe für Brücken mit durchgeführter Kiesbettung, da für die Abmessungen der Querträger der Querschnitt im Tiefpunkt C maßgebend ist, der nötigenfalls bis auf 24 cm Höhe eingeschränkt werden kann. Wird dabei für die Stopfhöhe über dem mittelsten Querträger ein Mindestmaß von 10 cm zugelassen, so ergibt sich die kleinste Bauhöhe der Brücke zu rund 90 cm bis Schienenoberkante gerechnet, während die Regelbauhöhe zu 1,05 m anzunehmen ist. Erforderlichenfalls könnte auch durch Verwendung eiserner Gleisquerswellen noch eine weitere geringe Ersparnis an Bauhöhe erzielt werden.

Die Einhaltung einer beschränkten Bauhöhe bedingt allerdings, daß die Untergurtung der Hauptträger von der Brückenmitte nach den Enden zu etwa gleichlaufend mit der Fahrbahnneigung herabgezogen wird, was entweder geradlinig oder in der Regel nach Abb. 10, Taf. 11 kreisbogenförmig geschieht. Da die vorliegende Querschnittsform zumeist bei Unterführungen städtischer Straßen angewendet wird, so ergibt die mit der Straßenswölbung übereinstimmende Untergurtkrümmung auch ein ansprechendes Aussehen der Brücken, wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, die eine in neuerer Zeit hergestellte Straßenerunterführung in Hainsberg b. Dresden zeigt. Bei stärker geneigten Gleisen erhalten sowohl die Fahrbahn, als auch die Hauptträgergurtungen meist die gleiche Neigung, wie das Gleis selbst (vergl. Abb. 2, Unterführung der Würzburger Straße in Dresden-Plauen).

Der Hauptträgerabstand ist in der Regel 3,40 m, kann aber äußerstenfalls auch auf 3,30 m eingeschränkt werden, sofern

die unterste Stufe der Umgrenzungslinie des lichten Raumes die Unterbringung der Hauptträgerobergurtungen ermöglicht. In diesem Falle können Einzelgleisträger auch für Gleispaare von 4,0 m Abstand verwendet werden. Bei engerer Gleislage und in Bogengleisen oder bei größerer Stützweite dagegen ist in mehreren Fällen ein gemeinschaftlicher Hauptträger für zweigleisige Brücken nach Abb. 11 und 12, Taf. 11 angeordnet worden, der die zweite Stufe des Lichtraumquerschnitts ausnützt und den Vorteil der einfacheren Unterhaltung hat, weil die Anstrichflächen eines Hauptträgers wesentlich kleiner sind, als bei zwei Hauptträgern von annähernd gleicher Höhe. Bei der in Abb. 11 dargestellten Brücke sind die inneren Eckbleche der beiden Tröge am Stegblech des mittleren Hauptträgers angeschlossen, die Querträgeruntergurtungen mittels Knoten-

Abb. 1. Unterführung der Tharandterstraße in Hainsberg b. Dresden.



blechen mit dem Hauptträgeruntergurt verbunden, so daß die Querträger als elastisch gestützte, durchlaufende Träger wirken. In diesem Falle ist überdies das sehr starke Gefälle der unterführten Straße dadurch ausgenützt worden, daß der Untergurt des mittleren Hauptträgers tiefer gelegt wurde, als die beiden äußeren, um für ihn eine größere Höhe zu erreichen. Bei der in Textabb. 2 und Taf. 11, Abb. 12 dargestellten Brücke sind dagegen zur Vermeidung der in der vorhergehenden Lösung begründeten statischen Unbestimmtheit die beiden Träger unabhängig vom mittleren Hauptträger ausgebildet und die Querträger des einen Gleises mittels Federlenke getrennt worden, so daß die Bemessung der Hauptträger in statisch klarer Weise erfolgen konnte.

Bei Brücken größerer Stützweite und mit ausreichender Bauhöhe sind die Querträger nach Abb. 13, Taf. 11 als Fachwerkträger ausgebildet worden. Die in jedem Falle außen angesetzten und mit einem einfachen Tonnenblech abgedichteten Gangbahnen mit dem auf einen Randträger aufgesetzten Geländer dienen im vorliegenden Falle dazu, die große Höhe der Blechwände zu teilen und der Brücke dadurch ein etwas leichteres Aussehen zu verleihen.

Endlich ist in Abb. 14, Taf. 11 ein Brückenquerschnitt dargestellt, bei dem die Bauhöhe es gestattete, die als durchlaufende Träger über zwei eisernen Zwischensäulen ausgebildeten Hauptträger ganz unter die Blechabdeckung zu verlegen, wobei in der Mittelöffnung die Eckbleche mit den Hauptträgerobergurtungen fest vernietet sind und daher z. T. als mittragend gerechnet werden. In den Seitenöffnungen ist dagegen eine ebene Blechdecke in Untergurthöhe gespannt und der Raum bis zu der als Fortsetzung des regelmäßigen Tragquerschnittes ausgebildeten Abdichtungsfläche mit schwerem Schlackenbeton aus-



gestampft, um damit die negativen Stützkräfte der Endstützen aufzuheben.

Bei allen mit dem durchlaufenden Blechtrog versehenen Brücken ist von der Anordnung eines Windverbandes abgesehen worden, da der Trogquerschnitt imstande ist, die wagenrechten Seitenkräfte ohne weiteres nach den Widerlagern zu übertragen.

Für die Berechnung der Fahrbahnteile können folgende Annahmen gemacht werden.

Die geometrische Regelform des Troges ist aus Abb. 5, Taf. 11 zu ersehen, in der auf der linken Seite die ursprüngliche Ausbildungsform ersichtlich ist, wonach der Stofs der Belagbleche über dem äußeren Längsträger B erfolgte, wogegen die rechte Seite die jetzt übliche Form mit dem Eckwinkel bei C zeigt.

Denkt man das Blech aus seiner Verbindung mit den Querträgern gelöst, also die versteifende Wirkung der vernieteten Blechränder vernachlässigt, so ist die gewölbte Platte statisch als durchlaufender Stabbogen über 3 Stützen B, A, B' (Abb. 15, Taf. 11) aufzufassen, dessen Seitenschub durch die ebenen Felder BC und B'C' aufgenommen wird. Der als Stützträger des Bogens aufzufassende Belagteil BC (Abb. 15, Taf. 11) wirkt wie ein an den Querträgern beiderseits eingespannter Balken, für den der in Abb. 15a, Taf. 11 ausgezogene Querschnitt angenommen werden kann. Die Dicke des Bleches ist bisher mit 8 mm ausgeführt und hat sich bei Achsdrücken bis zu 20 t vollkommen bewährt. Bei Brücken für Achslasten von 25 t wird es sich empfehlen, eine Blechstärke von 10 mm zu verwenden.

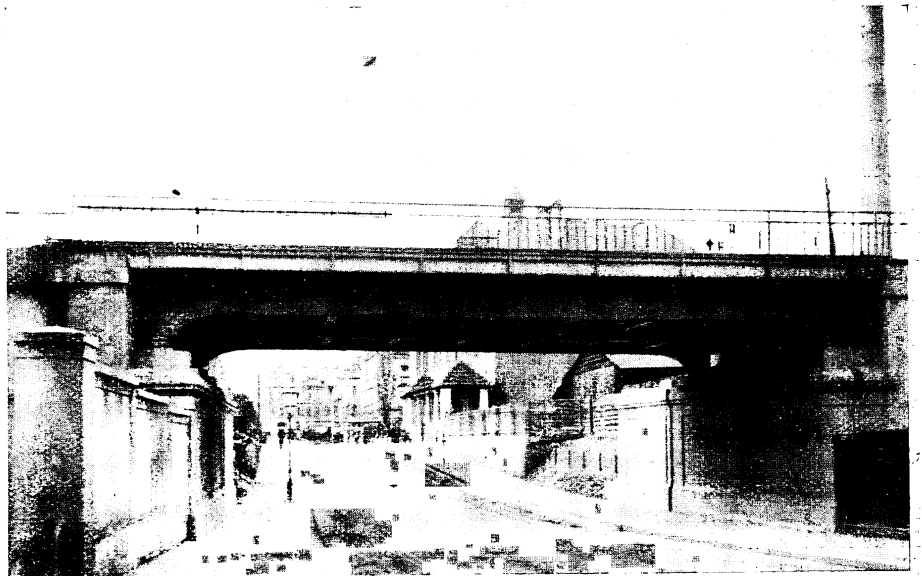
An der Übertragung der Lasten nach den Querträgern beteiligen sich nicht nur die drei Längsträger, sondern auch die gleichfalls als Längsträger aufzufassenden Seitenteile CD des Belages. Die auf jeden dieser Träger entfallende Belastung ist schon wegen der beim Stopfen der Schwellen auftretenden Unklarheiten rechnerisch einwandfrei kaum zu ermitteln und kann daher nur mehr gefühlsmäßig geschätzt werden. Die Belastung des inneren Längsträgers aus ständiger Last kann nach Abb. 16 a, Taf. 11 zu  $g = \text{rund } 0,7 \text{ t/m}$  gesetzt werden. Als Verkehrslast wird eine Achslast eingeführt, die sich im geraden Gleis durch die Schwellen und die Bettung nach Abb. 16 b, Taf. 11 auf eine Grundfläche von 2,8 m Breite und rund 0,5 m Länge gleichmäßig verteilt. Bei dieser Lastverteilung entfällt von einer 20 t-Achse auf den inneren Längsträger eine Last von  $R \leq 20,0 \cdot \frac{0,8}{2,8} = \text{rund } 5,6 \text{ t}$ . Bei ungleicher Lastverteilung infolge Überhöhung des Gleises bei Bogenlage und infolge ungleichmäßigen Unterstopfens kann auf die äußeren Längsträger ein höherer Lastanteil entfallen, der nach Abb. 16 c, Taf. 11 bis etwa  $R = 8,8 \text{ t}$  ansteigen kann. Die aus diesen Belastungen entstehenden Biegemomente wirken in den Längsträgern wegen der Versteifung durch die Blechhaut stets in Richtung des Trägersteges, wobei

überdies eine wirksame Einspannung der Trägerenden angenommen und weiter auch ein Teil der Blechhaut als mittragend zugerechnet werden darf.

Die Querträger schliessen sich in ihrer Obergurtform der des Blechbelages an (Abb. 17 b, Taf. 11) und erhalten je nach der verfügbaren Bauhöhe verschieden stark ausgebildete Untergurtquerschnitte. Der Obergurtquerschnitt ist aus je 2 Winkeleisen 70 . 70 . 11 gebildet, wozu im mittleren Teile noch die durchgehenden Deckflacheisen 150 . 10 und ein auf etwa 50 cm Breite zu schätzender Teil der ohne Stofs durchgeführten Belagbleche hinzugerechnet werden kann (Abb. 17 c). Die Stegbleche sind unter den Randwinkeln C des Belags gestofsen und durch aufgelegte Laschen gedeckt (Abb. 6 und 7).

Für einen Querträger mit dem Regelabstand von  $a = 1,50 \text{ m}$ , dessen Belastung nach Abb. 16 a, Tafel 11 von der ständigen

Abb. 2. Unterführung der Würzburgerstrafse in Dresden-Plauen.



Last  $G = 1,5 \cdot 3000 + 400 = 4900 \text{ kg}$ , von der Verkehrslast  $R = 20,0 \text{ t}$  beträgt, ergeben sich z. B. die in Abb. 17 d, Taf. 11 ersichtlichen Größtwerte der Biegemomente. In diesen Momentplan sind auch die einem Regelquerträger entsprechenden Widerstandsmomente eingezeichnet und zeigen die gute und nahezu gleichmäßige Ausnützung der Biegefestigkeit aller Querschnitte.

Die wichtigsten Einzelheiten für die vorstehend erörterte Fahrbahnausbildung sind in einer Musterzeichnung zusammengefasst worden, die im Laufe der Zeit entsprechend den inzwischen angesammelten Erfahrungen ergänzt und berichtigt worden ist. Auf Grund dieser Musterzeichnung, die den Ausführungsentwürfen für Kiesbahnbrücken als maßgebende Unterlage beigelegt wird, sind bisher rund 240 Gleisträger für städtische Straßenunderführungen mit Stützweiten von 8 bis 28 m und rund 9300 t Eisengewicht bei etwa 4400 m Gesamtlänge erbaut worden, bei denen sich die Anordnung vorzüglich bewährt hat. Sie kann daher für Brücken mit dichter Fahrbahn durchaus empfohlen werden.

### Schwellenträgeranrisse und ihre Verhütung bei bestehenden Brücken.

Von Ing. Otto Bauer, Oberbaurat der österreichischen Bundesbahnen, Graz.

Hierzu Abb. 1 bis 5 auf Tafel 13.

Wie bereits im Heft 4 des Jahrganges 1924 dieser Zeitschrift mitgeteilt wurde, haben sich nach langjährigem Betriebe an einzelnen Bauteilen eiserner Eisenbahnbrücken Anrisse gebildet, deren Ursache nicht darin gefunden werden kann, daß

die errechneten Biegungsspannungen für die Haupt-Biegeebene überschritten wurden, sondern in andersartigen Beanspruchungen, die in ihrer Bedeutung für den Aufbau und Bestand eiserner Brückenbauteile nicht oder zu wenig beachtet werden.

Die Anrisse zeigen sich ausschließlich an den Bestandteilen der Fahrbahntafel, d. i. an den Schwellen- und Querträgern, die den unmittelbaren Stößen der Fahrbetriebsmittel am meisten ausgesetzt sind. Sie teilen sich in solche, die eine gänzliche Trennung des tragenden Querschnittes hervorrufen und in solche, die bloß eine Schwächung bewirken. Die gänzliche Trennung ist bei den Anschlußstellen der Längsträger und Querträger in den Stegblechen eingetreten, während die Abtrennung einzelner Teile des tragenden Querschnittes, z. B. an den Auflagerstellen der Brückenschwellen in den Obergurtwinkeln der Schwellenträger (Abb. 1c, Taf. 13) oder an den Auflagerstellen der Schienen in den sie unterstützenden Obergurtwinkeln (Abb. 1h, i usw.) beobachtet wurde.

Nach den Beobachtungen auf den Linien der österreichischen Bundesbahnen ereignen sich die durchgehenden Trennungen des tragenden Querschnittes verhältnismäßig selten, während die teilweisen Abtrennungen und die damit verbundenen oft recht bedeutenden Schwächungen des tragenden Querschnittes (50 % und mehr) zahlreich auftreten und dadurch für den Bestand und die Erhaltung der eisernen Brücken aus wirtschaftlichen Gründen eine größere Bedeutung haben. Hinsichtlich der Betriebssicherheit sind die durchgehenden Trennungen bedeutend gefährlicher, aber da sich die Anrisse nur langsam fortschreitend ausdehnen, so können sie bei einer regelmäßigen und dabei gründlichen Untersuchung der Brücken mit Sicherheit rechtzeitig entdeckt werden, lange bevor ein Betriebsunfall zu befürchten wäre.

Unter den Anrissen, die bloß eine teilweise Schwächung des tragenden Querschnittes bewirken, verdienen die an den Schwellenträgern die meiste Beachtung.

Bei den Schwellenträgern treten an den Auflagern der Brückenschwellen durch die Zusammenpressung des Schwellenholzes und die elastische Durchbiegung der Schwelle in den Obergurtwinkeln örtliche Verbiegungen auf (Abb. 1b und c). Diese erzeugen bei zu schwacher Bemessung infolge der millionenfach sich wiederholenden stoßartigen Belastungen feine Anrisse in den Obergurtschenkeln in der Umgebung der Hohlkehle, die sich unter dem Einflusse des Betriebes verlängern und vertiefen, bis der horizontale Winkelschenkel unter dem Auflager der Brückenschwelle gänzlich durchreißt und ausbricht (Abb. 1a).

Es sei vorausgesetzt, daß der unter der Brückenschwelle liegende Schwellenträgerteil herausgeschnitten allein den Schwellendruck aufzunehmen hätte (Abb. 1d). Dann würden die einzelnen horizontalen Winkelschenkel des Obergurtes als Kragträger von der Breite der Brückenschwellen wirken. Wird weiter der Schwellendruck gleichmäßig über die Auflagerfläche verteilt angenommen (was eine sehr günstige Annahme ist), so ergeben sich im Bereiche der Hohlkehle des Obergurtwinkels ganz bedeutende, zur Schwellenträgerachse quergerichtete Biegespannungen.

Im besonderen Falle (Abb. 1e) beträgt der gleichmäßig verteilte Flächendruck bei einem Auflagerdruck von 8000 kg, einer Brückenholzbreite von 24 cm und einer Obergurtbreite von 16 cm  $\frac{8000 \text{ kg}}{16 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}} = \text{rund } 21 \text{ kg/qcm}$ . Das Biegemoment vor der Hohlkehle beträgt für 1 cm Brückenholzbreite (7,5 cm — 2,0,8 cm)  $21 \text{ kg/qcm} \cdot 1 \text{ cm} \cdot \frac{5,9 \text{ cm}}{2} = 365 \text{ kg/cm}$ ; das entsprechende Widerstandsmoment des Kragträgers (1 cm Breite) beträgt  $W = \frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot 0,8^2 = 0,107 \text{ cm}^3$ . Die Biegebeanspruchung in der Zone vor der Hohlkehle ist daher  $\sigma = \frac{\mu}{\omega} = \frac{365 \text{ kg/cm}}{0,107 \text{ cm}^3} = 3410 \text{ kg/qcm}$ . Diese Beanspruchung wird zwar, da in Wirklichkeit der Obergurtwinkel zusammenhängend ist, durch eine

Art Seilwirkung der horizontalen Winkelschenkels herabgemindert (Abb. 1F). Andererseits aber wird, insbesondere am Innenwinkel nach Abb. 1b und g durch die elastische Durchbiegung der Brückenschwelle infolge Kantenpressung ein weit höherer Druck ausgeübt, der bis zur größten Druckfestigkeit des Holzes senkrecht zur Holzfaser (bei Lärche r. 60 kg/qcm) gehen kann. Dadurch treten Beanspruchungen auf, die über der Elastizitätsgrenze des Eisens liegen müssen und durch die pendelnde Dauerwirkung schließlich im Baustoffe zu Änderungen des Korngefüges und zum Bruche führen.

Die Schwellenträgeranrisse bilden sich fast ausschließlich an Schwellenträgern, deren Obergurte bloß aus 8 bis 10 mm starken Winkeln ohne Deckbleche bestehen (Abb. 1b und 2). Sie wurden an vielen Brücken unter den verschiedensten Betriebsverhältnissen beobachtet, wobei sich hinsichtlich der Anrisse eine gewisse Gesetzmäßigkeit feststellen liefs.

1. Bei Schwellenträgern mit zwei Obergurtwinkeln ohne Deckblech treten die Anrisse zuerst an den inneren Gurtwinkeln auf.

2. Bei den Anschlußstellen und querversteiften Stellen des Schwellenträgers (Abb. 1a) sind die Anrisse zahlreicher als an den nachgiebigeren Zwischenstellen.

3. Unter Voraussetzung gleicher Betriebsverhältnisse und gleicher Bauarten nimmt bei geringer Zunahme der Schenkelstärke des Obergurtwinkels die Anzahl der Anrisse unverhältnismäßig rasch ab.

4. Bei stärkerem Betriebe und höheren Betriebslasten nimmt die Anzahl der Anrisse rasch zu.

5. Sind an den Schwellenträgern einer bestimmten Brücke einmal Anrisse, wenn auch noch vereinzelt festzustellen, so vermehren sich die Anrisse in rasch ansteigender Linie; so hat sich bei der Fahrbahn einer 25 Jahre im Betriebe stehenden Brücke innerhalb eines weiteren Jahres die Zahl der Anrisse verdreifacht.

6. Die Anrisse entstehen erst nach langjährigem Betriebe, d. i. nach millionenfacher Beanspruchung, sie treten sowohl bei Schwellenträgern aus Schweißseisen und Flusseisen auf.

Die angenäherte Berechnung der durch den örtlichen Auflagerdruck der Brückenschwelle erzeugten Spannungen, sowie die Anrisse selbst lassen erkennen, daß die Spannungsverteilung im Querschnitte eines auf Biegung beanspruchten Schwellenträgers anders ist, als sie bei der üblichen Berechnung angenommen wird. Der gegen die achsiale statische Biegung wirksame Trägerquerschnitt wird dadurch, daß die von den örtlichen Schwellenpressungen erzeugten Spannungen gleichfalls teilweise achsiale Zugspannungen im Obergurt auslösen, fast um die ganze Fläche der wagrechten Winkelschenkel verringert.

Besonders augenfällig erscheint die ungünstige Spannungsverteilung bei Schwellenträgern mit U-förmigem Querschnitt. Während des Betriebes bilden sich an den Unterflächen der Brückenschwelle ungleichmäßige, bleibende Einpressungen, und zwar oberhalb des Stegbleches um 1 bis 2 mm größer als an den Aufsenkanten des horizontalen Winkelschenkels (Abb. 2). Es sitzt dann die Schwelle im unbelasteten Zustand auf der Aufsenkante des horizontalen Winkelschenkels auf. Im belasteten Zustand aber wird durch die geneigte Lagerfläche der Brückenschwelle eine stark außermittige Belastung des U-Eisens erzeugt, die mit einer deutlich sichtbaren Ausknickung des Stegbleches verbunden ist. Diese Ausknickungen des Stegbleches haben sogar zu Anrissen in den Stegblechen selbst geführt (Abb. 2a). Wahrscheinlich treten unter dem Auflager der Brückenschwelle im horizontalen Schenkel des Obergurtes infolge der Ausknickung des Stegbleches an einzelnen Stellen bloß Zugspannungen auf. Denn da der Obergurtwinkel der Stütze entzogen ist, dürfte er für sich allein auf ein kurzes Stück als ein auf Biegung beanspruchter eingespannter Träger

wirken. Die Spannungsverteilung ist daher in einem solchen U-Träger derart verwickelt, daß mit der gewöhnlichen Berechnungsweise des einfachen Balkens die tatsächlichen Spannungen sich nicht einmal angenähert angeben lassen.

Um diesen ungünstigen Beanspruchungen und den daraus folgenden Rißbildungen in den Schwellenträgern bei bestehenden Brücken zu begegnen, sind zwei Wege möglich:

1. Verstärkung der Obergurte durch Auswechslung der zu schwachen Obergurtwinkel gegen stärkere mit Deckblech (Abb. 3\*), oder

2. durch Einschaltung von billigen Zwischengliedern unter der Schwelle, die die ungünstigen Nebenspannungen abschwächen oder ganz ausschalten (Abb. 4 u. 5).

Ein Mittel, um die im Obergurtwinkel erzeugten Nebenspannungen vollkommen zu beseitigen, ist die zentrale Übertragung des Schwellendruckes derart, daß die Resultierende in der Biegungsebene, d. i. bei symmetrischen Trägerformen in der Mittellinie liegt. In den Abb. 4 u. 5 sind zwei verschiedene Formen solcher Auflagervorrichtungen dargestellt, die dieser Anforderung sowie allen Bedürfnissen des Betriebes entsprechen\*\*). Die in Abb. 4 dargestellte Auflagervorrichtung hat als Unterteil eine 8 mm starke Platte, die auf dem Schwellenträger aufliegt und durch eine Anschlagleiste gesichert wird. Auf dieser Grundplatte ruht eine in der Mitte 15 mm starke Keilplatte, die vermöge der unteren schmalen Auflagerfläche ein Kipplager bildet und den resultierenden Schwellendruck in die Biegungsachse des Schwellenträgers überträgt. Die Verbindung der beiden Platten kann durch eine Vernietung oder sonstwie bewirkt werden, jedenfalls aber so, daß etwas Spiel für das Kippen entsprechend der elastischen Durchbiegung der Brückenschwelle gewahrt bleibt. Die Breite und Länge der Platten wird durch die Breite des Obergurtes und der Schwelle bestimmt.

Durch irgendeine Befestigung, im vorliegenden Falle mit einer ankerförmigen Schwellenschraube, die den Schraubenzug an die innere Unterseite des Winkels überträgt, wird die Schwelle samt der Auflagervorrichtung gegen alle seitlichen Verschiebungen, so insbesondere auch gegen das Wandern gemeinsam gesichert.

In Abb. 5 ist eine Auflagerplatte dargestellt, die für einen U-förmigen Träger dient und aus einer 10 mm starken Platte mit angenietetem Anschlagwinkel besteht, der mit dem kurzen wagrechten Schenkel den Druck zentral überträgt. Die Platte wird mit der Brückenschwelle gemeinsam durch eine gewöhnliche Brückenschwellenschraube befestigt, wobei die Schraubenspannung durch ein Klemmplättchen an die Innenseite des Winkelschenkels übertragen wird.

Ist für die Befestigung der Brückenschwelle eine Lochung im Obergurtwinkel nicht wünschenswert, so muß entweder die Unterplatte selbst durch Klemmschrauben am Obergurtwinkel festgehalten werden, oder es muß die Schwelle durch Vorrichtungen, wie sie beim Oberbau verwendet werden, gegen

\*) Anmerkung der Schriftleitung: Auf den eisernen Brücken der Reichsbahndirektion Dresden wird zur mittigen Übertragung des Schwellendruckes ein 60 mm breites, mindestens 15 mm starkes Ausgleichseisen sowohl auf den Hauptträgern von Blechbalkenbrücken wie auf den Längsträgern von Fahrbahntafeln angeordnet. Es gleicht die Höhenunterschiede aus, die bei mehreren Deckblech-Lagen entstehen, macht durch die Befestigung mit versenkten Nietten besondere Aussparungen für Nietköpfe in den Schwellen entbehrlich, verhindert bei Durchbiegung der Schwellen Verdrückungen der Gurtbleche und gestattet Erneuerung des Anstriches unter den Schwellen, ohne diese abzuheben.

\*\*) In Österreich zum Patent angemeldet.

Wandern geschützt werden. Die beschriebenen Auflagerplatten sind sehr billig und können an bestehenden Brücken, bei denen Anrisse an den Schwellenträgern bereits eingetreten oder zu befürchten sind, zum Schutze vor weiteren Anrissen ohne Schwierigkeiten und ohne Störung des Betriebs eingebaut werden, wodurch kostspielige Verstärkungsarbeiten erspart werden. In einem besonderen Falle kostete die Verstärkung der unzulänglichen Obergurte, die dem örtlichen Auflagerdrucke der Brückenschwellen nicht gewachsen waren, nach der in Abb. 3 dargestellten, oben beschriebenen Weise samt allen Nebenarbeiten etwa 118 österreichischer Goldkronen für ein Meter eingleisiger Brückenfahrbahn, während die Sicherung mit den Auflagerplatten für ein Meter auf 22,8 österreichischer Goldkronen zu stehen kommt.

Wird die Sicherung solcher zu schwacher Obergurte der Schwellenträger rechtzeitig vorgenommen, das heißt schon bei der Auffindung der ersten Schwellenträgeranrisse, so können namhafte Ersparnisse bei der Erhaltung der Brückenfahrbahn erreicht werden.

Bei einer Brücke von 80 m Länge belaufen sich die Kosten für die Auflagerplatten samt dem Einlegen und allen Nebenarbeiten auf rund 1830 österreichischer Goldkronen, während die Kosten der Verstärkung nach Abb. 3 auf 9440 österreichischer Goldkronen veranschlagt wurden, was 80% Ersparnis ausmacht. Dazu kommt, daß für die Durchführung der Verstärkungsarbeiten auf mindestens drei Wochen eine gänzliche oder teilweise Sperrung des Gleises erforderlich ist, was auf den Betrieb der Bahn verteuern wirkt. Die Einlegung der Auflagerplatten kann hingegen ohne Störung des regelmäßigen Zugverkehrs erfolgen. Die ersparten Summen können dann für planmäßige Brückenauswechslungen und Verstärkungen, wie sie infolge Erhöhung der Betriebslasten erforderlich werden, nutzbringend verwendet werden, während die Verstärkung der Fahrbahn allein aus Gründen des örtlichen Schwellendruckes eine nutzlose Geldausgabe bedeutet.

Die österreichischen Bundesbahnen werden diese Auflagerplatten bei einer Brücke mit bereits angerissenen Schwellenträgern erproben. Es wird sich schon innerhalb Jahresfrist feststellen lassen, ob eine günstige Wirkung erreicht wird. Da angenommen werden muß, daß außer den sichtbaren Anrissen noch verborgene im Anfangszustande befindliche Anrisse vorhanden sind und da im allgemeinen das Eisen der Winkel bereits ermüdet ist und an Arbeitsfähigkeit viel eingebüßt hat, so würde die Feststellung, daß keine Vermehrung in der Zahl der Anrisse eingetreten ist, den unzweifelhaften Beweis erbringen, daß diese Auflagervorrichtung zum Schutze der Obergurtwinkel geeignet ist. Diese Auflagerplatten können auch bei neuen Brücken mit wirtschaftlichem Vorteil verwendet werden, da sie gestatten, einfachere Schwellenträgerformen in die Fahrbahn einzubauen, z. B. die viel billigeren Walzträger. Gleichzeitig werden auch die in rechnerischer Beziehung durch den Schwellendruck erzeugten schwer verfolgbaren Spannungen im Obergurte ausgeschaltet und die Grundlagen geschaffen, die Trägerspannungen in der gewohnten Art nach den Regeln der Statik zu berechnen.

Das Anwendungsgebiet dieser Auflagerplatten ist somit sehr vielseitig, da sie einerseits bei bestehenden Brücken zum Schutze zu schwacher Schwellenträger dienen können und andererseits bei neuen Brücken die Verwendung einfacherer und somit billigerer Trägerformen gestatten; sie ergeben somit beträchtliche Vorteile baulicher und wirtschaftlicher Art.

## Wiederherstellung der im Jahre 1919 gesprengten Eisenbahnbrücke bei Szolnok (Ungarn).

Von Karl Rotter, Ingenieur, Leiter der Brückenabteilung der kgl. ungarischen Staatsbahndirektion in Budapest.

Hierzu Abb. 2 und 3 auf Tafel 8.

Im Sommer des Jahres 1919 standen in Ungarn an beiden Ufern des Theißflusses zwei Heere einander gegenüber. Am rechten Ufer lag die ungarische rote Armee; am linken Ufer

die rumänische Armee, die gegen Ungarn vorrückte und an der Theißlinie aus Vorsicht stehen blieb. Zur besonderen Sicherung gegen feindlichen Angriff sprengten die Rumänen viele Theiß-

brücken und zwar Eisenbahn- und Strafsenbrücken. Im Nordosten Ungarns fühlten sich die Tschechen bedroht und sprengten die Theifsbrücke bei Csap. Ende Juli 1919, als die Rumänen eine neue Offensive begannen, sprengten rote ungarische Truppen die Theifsbrücke bei Szolnok.

Kurz danach besetzten die Rumänen nach überschreiten der Theifs die Hauptstadt Ungarns, Budapest.

Nach monatelanger Besetzung verließ das rumänische Heer — auf Befehl der Ententemächte — Budapest und das kleine Ungarland, dies geschah gegen Ende November 1919.

Nun konnte man erst an die Wiederherstellung der gesprengten Brücken denken. Dieser Herstellung standen aber sehr große Schwierigkeiten im Wege. Die Rumänen hatten nämlich das kleine Ungarn gänzlich aller Hilfsmittel beraubt. Die Niederlagen der Unternehmer und Kaufleute hatten sie geleert, die Einrichtungen der Fabriken beschlagnahmt und abgefahren. Gerüstholz, Walzeisen und die zur Herstellung und Hebung von Eisenbrücken nötigen Werkzeuge und Maschinen waren in der nötigen Anzahl nicht aufzutreiben, Unternehmer zur Herstellung der Theifsbrücken waren nicht zu haben.

Unter solchen Umständen entschloß sich die Direktion der kgl. ungarischen Staatsbahnen, die dringendsten Herstellungsarbeiten in eigener Arbeitsführung zu vollbringen. Mit der Ausführung dieser Arbeiten wurde die Brückenabteilung der ungarischen Staatsbahndirektion betraut, welche mit Hilfe der Staatsmaschinenfabrik an das Werk schritt.

Folgende Eisenbahnbrücken waren zerstört:

1. Die Vizinalbahnbrücke bei Csongrad, die zugleich auch Strafsenbrücke ist. Die Öffnungen dieser Brücke sind rund folgende:  $40 + 63 + 116 + 63 + (5 \times 40)$  m. Die Rumänen wagten sich nicht auf die Brücke, sprengten daher das linke Widerlager in die Luft und zerstörten hierdurch den daneben liegenden 40 m weiten Eisenträger.

2. Die zweigleisige Hauptbahnbrücke bei Szolnok. Deren Öffnungen sind rund folgende:  $(4 \times 38) + (2 \times 93) + 38$  m. Gesprengt wurde der erste große Eisenträger — in der 93 m weiten Öffnung — und zwar durch rote Truppen.

3. Die Vizinalbahnbrücke bei Kisköre mit folgenden Öffnungen: beiderseitig im Überschwemmungsgebiet rund je 300 m Holzkonstruktion mit 10 m weiten Öffnungen über dem Flußbett  $46 + 65 + 46$  m Eisenbrückenträger auf gemauerten Pfeilern. Diese Brücke wurde sehr übel zugerichtet. Der Holzbrückenteil am rechten Ufer wurde durch rote Soldaten, derjenige am linken Ufer durch rumänische Soldaten vollständig durch Feuer zerstört. Im Flußbett sprengten die Rumänen zwei Pfeiler in die Luft, wodurch zwei Eisenkonstruktionen ins Wasser stürzten. Schließlich blieben von der ganzen Brücke nur zwei Pfeiler und der auf diesen ruhende, 46 m weite Eisenträger stehen.

4. Die Vizinalbahnbrücke bei Tiszafüred, zugleich auch Strafsenbrücke, mit folgenden Öffnungen:  $29 + (3 \times 69) + 29$  m. Die Rumänen sprengten zuerst eine Mittelkonstruktion und etwas später noch zwei Mittelpfeiler, so daß ein 29 m weiter und zwei 69 m weite Eisenträger hinabstürzten.

5. Die Bahnbrücke bei Tokay, mit drei Öffnungen von je 69 m. Rumänische Truppen sprengten zuerst einen Seitenträger, dann später den Mittelpfeiler zwischen den zwei unbeschädigten Trägern, so daß schließlich alle drei Träger im Flußbett lagen.

6. Die Bahnbrücke bei Csap mit drei Öffnungen von je 84 m. Die Tschechen zerstörten einen Seitenträger.

Von diesen sechs Brücken war der Wiederaufbau derjenigen bei Szolnok und Tokay am dringendsten; diese wurden in den Jahren 1920 bis 1921 trotz der oben erwähnten höchst ungünstigen Verhältnisse vollständig aufgebaut.

Wir wollen bei dieser Gelegenheit die bemerkenswerten Arbeiten der Wiederherstellung der Theifsbrücke bei Szolnok etwas eingehender behandeln.

Über diese Brücke führt eine zweigleisige Hauptbahn mit sehr regem Verkehr. Vom rechten Ufer aus betrachtet liegen vier Öffnungen von je 38 m, zwei Öffnungen von je 93 m und eine Öffnung von 38 m Länge. Der erste große Eisenträger, (in der 93 m weiten Öffnung) wurde nahe dem linken Ende, im zweiten Fach durchsprengt; infolgedessen brach der 95 m lange Eisenträger in zwei ungleiche Teile. Der kleinere Teil, ungefähr  $1\frac{1}{2}$  Fächer (das Fach zu 9,5 m) lag so tief, daß er bei Mittelwasserstand unter dem Wasserspiegel verschwand. Der längere Teil ( $8\frac{1}{2}$  Fächer) von ungefähr 80 m Länge lag schief, und zwar mit dem rechten oberen Ende auf der Kante des Pfeilers, mit dem unteren Ende auf dem Flußgrunde. In dieser Öffnung ist das Flußbett am tiefsten, unter Nullwasser ungefähr 7 m (Abb. 2 und 3, Taf. 8).

Als die Rumänen Budapest besetzten, war ihre einzige Sorge, aus Ungarn und seiner Hauptstadt möglichst viel herauszuholen. Doch sämtliche Theifsbrücken waren zerstört, mithin alle Bahnwege unterbrochen. Vor allem war es ihnen besonders wichtig, die Brücke bei Szolnok fahrbar zu machen. Sie errichteten also auf dieser Brücke eine rasch zusammengeschlagene, schlechte Notüberbrückung und zwar in folgender Weise:

Zuerst schlugen sie ungefähr in der Mitte der gesprengten Öffnung außerhalb der gestürzten Brücke ein Pfahljoch, auf welches sie 14 m lange Differdinger Träger querliegend versetzten, welche die Obergurte der gestürzten Eisenbrücke unterfingen. Ein Jochaufsatz erhöhte dieses Joch bis zur Brückenhöhe. Nun überbrückten sie die so geschaffene Öffnung zwischen Joch und Mittelpfeiler mit einer in Ungarn beschlagnahmten 45 m langen Kriegsbrücke. Diese eiserne Kriegsbrücke wurde ohne Gerüst schwebend montiert; als Gegengewicht diente ein Kriegsbrückenteil von 30 m Länge, der auf dem unbeschädigten zweiten großen Eisenträger zusammengestellt wurde. Jetzt galt es noch eine ungefähr 50 m lange Lücke zu überbrücken. Unter dieser Lücke ruhte der 80 m lange Brückenteil in schiefer Lage. Es wurden auf die Längsträger dieses schiefen Brückenteiles ungefähr von 9 zu 9 m einfache Joche aufgesetzt; auf diese Joche wurden eiserne Längsträger gelegt und endlich wurde auf diese Längsträger der Querschwellenoberbau befestigt.

Auf diese Art entstand im rechten Gleis in vier Wochen eine eingleisige Notbrücke, welche aber so leichthin zusammengetakelt wurde, daß sie gar keine Sicherheit gewährte.

Diese zeitweilige Brücke wurde von den Rumänen nur für Kriegstransporte in Anspruch genommen. Bürgerlicher Personen- oder Güterverkehr war auf der Brücke überhaupt nicht gestattet.

Nachdem die rumänische Armee das kleine Ungarn gegen Ende November 1919 endlich geräumt hatte, konnten erst die Ingenieure der ungarischen Brückenabteilung ihre Arbeit auf den Theifsbrücken in Angriff nehmen, denn so lange die Rumänen dort waren, untersagten sie auf den Brücken jede Arbeit.

Behufs Wiederherstellung der Theifsbrücken nächst Szolnok waren folgende Aufgaben zu lösen.

1. Der Verkehr auf der Brücke durfte um keinen Preis unterbrochen werden. Dies erforderte:

2. Die Verstärkung und das Ausbessern der im rechten Gleis liegenden rumänischen Notbrücke.

3. Der Platz in der zerstörten Öffnung mußte zum Zwecke der Wiederherstellungsarbeiten sobald als möglich geräumt werden. Dies zu ermöglichen, mußte außer dieser Öffnung in gehöriger Entfernung eine zweite Notbrücke errichtet werden.

4. Das Abtragen der ersten Notbrücke.

5. Das Heben des herabgestürzten Brückenteiles und das Bergen der im Flußbett liegenden Trümmer.

6. Wiederherstellung und Ergänzung des gehobenen Brückenteiles.

Diese Aufgaben wurden in folgender Weise gelöst:

Die Verstärkung und das Ausbessern der rumänischen Notbrücke bereitete keine besonderen Schwierigkeiten.

Äußerst schwierig war aber die Herstellung einer zweiten Notbrücke umsomehr, als zu dieser Zeit in Ungarn Gerüst- und Bauholz kaum aufzutreiben war. Überhaupt mußte man während der ganzen Arbeit mit Holz und Eisen bis zum äußersten sparen, was die Schwierigkeiten der technischen Durchführung im großen Maße steigerte.

Nach längeren Untersuchungen zeigte sich für die zweite Notbrücke folgende Lösung als die zweckmäßigste:

In der vierten Öffnung von 38 m Länge — wo die Fahrbahn oben liegt — wird das linke, unterbrochene Gleis mittels Gegenbogen von 180 bis 150 m Halbmesser aus der Brücke, über den Hauptträger hinüber, nach links hinaus geleitet; dann in 12 m Achsenentfernung von der alten linken Gleismitte mit ihm parallel laufend wieder mittels Gegenbogen von je 150 m Halbmesser auf dem unbeschädigten, zweiten großen Eisenträger in das linke stumpfe Gleis eingebunden. Dieser zweite große Träger ist zweigleisig, seine Obergurte sind parabelförmig, an den Brückenenden in gleicher Höhe mit der Fahrbahn.

Zum Zwecke dieser Ausweichbrücke wurden aufgesetzte Doppeljoche geschlagen, welche am Ufer 6 bis 8 m, im Flußbette 10 bis 18 m hoch waren. Es ist des Erwähnens wert, daß zu dieser Zeit der ganze ungarische Staatsapparat für diese äußerst dringende Arbeit kein Holz erwerben konnte und der Schreiber dieser Zeilen konnte nur mit Hilfe von militärischer Brachialgewalt, mühselig das nötige Holz auftreiben.

Die Ausweichbrücke (Textabb. 1) hatte zwei Öffnungen von  $6\frac{1}{2}$  m, vier Öffnungen von  $7\frac{1}{2}$  m und drei Öffnungen von 24 m Länge. Die Öffnungen wurden mit eisernen Walzträgern überbrückt; zu den drei großen Öffnungen standen die nötigen, großen Grey-Träger glücklicherweise zur Verfügung.

Die Ausweichbrücke wurde stromaufwärts ausgeführt und am 22. August 1920 dem Verkehr übergeben.

In Anbetracht der oben erwähnten Linienführung mit Gegenbogen von nur 150 m Halbmesser war zu beachten, daß die Befahrung der Ausweichbrücke die weitestgehenden Vorsichtsmaßregeln erforderte. Es durfte nur im Schritt gefahren werden, denn bei rascherer Bewegung mußte man unbedingt Entgleisungen befürchten. Damit nun das langsame Überfahren vollständig gesichert werde, mußte jeder Zug vor der Theißbrücke, wie auch nach Übersetzung derselben, anhalten. Zur Versicherung gegen Entgleisung wurden in der ganzen Länge der Notbrücke neben dem inneren und äußeren Schienenstrang Leitschienen befestigt, außerdem wurden in den Bögen die äußeren Schienen an ihrer äußeren Seite mit eisernen Bandstützen gegen Umkippen geschützt. Infolge dieser Maßnahmen vollzog sich der Verkehr auf der Ausweichbrücke beinahe 15 Monate lang ohne Anstände.

Zum Schutze der hohen im Flußbette stehenden Holzjoche dieser Notbrücke waren starke, doppelte Eisbrecher aufgestellt.

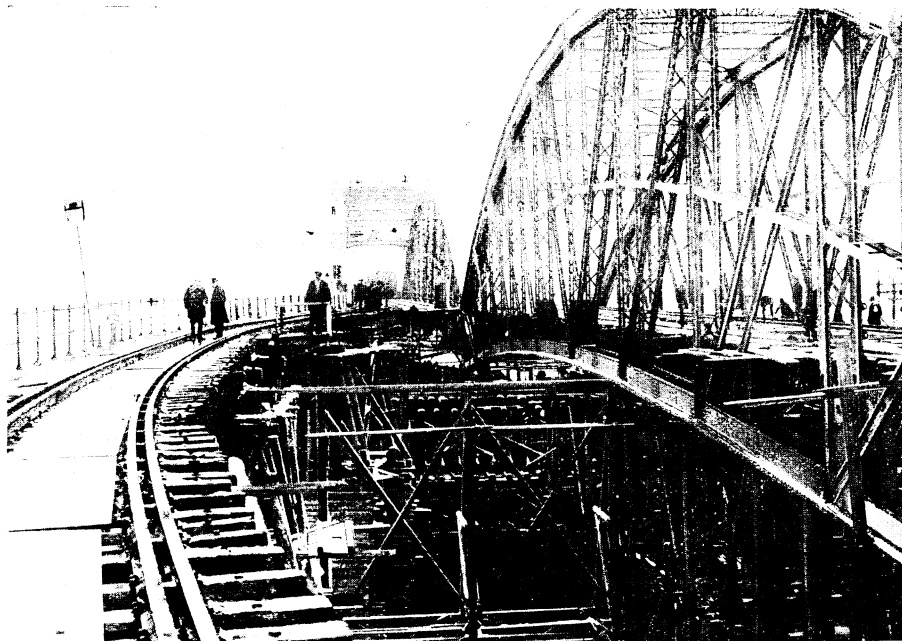
Nach Eröffnung dieser zweiten Notbrücke, konnte man an das Abbauen der unsicheren, rumänischen Notbrücke schreiten. Vor allem wurde nur die eine Hälfte dieser Brücke entfernt, und zwar jene, welche auf dem abgestürzten Brückenteil lagerte. Die andere Hälfte blieb einstweilen noch stehen, weil sie bei dem Heben der Trägertrümmer noch gute Dienste leisten konnte.

Nun hieß es das Heben des hinabgefallenen Brückenteiles und das Entfernen der übrigen Brückentrümmer zu bewerkstelligen.

Die Hauptträger der zerstörten Eisenbrücke waren sogenannte Sichelträger mit parabolischem Ober- und Untergurt; die Länge der Hauptträger war 95 m, eingeteilt in 10 gleiche Fächer. Von diesen 10 Fächern waren  $1\frac{1}{2}$  Fächer abgesprengt, deren Trümmer aus dem Flußbette mit Hilfe der Kriegsbrücke unter Anwendung von Ketten und Flaschenzügen über Wasserspiegel gehoben, dann auf einem kleinen Gerüste zertrennt wurden. Die zertrennten Eisenteile wurden ans Ufer gebracht und bei der späteren Herstellung teilweise wieder eingearbeitet. Erst nach dieser Arbeit konnte man die Kriegsbrücke abtragen.

Wie schon oben erwähnt war, lag ein zusammenhängender Brückenteil — ungefähr  $8\frac{1}{2}$  Fächer, ungefähr 80 m lang — in schiefer Lage, am oberen Ende vom Pfeiler unterstützt. Das Gewicht dieses Teiles betrug ungefähr 640 t; außerdem war das im Flußbett liegende Ende stark versandet. Zum Heben standen nur Wasserdruck-Hebepumpen von 100—200 t

Abb. 1. Theißbrücke bei Szolnok. Zustand am 14. November 1921.



Hebefähigkeit zur Verfügung. Das untere Ende des Brückenteiles mußte man etwa 18 m hoch heben.

Die Hebung des 640 t schweren Trägereiles auf 18 m Höhe wäre aber mit den vorhandenen Mitteln kaum durchführbar gewesen. Außerdem sah man bei niedrigem Wasserstande, daß am unteren Teil, in dem 6., 7. und 8. Fach das Stabwerk stark verbogen und an den Knotenpunkten vielfach gerissen war, so daß das Gestäbe auf jeden Fall zertrennt werden mußte.

Diese Umstände erwägend, entschloß man, den abgestürzten Brückenteil in zwei Teile zu trennen, damit jede Hälfte allein leichter zu handhaben sei. Die 4 ersten Fächer waren gänzlich unversehrt, darum wurde die Trennung im 4. Fach vollführt, welches ganz über dem Wasserspiegel lag. (Textabb. 2). Hier wurden die Gurstöße durch Herausschlagen der Niete gelöst, die Längsträger entfernt, und so blieb links ein unbeschädigter Brückenteil von  $3\frac{1}{2}$  Fächern abgetrennt. Das Gewicht dieses Stückes war ungefähr 250 t, und dessen unteres Ende mußte etwa 10 m hoch gehoben werden.

Zu diesem Zwecke wurde das am Pfeiler aufliegende Ende dieses Teiles an den angrenzenden 39 m weiten Eisenträger

mit starken Ketten gefesselt und so gegen Abrutschen gesichert. Unter dem dritten Knotenpunkte war schon ein starkes und breites, dreifaches Joch aufgestellt; auf diesem wurden Hebe-pumpen unter die Untergurte gelegt und am 13. November 1920 begann das Heben. So oft die Pumpe hochgepumpt war, wurden am breiten Joche neben den Pumpen Holzunterlagen angebracht und nach und nach aufgestapelt. Als dieser Holzstapel 6 m hoch war, wurde der Brückenteil unter dem zweiten Knotenpunkt mit einem Hilfsjoch unterfangen, und an der Stelle des nunmehr entfernten Holzstapels ein Jochaufsatz aufgestellt. Von diesem aufgesetzten Joch konnte der Brückenteil jetzt schon bis zur Fahrbahnhöhe gehoben werden. Da in-zwischen Eisgang und Hochwasser eintrat, konnte diese Arbeit erst am 16. März 1921 vollendet werden.

Der zweite abgetrennte Teil ( $4\frac{1}{2}$  Fächer), etwa 43 m lang, wurde nach Abgang des Eisstoßes und Hochwassers vom März bis Juni 1921 schrittweise emporgehoben, aber nur bis Mittelwasserhöhe, ungefähr 7 m unter Fahrbahnhöhe. In dieser Höhenlage konnte dieser Teil in seine Einzelteile zertrennt werden.

Abb. 2. Theißbrücke bei Szolnok. Zustand Anfang März 1921.



Auf diese Weise war nun der zerstörte Träger aus dem Wasser entfernt und die Öffnung geräumt. Nun konnte man feststellen, daß ungefähr 60% der Eisenteile unversehrt geblieben waren, mithin mußten 40% neu beschafft werden.

Jetzt mußte man entscheiden, in welcher Achse der Träger wieder zusammengestellt werden sollte. In der alten Brückenachse konnte man diese Arbeit keinesfalls durchführen, weil dem fehlenden Ende des Brückenteiles das Ende der in die alte Brücke einmündende Ausweichbrücke stark im Wege stand. Außerdem fand man es überhaupt für bedenklich, den neuen Träger in nächster Nähe der Ausweichbrücke fertig zu stellen, umso mehr, als die Ausweichbrücke stromaufwärts gelegen war. Es war jedenfalls jeder Zwischenfall zu vermeiden, weil ein Unfall auf einer Brücke zugleich für die nebenan stehende verhängnisvoll hätte werden müssen. Es wurde also beschlossen, daß der neue Träger stromabwärts, 15 m von der Achse der alten Brücke entfernt, montiert werde. Hierdurch wurde es möglich, daß der große Montierungs-Laufkran, welcher außerhalb der Hauptträger bis zum Ende der neuen Brücke unbehindert fahren mußte, dort nicht an das Ende des Hauptträgers der zweiten großen, unbeschädigten Öffnung stieß.

Man schob also den schon gehobenen, etwa 35 m langen Trägereil, auf Einschiebewagen gelagert, auf den hierzu errichteten starken Jochen stromabwärts in die oben erwähnte Montierungslage, wo inzwischen das ganze Montierungsgerüst schon fertiggestellt war.

Das Ergänzen und Zusammenstellen des Trägers konnte also von der Staatsmaschinenfabrik ohne Hindernis vollführt werden.

Nun galt es, den wiederhergestellten Träger in die alte Brückenachse zurückzubringen und zwar ohne Störung des Verkehrs. Es sollte der Verkehr nicht länger als von früh morgens bis abends unterbrochen werden.

In diesem Zeitraum mußte folgendes geschehen:

1. Das Abbauen der anschließenden Gleisteile der Ausweichbrücke.

2. Die Entfernung der letzten an die große, unversehrte Öffnung angrenzenden, 24 m langen Eisenkonstruktion, bestehend aus 6 Stück 24,7 m langen Grey-Trägern, samt ihren Verbindungsteilen und dem Oberbau, im Gesamtgewicht von ungefähr 60 t.

3. Teilweises Abbauen des Joches der eben erwähnten Konstruktion, weil der obere Teil dieses Joches im Wege stand.

4. Einschiebung des 95 m langen, neu hergestellten Eisenträgers mit Oberbau, im Gesamtgewicht von ungefähr 760 t.

5. Absetzen des eingeschobenen Trägers auf die Lager, inbegriffen allfällige, vorhergehende Regulierungsarbeiten.

6. Anieten der Längsträgerkonsole an einem Ende der Öffnung.

7. Zusammenbinden des Oberbaues an den beiden Enden der Öffnung.

Diese verschiedenen Arbeiten wurden in folgender Weise vollbracht:

Am 15. November 1921 5 Uhr früh begann das Aufreißen des Gleises bei Fackelschein. Um  $6\frac{1}{2}$  Uhr waren die Verbindungskurven beiderseits entfernt. Nun wurde die 24 m lange, zeitweilige Konstruktion auf einfachen Jochen, mittels Drahtseilen und Handkranen 2 m weit stromaufwärts gezogen.

Hierauf konnte man das Entfernen des im Wege stehenden Jochteiles bewerkstelligen. Diese Arbeiten waren um 11 Uhr vormittags vollendet.

Nun machte man sich an den großen Träger.

Um ihn einzuschieben, waren unter den ersten und den vorletzten Knotenpunkt sehr starke, dreireihige Joche hergestellt. Auf jedem dieser Joche lagen Fufs an Fufs drei Schienenstränge, und auf dieser dreifachen Schiene lagen die starken Einschiebewagen, auf welchen die Untergurte des Trägers ruhten. Also lag der Träger auf vier Punkten und auf jeden entfiel eine Last von 190 t. An jedem Einschiebewagen waren starke, dreifache Drahtseile befestigt, die an jedem Brückenende mit drei kräftigen Handkranen gezogen wurden.

Wie schon oben mitgeteilt, lag die Achse des wiederhergestellten Trägers 15 m entfernt von der alten Brückenachse. Da aber der große Montierungs-Laufkran schon vor mehreren Tagen abgetragen worden war, konnte man schon am 14. November einen Teil der Einschiebung durchführen. Tatsächlich wurde der Träger am 14. November 9 m stromaufwärts gezogen, so daß er nur noch in 6 m Entfernung von der alten Achse lag. Am 15. November, gegen Mittag erfolgte die weitere Bewegung des Trägers, der um 2 Uhr ohne jeden Zwischenfall in der endgültigen Lage anlangte. Nun mußte man noch die großen Brückenlager genau einrichten,

was etwa eine Stunde dauerte, so daß um 3 Uhr der Träger regelrecht aufgelagert war. Nun wurden die Längsträgerkonsolen angeietet und der Oberbau an beiden Enden geschlossen. Um 4 Uhr nachmittags war alles fertig und die Brückenprobe wurde veranstaltet. Um  $1/25$  Uhr wurde die Brücke dem Verkehr übergeben.

Am Ende soll noch erwähnt sein, daß die ziemlich kühn gestaltete Ausweichbrücke vom 22. August 1920 bis 15. November 1921 im Verkehr war. Lokomotiven schwerster

Bauart von 92 t Gesamtgewicht (mit Tender) verkehrten darauf regelmäÙig. 14000 Eisenbahnzüge fuhren über diese Brücke, welche somit sehr gute Dienste geleistet hatte.

Die ganze Arbeit der Wiederherstellung wurde in eigener Arbeitsführung vollendet, Unternehmer wurden nicht herangezogen. Bei der Berechnung der Arbeitskosten konnte festgestellt werden, daß die Ersparnis, die durch den Ausschluß von Unternehmern erzielt wurde, ungefähr 20% betrug.

## Zugbrücken für Eisenbahnverkehr.

Von Oberingenieur Joosting, Utrecht.

Hierzu Abb. 1 bis 6 auf Tafel 14.

In Holland hat man bei dem Bau der Eisenbahnen in früheren Jahren über Kanäle untergeordneter Bedeutung vielfach sogenannte Kranbrücken gebaut, und zwar ihrer Einfachheit und Billigkeit wegen. Wie bekannt, besteht eine solche Brücke aus zwei kranförmigen Hauptträgern, die sich, jeder für sich, um eine an einem Ende befindliche, senkrechte Achse drehen und nur durch drehbar befestigte Verbindungsstangen verbunden sind\*).

Diese Brücken haben eine sehr geringe Steifigkeit in der Querrichtung und sind schon deshalb dem heutigen Verkehr nicht mehr gewachsen. Sie werden daher allmählich ausgewechselt. Im Anfang hat man Drehbrücken an ihrer Stelle gebaut; dafür mußte aber ein neues Widerlager und oft auch noch ein neuer Drehpfeiler gebaut werden, was des weichen Bodens wegen meistens ziemlich kostspielig war. Der Verfasser suchte deshalb nach einer beweglichen Brücke, für die der Unterbau der Kranbrücke, die aus nur zwei Widerlagern besteht, ohne Erweiterung gebraucht werden konnte. Dafür kam die in Holland für StraÙenverkehr sehr verbreitete Zugbrücke\*\*) in Betracht, aber nicht, ohne daß besondere Bedingungen zu erfüllen waren und zwar:

1. Die Drehachse der Brückenklappe sollte keine Stöße durch die Verkehrslast erleiden.
2. Die Klappe sollte beim Befahren als eine feste Brücke aufliegen, also im geschlossenen Zustand einen positiven Druck auf ihre Auflager ausüben.
3. Im Falle eines Bruches der Zugstangen oder der Ketten sollte ein Herunterfallen des Gegengewichts ausgeschlossen sein.
4. Die Brücke sollte bei allen Witterungsverhältnissen von einem Manne in kurzer Zeit geöffnet und geschlossen werden können.

Die in den Abb. 1 bis 6 auf Taf. 14 dargestellte Zugbrücke entspricht diesen vier Bedingungen. Die Forderung unter 1. wird dadurch erreicht, daß beim Herunterlassen der Brückenklappe die Hauptträger die Auflager B bei der Drehachse (Abb. 1) etwas früher berühren als die Auflager auf dem anderen Widerlager. Beim weiteren Senken dreht sich die Brückenklappe um den Punkt B des Auflagers. Dabei heben sich die Drehachsen A ein wenig aus den Bronzelagern und schieben diese zu gleicher Zeit etwas nach links, so daß zwischen diesen Lagern und den Backen des gußeisernen Stuhles bei d und e (Abb. 3) einige Millimeter Spielraum entstanden sind.

Mit Rücksicht auf die anderen Bedingungen wird die Brücke nicht wie üblich durch zwei an die Brückenklappe angreifenden geraden oder gebogenen Zahnstangen bewegt, sondern durch zwei Kniehebel g-h-z (Abb. 1), die ihren festen Drehpunkt g in den Portalpfosten und bei h das Gelenk haben, indem sie an den Ziehbäumen bei z angreifen. Wird der untere Teil g-h mittels des damit verbundenen Zahnkranz-

sektors L um den Punkt g gedreht, dann bewegen sich h nach h' und z nach z' und die Brücke ist in die gestrichelte Lage gebracht, also geöffnet. In dem Augenblick, wo die Brücke beim Schließen auf den Auflagern des linken Widerlagers angelangt ist, befindet sich das Gelenk h noch rechts von der Geraden durch g und z; dreht man den Zahnkranzsektor weiter, dann werden die rechten Hälften der Ziehbäume mit dem Gegengewicht noch weiter gehoben und die Zugstangen oder Ketten S werden vollständig entlastet; die Bedingung 2 ist somit erfüllt.

Hat man die Zahnkranzsektoren soweit gedreht, daß das Gelenk h sich um einige Millimeter links der Geraden durch g und z befindet, bei welcher Lage das Weiterdrehen der Sektoren durch einen Anschlag an den Portalpfosten verhindert wird, dann ist auch die Bedingung 3 erfüllt.

Wie aus der schematischen Darstellung in Abb. 4 hervorgeht, befindet sich der Antrieb der Bewegungsvorrichtung im unteren Teile eines der Portalpfosten. Von der Welle C wird die Kraft mittels einer Gallschen Kette D auf die über die ganze Breite des Portals in der Höhe von mindestens 5 m über Schienenoberkante durchgehende Welle E übertragen. Zwei Ritzel F greifen in die Zahnräder G ein und versetzen so die Wellen H in Drehung, auf welchen die Ritzel K befestigt sind, die die Zahnkranzsektoren bewegen.

Sämtliche Wellen der Bewegungsvorrichtung drehen sich in Kugellagern.

Abgesehen von den Windkräften läßt sich die Brücke mit dieser Vorrichtung durch einen Mann ohne Anstrengung bewegen. Beim Entlasten der Stangen oder Ketten S ist die Kraftübertragung mittels des Kniehebels sehr günstig; sollte die auf der Welle C ausübende Kraft dennoch zu groß sein, dann verfügt der Brückenwärter noch über ein Zahnradvorgelege, das er durch Verschiebung des Ritzels X einschalten kann. (In Abb. 4 ist das Vorgelege eingeschaltet gezeichnet).

Die Windkräfte können bei Klapprücken, besonders wenn diese im freien Feld liegen, die Bewegung der Brücke sehr erschweren; darum ist noch eine Anordnung getroffen, die es ermöglicht, die Windkräfte nicht nur unschädlich zu machen, sondern sie sogar für die Bewegung der Brücke auszunützen. Die ganze Fläche zwischen den Teilen der Ziehbäume rechts vom Portal ist nämlich abgedeckt mit dünnen Blechen M, die an Wellen N befestigt sind und bei jeder Lage der Ziehbäume vom Brückenwärter flach oder aufrecht gestellt werden können (Abb. 5). In flacher Stellung bieten sie dem Wind eine große Angriffsfläche, während sie aufrecht gestellt dem Wind kaum Widerstand leisten. Kommt der Wind in der Bahnrichtung von rechts, dann stellt der Brückenwärter wenn er die Brücke öffnen will, die Bleche flach; der Wind hilft ihm dann, die Gegengewichtsarme der Ziehbäume hinunter zu drücken. Will er nachher die Brücke wieder schließen, dann stellt er die Bleche aufrecht, der Wind geht dann fast ungehindert durch den Gegengewichtsarm und drückt die Klappe hinunter. Damit ein von links kommender Wind beim Schließen der Brücke

\*) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Zweiter Band, vierte Abteilung. Bewegliche Brücken, Dritte Auflage, Kapitel XI, § 95 Seite 236 u. f.)

\*\*) Vergl. obengenanntes Handbuch § 16, Seite 35.

den Gegengewichtsarm hinaufdrücken könne, ist die Klappe zwischen den Schienen mit gelochten Blechen und zwischen den Gleisen mit Streckmetall abgedeckt.

Erwähnt muß noch werden die selbsttätige Bremsvorrichtung an den Wellen H Abb. 2, 4 und 6. Die Zahnräder G sind nicht auf die Wellen H, festgekeilt, sondern sie können sich um die Welle drehen, müssen aber dabei dem Schraubengewinde folgen. Dreht man die Welle E (Abb. 6) in der Richtung des Pfeiles, dann bewegt sich das Zahnrad G nach links, bis es gegen das drehbar auf der Welle befindliche Sperrrad O drückt, und versetzt dann dieses Rad und die Welle H in eine Drehbewegung, die das Heben der Gegengewichtsarme der Ziehbäume und das Herunterlassen der Brückenklappe bewirkt. Wird die Welle E in entgegengesetzter Richtung gedreht, dann schraubt sich das Zahnrad G nach rechts, bis es gegen die fest auf der Welle verschraubte Scheibe P drückt; es nimmt dann die Welle H mit und bewirkt das Herunterziehen der Gegengewichtsarme. Die Sperrscheibe dreht sich nicht mit, weil sie durch die Sperrklinken daran behindert wird. Wird die Welle H durch den Zahnkranzsektor schneller gedreht als das Zahnrad G, dann bewegt sich letzteres nach links und seine Bewegung wird vom Sperrrad gebremst, weil die Sperr-

klinken ein Drehen des Sperrades in diesem Sinne verhindern. Nicht nur bei geschlossener Brücke, sondern bei jedem anderen Stand ist also ein Herunterkommen des Gegengewichts ohne Mithilfe des Brückenwärters ausgeschlossen.

Die Enden der Schienen auf dem beweglichen Brückenteil ragen über die Hauptträger hinaus und liegen auf Widerlagern gemeinsam mit den Enden der Schienen auf der Bahn in einem Stuhl aus Stahlgufs auf; die hohen Backen des Stuhles gewährleisten den richtigen Anschluß der Schienenenden.

Die Sicherungsanlagen sind so ausgebildet, daß die Signale nicht auf freie Fahrt gestellt werden können, wenn nicht:

- a) die Zugstangen oder Ketten S vollständig entlastet sind;
- b) der Zahnkranzsektor L sich in seiner Endlage befindet;
- c) sich keine Kurbel auf den Antriebswellen C oder Y befinden.

Nach dieser Bauart wurden bereits sechs zweigleisige Brücken und eine dreigleisige gebaut. Vier andere sind im Bau begriffen und werden in der ersten Hälfte vom Jahre 1925 fertiggestellt sein. Die Brücken werden von einem Manne ohne besondere Anstrengung in 30 bis 60 Sekunden geöffnet oder geschlossen; dabei ist das Gewicht der schwersten Brückenklappe nicht weniger als 24000 kg.

### Auswechslung von Brückenträgern im Rotterdamer Viadukt.

Von Ingenieur F. M. v. P. van Eck, Rotterdam.

Im Jahre 1877 ist der Viadukt von Rotterdam für den Eisenbahnbetrieb in Benutzung genommen worden. Seine ganze Länge mit den anschließenden Brücken über die Maas und den Königshafen beträgt 2206 m.

Es wurde von vornherein bestimmt, daß der Viadukt mit keiner größeren Geschwindigkeit als 30 km in der Stunde befahren werden darf.

Abb. 1.

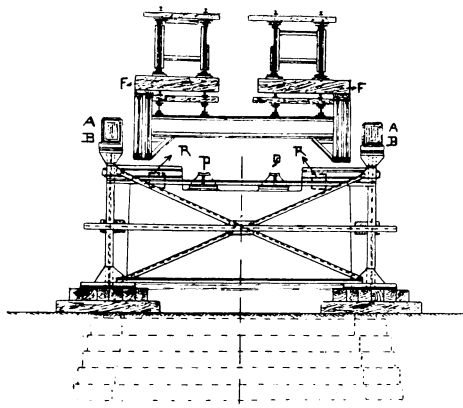
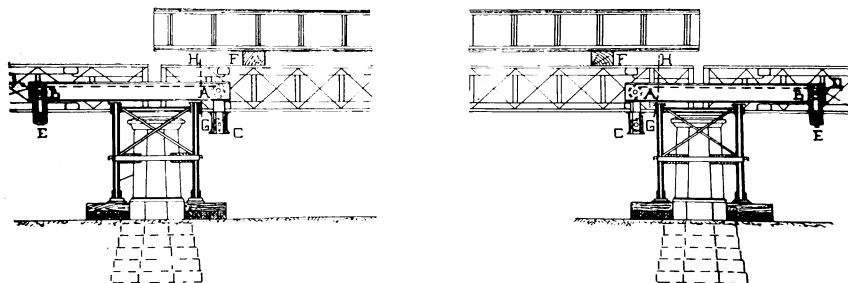


Abb. 2.



Seitdem hat die Belastung der Fahrzeuge eine beträchtliche Zunahme erfahren und sich das Bedürfnis eines schnelleren Verkehrs fühlbar gemacht.

Die Fahrzeit beträgt gegenwärtig 320 Sek., kann aber künftig um etwa 200 Sek. herabgesetzt werden.

Die Direktion der niederländischen Eisenbahnen erteilte die Genehmigung, jene Arbeiten auszuführen, die erforderlich waren, um den Viadukt für alle Gattungen von Eisenbahnfahrzeugen, die gegenwärtig in Europa gebräuchlich sind, zu ermöglichen, und zwar mit der höchst zulässigen Schnelligkeit.

Die erforderlichen Arbeiten wurden in mehreren Abschnitten auf dem Wege der Ausschreibung vergeben. Als erster Abschnitt wurde die Erneuerung der fünf festen Brücken an beiden Seiten der Drehbrücke über den »Wynhaven« vergeben. Diese Brücken, die ganz in Bessemerstahl gebaut sind, wiesen Mängel auf. Außerdem eignet sich ja dieser Baustoff schlecht für Brückenträger. Es wurde beschlossen, diese Brücken durch neue aus Flußeisen zu ersetzen.

Zwei von diesen Brücken liegen je zur Hälfte über dem Wasser und über dem öffentlichen Wege, die drei anderen führen nur auf dem Lande über den öffentlichen Weg. Dabei sind die Häuser so dicht an den Schienenstrang gebaut, daß es nicht möglich war, die neuen Brücken auf Gerüsten neben den bestehenden Brücken abzusetzen, dann die alten Brücken auf die Seite zu schieben und dafür an ihre Stelle die neue Brücke seitlich einzuschieben. Für die Auswechslung der Brücken blieb daher nur übrig, sie in der Höhenrichtung abzulassen.

Die alten Brückenträger bestehen aus zwei Hauptträgern, aus Fachwerk mit Quer- und Längsträgern; auf jedem waren zwei Gleise angeordnet. Jede dieser Brücken wird durch zwei vollwandige Blechträger-Brücken ersetzt, also jede für ein Gleis.

Vorbereitend wurden die Lager P und Q der inneren Hauptträger versetzt (Abb. 1). So dann wurden um die Pfeiler Joche errichtet und zuverlässig gegründet. Auf diese Joche wurden schwere Tragbalken A B aufgesetzt (Abb. 2). An den Enden A wurden an diese Tragbalken mit 7 Scheiben-Flaschenzügen die Balken C C angehängt, die im Grundriß (Abb. 3.) näher ersichtlich sind. Das ziehende Trum des Flaschenzugs wurde über die Scheibe D der Winde geleitet. Bei dem Anziehen der Winde hätte das Ende B des Tragbalkens A B in die Höhe wippen müssen, sobald das Gewicht der zu erneuernden



Brücke auf den Tragbalken C C abgesetzt wurde. Um dies zu vermeiden, wurde der Balken E E von unten her gegen

An den vier Eckpunkten der alten Brücke waren Melslatten angebracht, mit denen man bei dem Niederlassen der Brücke überwachte, daß sich alle Ecken regelmäßig und gleichmäßig senkten. Obwohl hierdurch ziemlich große Sicherheit bestand, daß jede

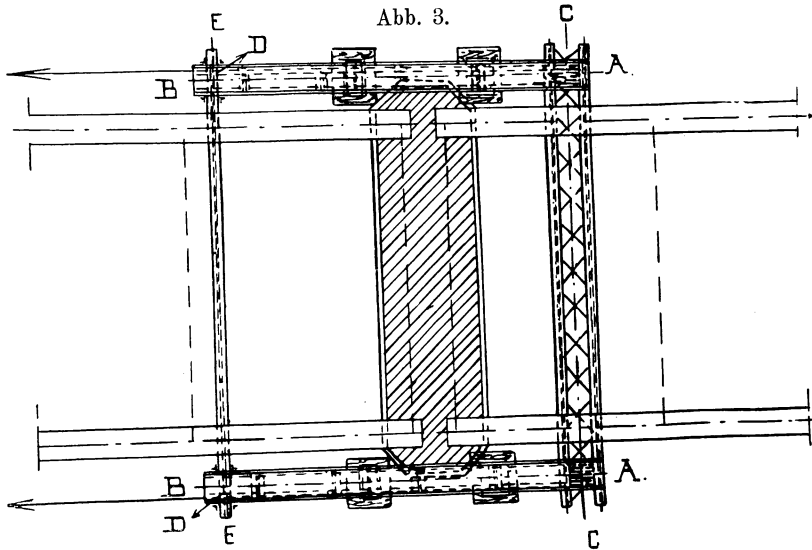


Abb. 4.



Abb. 6. Alte Brücke mit abgeschnittenen Enden.

die nächstliegende Brücke gestützt und daran das Ende B des Tragbalkens A B befestigt.

Hierauf wurden die neuen Brückenträger, je zwei zugleich, auf Wagen über die auszuwechselnden Träger gefahren (Abb. 4). Dort wurden sie mit Hebeböcken von den Wagen gehoben und auf hölzerne Futterstücke F auf die alte Brücke herabgelassen siehe Abb. 1 und 2.

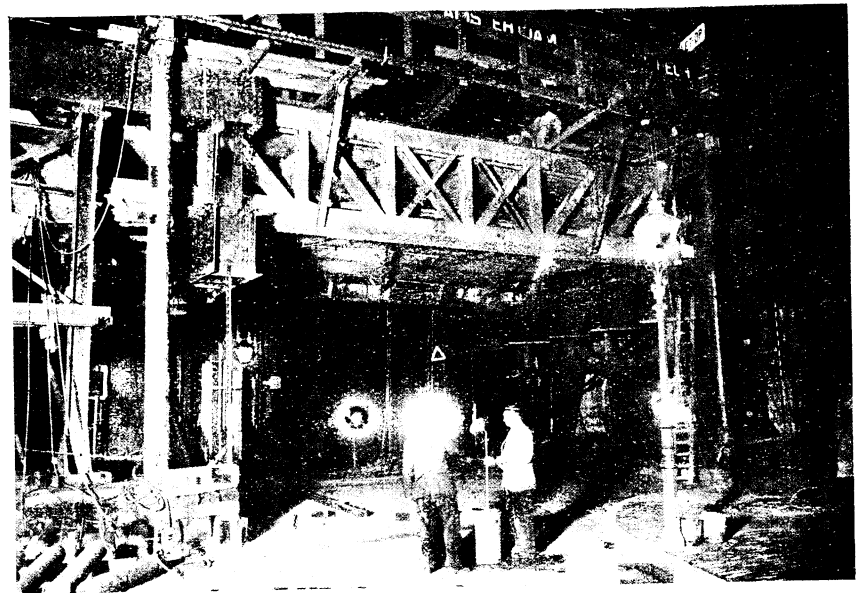
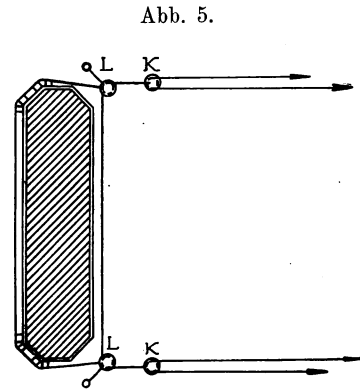
Durch Anziehen der Stahlkabel auf den Winden wurde nun die alte Brücke, zugleich mit den zwei neuen, etwa 2 cm von den Auflagern abgehoben. Unmittelbar darauf wurden die Enden der alten Brücke nach der Linie G H (siehe Abb. 2) mit dem Azetylsauerstoff-Brenner abgeschnitten. Mit dieser Arbeit waren 16 Mann betraut. Auffällig war, daß diese 16 Mann die Enden einmal in 40 Minuten abschnitten, während sie 21 Tage später für dieselbe Arbeit 1 Stunde 35 Minuten brauchten.

Nachdem die Enden der alten Brücke beseitigt waren, ließ man die Winden langsam nach, wodurch die alte, mit den zwei neuen Brückonstruktionen belastete Brücke zwischen die Pfeiler sank. Die neuen Brücken kamen dabei mit den Innenhauptträgern auf die vorher gesetzten Auflager P und Q zu ruhen, während die Außenhauptträger dieser Brücken auf einstweilige Auflager R gesetzt wurden (Abb. 1).

Winde ungefähr gleich schwer belastet wurde, ließ man doch zur Sicherung des Ausgleichs das ziehende Trum über eine Scheibe K laufen, die an einem Kabel K L L K befestigt war, das sich um die Scheibe L frei bewegen konnte (Abb. 5).

Zwei der neuen Brücken waren 16 m, zwei 26 m und die sechs übrigen 28 m lang. Ihr Eigengewicht betrug je nach der Spannweite 40, 60 und 64 t. Die größte Belastung auf dem Balken C C betrug 120 t.

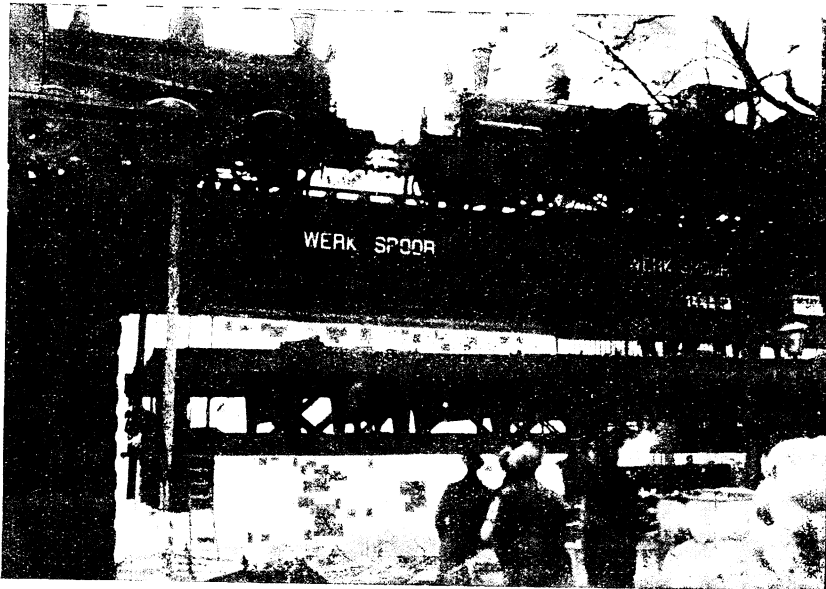
In das ziehende Trum des Flaschenzugs kam bei dem Wegbrennen der Trägerenden eine größte Belastung von etwa 7 t, während die Winden für eine Tragkraft von 10 t bemessen waren. Beim Aufwinden betrug die Spannung in dem ziehenden Seil noch keine 4 t. Der Ersatz jeder Brücke erfolgte jedesmal in einer Nacht von Sonntag auf Montag, weil die Bahnstrecke zu anderen Zeiten nicht außer Betrieb gesetzt werden konnte.



Neun Minuten nach der Überfahrt des letzten Zuges über das erste Gleis waren die Wagen mit der ersten Ersatzbrücke beladen zur Stelle. 50 Minuten später lag diese Brücke auf den Auflagern F.

Der letzte Zug über das andere Gleis fuhr 60 Minuten später durch als der über das erste Gleis. Die zweite Brücke lag 70 Minuten später auf den Auflagern F.

Abb. 7. Neue Brücke fertig; alte im Abbau.



Hierauf wurden die Hebeböcke entfernt, so daß 165 Minuten nach dem Beginn der Arbeiten die alte Brücke mit den zwei neuen beschwert von ihrem Auflager gehoben war. Sofort begann man mit dem Abtrennen der Auflagerenden der alten Brücke nach der Linie GH (Abb. 2). Das Ablassen der

Winden dauerte 50 bis 60 Minuten. 5 Minuten später standen die Innenhauptträger der einen Brücke auf den Auflagern P und noch 5 Minuten später die Innenhauptträger der anderen Brücke auf den Auflagern Q (Abb. 1), während gleichzeitig die Außenhauptträger auf die einstweiligen Auflager R abgesetzt wurden.

Das Anschließen der Schienen dauerte 20 Minuten, so daß rund 6 Stunden nach dem Beginn der Arbeiten die Züge die neuen Brücken befahren konnten.

Die Arbeiten begannen um 10 Uhr 50 abends. Die Brücken waren befahrbar 5 Uhr 15 vormittags. Der erste Zug war 5 Uhr 35 vormittags fällig.

Besonders glatt verliefen die Arbeiten an der zweiten Brücke. Die Gleise waren da in beiden Richtungen schon 4 Uhr 50 vormittags befahrbar.

Die Art, wie die einstweiligen Auflager unter den Außenhauptträgern ersetzt wurden, erachte ich für genügend bekannt, als daß ich mich darüber noch verbreiten müßte.

Die Kosten der ganzen Arbeit haben fl. 179875.— betragen.

Die Abb. 6 und 7 zeigen den Zustand bei und nach dem Aufräumen. In Abb. 7 ist die Lage eine Stunde nach der Auswechslung dargestellt;

die alte Brücke ruht noch auf den Balken CC, ihre Zerlegung ist bereits in vollem Gange. Die alte Brücke war, nachdem sie am Sonntag abend noch befahren worden war, am darauffolgenden Mittwoch mittag 5 Uhr nicht nur völlig abgebrochen, sondern auch im großen und ganzen abgefahren.

### Die Brücken der Kolonialbahnen.

Von Prof. F. Baltzer, Geh. Oberbaurat a. D.

Hierzu Abb. 4 bis 6 auf Tafel 8 und Abb. 11 und 12 auf Tafel 9.

Die Herstellung von Brücken mit eisernen Überbauten für die afrikanischen Kolonialbahnen war in unseren ehemaligen Schutzgebieten durch besondere Vorschriften für das Entwerfen dieser Bauwerke (Berlin 1908, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn) geregelt. Hinsichtlich der Tragfähigkeit der Bauwerke war durch die Kolonialbahnbau- und Betriebsordnung vom 15. Juli 1912 — in Wirkung seit dem 1. Januar 1913 — der der Berechnung zugrunde zu legende Lastenzug aus Lokomotiven und Wagen festgesetzt, und zwar war durch § 16,1 vorgeschrieben, daß Brücken (und Gleise), die von Lokomotiven befahren werden, bei Meter- und Kapspur (1,067 m) Fahrzeuge von 3,5, bei Feldspur (0,60 m) von 2,5 t Raddruck, im Stillstand gemessen, mit Sicherheit aufnehmen können; und durch § 16,3, daß die Tragfähigkeit neuer und zu erneuernder Brücken für folgende Verkehrslasten zu bemessen ist: es ist ein Zug aus 2 Lokomotiven mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Tender oder Wagen mit folgenden Radständen und Achsbelastungen anzunehmen.

spruchungen ergeben als durch die oben gezeichneten Lasten, folgende Belastungen anzunehmen:

- 1 Achse mit 13 t Belastung
- 2 Achsen » je 13 t »
- 3 » » » 12 t »
- 4 » » » 11 t »

Bezüglich der Stützweiten war vorgeschrieben, daß sie bis zu 30 m nach Möglichkeit auf volle Meter, darüber hinaus auf eine gerade Zahl von Metern abzurunden sind, um die Wiederverwendung ausgeführter Entwürfe zu erleichtern. Bis zu 20 m Stützweite war der vollwandige Träger und bis zu 12 m Lichtweite eine Bauweise mit Walzträgern einbetoniert oder mit Betonkappen üblich, wobei das Schotterbett für das Gleis durchgeführt wurde. Bei den kleineren Bauwerken war der Anwendung von eisenbewehrtem Beton, selbstverständlich unter Bestellung sachverständiger Aufsicht, ein weites Feld geöffnet, weil hierbei die oft schwierige Beschaffung von Ziegel- und Werksteinen entfiel, während die Zementfässer und Eisenteile sich leicht als Trägerlasten an jede einzelne Baustelle heranschaffen lassen. Bei den Betonbauten läßt sich auch zu Nutzen der Streckenunterhaltung die Gleisbettung leicht ununterbrochen durchführen.

Bei der Entwurfsgestaltung und Bauausführung war an die Spitze zu stellen, daß künftige Unterhaltungsarbeiten möglichst vermieden werden, da sie in den Tropen bei dem Mangel an geeigneten Arbeitskräften meist sehr kostspielig werden.

Bei der Ausbildung der eisernen Überbauten in den Einzelheiten gelten auch für die Tropen im allgemeinen die heimischen Regeln; dabei ist indes auf die starke Rostbildung, besonders in den feuchten Küstengebieten, erhöhte

Abb. 1.

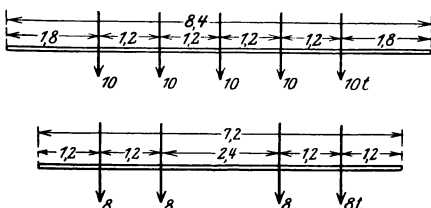
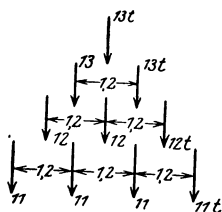


Abb. 2.



Bei der Berechnung kleiner Brücken und der Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich hierdurch größere Bean-

Rücksicht zu nehmen; Eisenstärken der Bauteile unter 10 mm sollen deshalb grundsätzlich vermieden werden.

Als Grenze der Wärmeschwankungen waren in den Tropenkolonien  $+10^{\circ}\text{C}$  und  $+70^{\circ}\text{C}$ , für Deutsch-Südwest  $-10^{\circ}\text{C}$  und  $+60^{\circ}\text{C}$  vorgeschrieben.

Alle baulichen Anordnungen müssen darauf abzielen, daß der Umfang der Arbeiten des Zusammenbauens auf der Baustelle möglichst eingeschränkt wird. Da die Schwarzen im allgemeinen des Nietens unkundig und wegen mangelnder Muskelkräfte in den Armen meist unfähig sind, es zu erlernen, so wird man zur Nietarbeit durch Weiße greifen müssen, was sehr kostspielig wird, oder auch vorteilhaft von mechanischer (Druckluft-) Nietung Gebrauch machen. Die Vernietung durch Verschraubung zu ersetzen, ist nicht unbedenklich, da hierbei die Gefahr des Losewerdens der Verbindungen besteht, auch wenn auf ein Verzwicken der Schrauben nach dem Anziehen gehalten wird.

Wegen der Verfrachtung über See empfiehlt es sich, alle zusammengehörigen Bauteile in sorgfältiger Weise zu bezeichnen, so daß Verwechslungen auf der Baustelle ausgeschlossen sind. Um ein Verbiegen und Einknicken schwächerer Teile während der Seebeförderung zu verhüten, sind besondere einstweilige Versteifungen aus Holz anzubringen.

Für größere Überbauten ist der vollständige Zusammenbau des ganzen Tragwerks auf dem heimischem Hüttenwerk zu fordern, denn nur hierbei kann die Güte der Arbeit und das richtige Zusammenpassen aller Teile zuverlässig geprüft und erkannt werden.

Für den Endabschluss der Fahrbahn gegen die Gleisbettung wurde eine Anordnung nach Abb. 4, Taf. 8 aus eisenbewehrtem Beton hergestellt, vielfach mit Erfolg angewendet; äußere Eisenteile sind dabei vermieden. Der Betonkörper wird mit dem darunter befindlichen Mauerwerk durch Verzahnung oder eingelassene Stifte verbunden. Zum Schutz des Abschlusses gegen Beschädigungen beim Stopfen des Gleises werden quer darüber Flacheisen,  $75 \times 12$  mm stark, an die Fahrschienen geklemmt.

Für das Entwerfen der eisernen Überbauten war, wie in der Heimat, die weitestgehende Verwendung bewährter, zu wiederholter Anwendung geeigneter Entwürfe vorgeschrieben. Bei unseren staatlichen Kolonialbahnverwaltungen waren daher Musterentwürfe für die Stützweiten von 4 bis 20 m für die geraden Zahlen der Stützweiten bei oben liegender, und für die Stützweiten von 10, 14 und 18 m bei unten liegender Fahrbahn eingeführt. Die Fahrbahn zwischen den Fahrschienen wurde meist mit Riffelblech abgedeckt, um die hölzernen Brückenschwellen vor Flugfeuer und Funken aus dem Aschenkasten der Lokomotiven zu schützen.

Ein Beispiel eines Betondurchlasses von 5 m Lichtweite vom Bau der Tanganjikabahn zeigt die Abb. 11, Taf. 9.

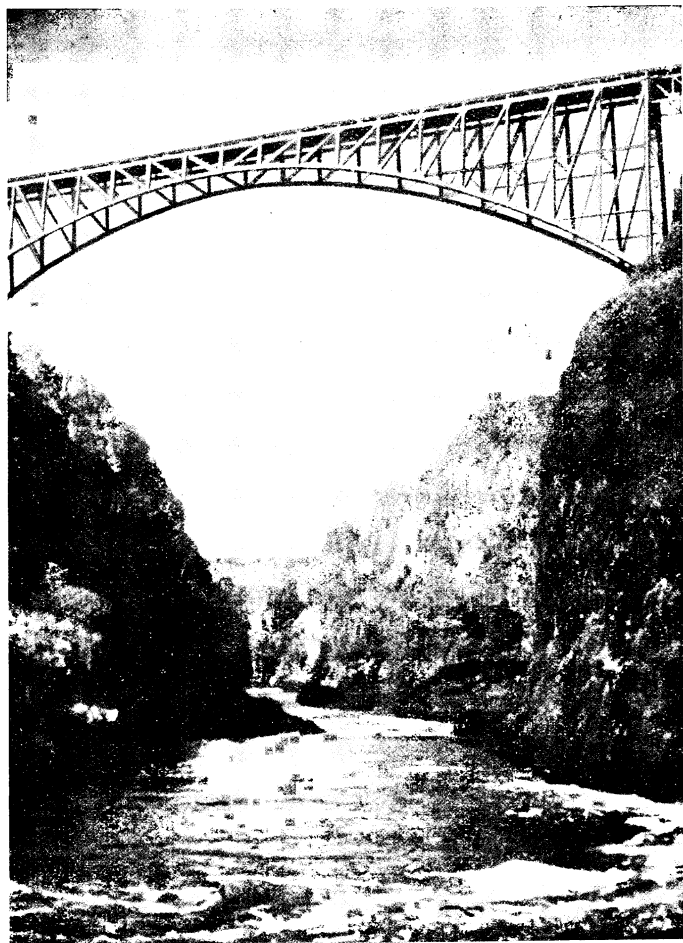
Um den raschen Fortschritt im Streckenvorbaue, der bei Kolonialbahnen meist besonders wichtig ist, nicht aufzuhalten, werden an den Brückenbaustellen häufig Umfahrungen mittels vorläufiger Behelfsbauten aus Holz notwendig, die in Benutzung bleiben, bis das endgültige Bauwerk betriebsfähig vollendet ist.

Auch im kolonialen Brückenbau ist es vorwiegend der Eisenbahnbau, der die Technik von jeher vor besonders schwierige und große Aufgaben gestellt hat. In dieser Beziehung sind als hervorragende Beispiele von Brückenbauten afrikanischer Kolonialbahnen zu nennen:

1. Die Atbarabrücke südlich Berber, bemerkenswert wegen der Schnelligkeit ihrer Herstellung.
2. Die Brücke über den Sambesi an den Viktoriafällen, als die höchste Strombrücke der Welt, im freien Vorbaue ohne festes Gerüst ausgeführt.

3. Die Bogenbrücke über den Sanaga-Südarml im Zuge der Kameruner Mittellandbahn als die weitestgespannte Brücke von Afrika.

Abb. 3. Brücke über den Sambesi bei den Viktoriafällen.



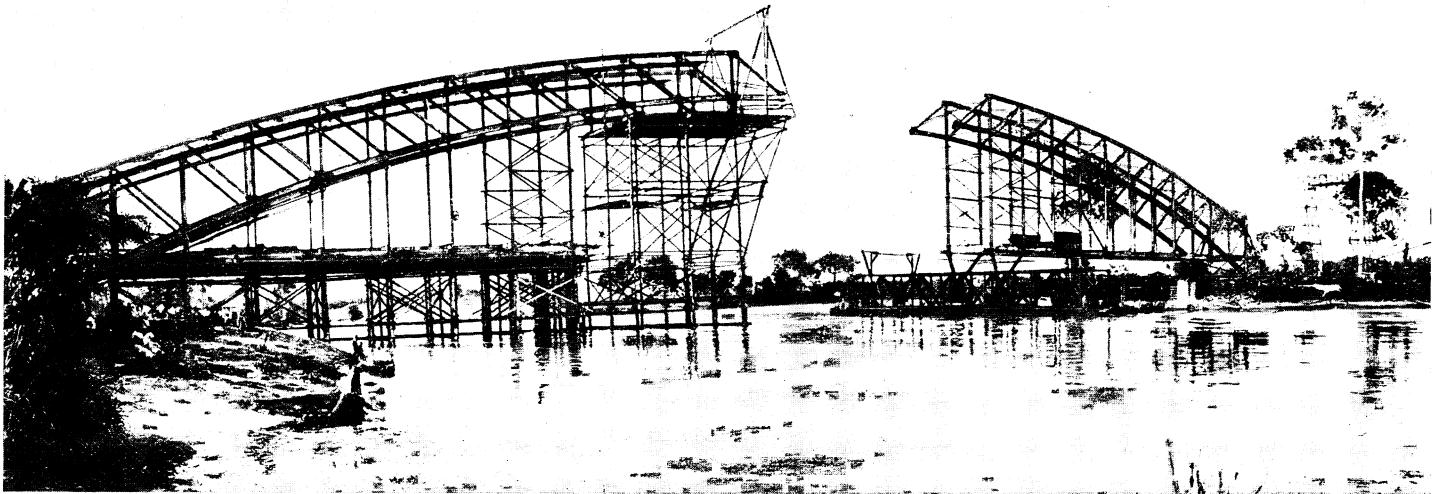
1. Die Brücke über den Atbara, den Nebenfluß des weißen Nils, der oberhalb Berber in diesen mündet, liegt im Zuge der Sudanbahn, die Kitchener von 1897 bis 1900 zur Unterstützung seines Vormarsches auf Khartum mit großer Beschleunigung herstellte. Bei der Bauausführung dieser strategischen Bahn war die schleunige Überbrückung des Atbara für den Fortgang des Bahnbaues von besonderer Bedeutung. Der Strom, der in der Trockenzeit oft fast ganz austrocknet, hat in der Regenzeit eine Breite von 340 m. Die Brücke besteht aus sieben Öffnungen, die durch eiserne Fachwerkträger von 44,8 m Stützweite überspannt werden. Die Pfeiler bestehen aus je zwei gegeneinander verstreuten Betonzylindern mit eiserner Ummantelung. Die Ausführung des Baues durch die Pencoyd-Eisenwerke bei Philadelphia erregte s. Zt. großes Aufsehen, weil das amerikanische Werk nicht nur die Preise der englischen Brückenbauanstalten erheblich unterbot — 10 £  $13\frac{1}{2}$  sh gegen 15 £ 15 sh die Tonne, — sondern auch wesentlich kürzere Lieferfristen — 14 statt 26 Wochen — verlangte und einhielt. Von der ersten drahtlichen Anfrage beim Werk — 7. 1. 1899 — bis zur Vollendung der ganzen Brücke — 19. 8. 1899 — lagen nur  $7\frac{1}{2}$  Monate. Das Eisenwerk wurde ohne festes Gerüst zusammengebaut.

2. Die Brücke über den Sambesi (Textabb. 3 und Abb. 5, Taf. 8) unterhalb der berühmten Viktoriafälle, im Zuge der Eisenbahn Kapstadt-Brokenhill, im April 1905 vollendet, besteht aus einem Stahlfachwerkbogen von 152,4 m Spannung mit

beiderseits anschließenden Fachwerkbrücken von 26,27 und 19 m Weite. Der doppelgleisige Überbau wurde über die tiefeingerissene Felsschlucht von beiden Ufern aus ohne festes Gerüst Kragträgerartig vorgebaut. Die Fahrbahn liegt 135 m über dem Strom und die Brücke ist daher die höchste Strombrücke der Welt. (Bei der Müngstener Brücke liegt die Fahrbahn 107 m über der Wupper). Die Brücke ist mit den Viktoriafällen und ihrer Umgebung eine der größten Sehenswürdigkeiten Afrikas.

Scheitelgelenk (im Untergurt) des Bogens wurde nach beendetem Zusammenbau der Bogenhälften fest vernietet. Die eine Bogenhälfte wurde auf einem festen Pfahlgerüst zusammengebaut, die andere auf dem Lande vorbereitet und in bemerkenswerter Weise, durch Einschwimmen mittels Prahm, unter Benutzung der Kraft des Stroms, an Ort und Stelle gebracht (Textabb. 4). Die Ausführung des Baues im Gewicht von 963 t Eisen mit schwarzen Arbeitskräften stellte der Brückenbauanstalt — Gutehoffnungshütte Oberhausen — ein glänzendes Zeugnis aus. Die

Abb. 4. Brücke über den Sanaga-Südarm während des Einschwimmens.



3. Die Brücke über den Sanaga-Südarm bei Edea (Abb. 6, Taf. 8 und Abb. 12, Taf. 9) im Zuge der staatlichen Kameruner Mittellandbahn wurde unter der deutschen Herrschaft im November 1911 vollendet. Der Strom ist an der Kreuzungsstelle etwa 160 m breit und bei Hochwasser 26 m tief. Die Anordnung von Strompfeilern war wegen der starken Strömung und der Veränderlichkeit des Flussbettes ausgeschlossen; man wählte daher als Überbau einen Stahlbogen aus Fachwerk von 159,6 m Weite, der mit seinen Kämpfergelenken in den Felsen am Ufer sein Widerlager findet. Das

Brücke ist die weitestgespannte in Afrika, denn sie übertrifft die Mittelöffnung der Sambesi-Brücke noch um 7,20 m (Abb. 5, Taf. 8). Mit ihren gewaltigen Abmessungen und äußerst schlanken Linien ist sie in der tropischen Landschaft von ausgezeichneter Wirkung.

Die deutsche Technik kann also auch auf dem Gebiete des Brückenbaues mit Genugtuung auf ihre Leistungen in unseren ehemaligen Kolonien zurückblicken und braucht in dieser Beziehung den Vergleich mit unsern Gegnern im Weltkriege keinesfalls zu scheuen.

### Kriegsbrücken und Notbrücken.

Von Dr. Ing. Bloss, Dresden.

Für einen plötzlich auftretenden Bedarf kann man entweder vorbereitete Behelfsbrücken vorrätig halten oder sich auf den Bau reiner Notbrücken einstellen.

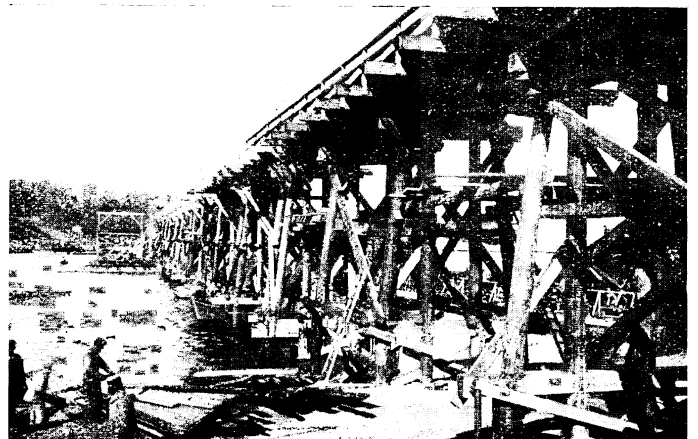
Für den Kriegsfall hatten alle am Weltkriege beteiligten Großmächte vorbereitete Kriegsbrücken entworfen und beschafft\*).

England trat mit der Inglisbrücke auf den Plan, deren röhrenförmige Fachwerkstäbe 6 bis 15 cm Durchmesser hielten und 50 bis 200 kg schwer waren. Stahlbüchsen bildeten die Knotenpunkte. Eine 30 m weite Brücke konnte von 80 Mann in 24 Stunden aufgestellt werden. Solche Brücken baute England im Kriege 40 Stück. Weitere Brücken wurden nach der Bauart Hopkins hergestellt; bei dieser wiesen die Einzelteile Gewichte bis 500 kg auf.

Frankreich scheint sich auf dem Gebiete des Kriegsbrückenbaues sehr lebhaft betätigt zu haben. Schon seit 1886 besaß es Träger der Bauart Marcille in 4 Spannweiten von 10 bis 35 m. Die Bauart Henry verwendet für alle Spannweiten Stäbe von nicht über 600 kg Gewicht. Die Bauart Eiffel war gekennzeichnet durch dreieckförmige, übereinandergreifende Einzelglieder; sie konnte durch Überschieben ohne Gerüste aufgestellt werden. Auch das italienische und das russische Heer verwendete die Bauart Eiffel. Übrigens wurden alle diese

Brücken schon im Friedensbetrieb erprobt und hatten sich bewährt. Mehrere km Kriegsbrücken für Spannweiten bis

Abb. 1. Narewbrücke in Novo-Georgiewsk.



50 m wurden in der Bauart Pigeaud erstellt. Die Bauart Bonet-Schneider ist nicht in einzelne Stäbe zerlegt sondern,

\*) Vergl. Schweizerische Bauzeitung, Band 81, Seite 114.

auf die Anfuhr mittels Eisenbahn zugeschnitten; sie besitzt große Brückenabschnitte mit fertiger Fahrbahn. Eine Brücke mit 47 m Spannweite konnte binnen 52 Stunden nach Ankunft des Brückenzuges durch Überschieben aufgestellt werden.

Österreich hatte schon 1890 die Kohnsche Bauart eingeführt, dessen Teile alle wendbar, vertauschbar und tragbar waren; nur die Querträger wogen ungefähr 550 kg. Die Aufstellung einer 30 m weiten Öffnung im Freivorbau erforderte 24 Stunden. Für größere Spannweiten von 45 bis 110 m und für Pfeilerbauten bis 60 m Höhe wurde die aus 150 tragbaren Einzelteilen bestehende Bauart Roth-Wagner verwendet. Beide Bauarten haben sich vor dem Kriege und dann im Kriege selbst ausgezeichnet bewährt.

Deutschland hatte zwei Arten von Kriegsbrücken bereit gestellt, beide nur im Übungsbetriebe der Eisenbahntuppen durchgebildet. Ein Zusammenarbeiten mit der Eisenbahnverwaltung und eine Erprobung im Friedensbetriebe scheint leider nicht stattgefunden zu haben. Die Bauart Schulz, aus Holz und Eisen zusammengesetzt, wurde nur wenig verwendet. Dagegen wurde die Lübecke-Brücke öfters ausgeführt\*). Sie wies 33 Einzelteile auf, deren schwerster 600 kg wog. Je nach der Beanspruchung wurden z-förmige, sehr genau bearbeitete, 2 m lange Stäbe bis zu 30 Stück auf Gelenkbolzen aufgereiht. Die Regelstäbe wurden zu einem Dreiecksnetz vereinigt, das auch in mehreren Stockwerken übereinander angeordnet werden konnte. Je nach der Zahl der Stockwerke konnten Spannweiten bis 106 m beherrscht werden. Die Lübecke-Brücke war sowohl auf den Zusammenbau von Gerüsten aus eingerichtet, wie auch auf den freien Vorbau mit Überschieben. In diesem Falle wurde zunächst am Widerlager ein »Ballast-Träger« ausgelegt, der nach dem Zusammenschluß wieder abgebaut wurde; seine Einzelteile wurden zur Verstärkung in die Hauptbrücke eingebaut. Leider hatte die Lübecke-Brücke einen großen betrieblichen Nachteil. Da sie sehr teuer war, hatte man ihr eine zu geringe Breite gegeben, so daß die Hauptträger in die Umgrenzung des lichten Raumes einragten und die Gefahr von Unfällen beim Herausbeugen aus dem Wagen sehr groß war. Ihrer umfangreicheren Verwendung stand ferner im Wege, daß der immerhin verwickelte Aufbau bei den Leitenden und den Ausführenden eine besondere Ausbildung voraussetzte. Solche Männer waren gewöhnlich nur wenige vorhanden und so entschloß man sich eigentlich nur dort zum Bau einer Lübecke-Brücke, wo geeigneter Rammgrund fehlte und daher mit den einfachen Mitteln des Feldheeres nicht auszukommen war. Auch ein Fachwerkträger mit Einheitsfeldern, die mit Gelenkbolzen verbunden wurden, ist während des Krieges aufgetaucht; er ist jedoch nicht in die Hände der Truppen gekommen und hat daher nur wenig Verbreitung erlangt.

Nach dem Grundsatz, daß im Kriege nur Einfaches Erfolg verspricht, hatten sich die deutschen Eisenbahn-Bau-tuppen vorzüglich darauf eingerichtet auch die umfangreichsten Brückenbauten in kleinen Spannweiten herzustellen. Die Träger dieses Vorgehens waren bei jeder Eisenbahn-Baukompanie der Rammtrupp, der Zimmermannstrupp und der Schmiedetrupp, das Gerät dazu die Handramme mit 30 Mann Bedienung, ferner ein feldmäßiges Zimmerer- und ein Schmiedegerät. Für Feldweiten bis zu 4 m wurden bei dem damaligen Lastenzuge vielfach Holzträger mit Sattelhölzern verwendet, die (zumal in

Rußland) meistens in nahen Wäldern gewonnen und geschnitten wurden. Selbst mit Schienenbündeln hat man sich vielfach vorübergehend geholfen. Bis 7 m Weite der Einzelöffnung war mit zwei breitflanshigen T-Trägern des stärksten

Abb. 2. Feldbahnbrücke in Mazedonien.

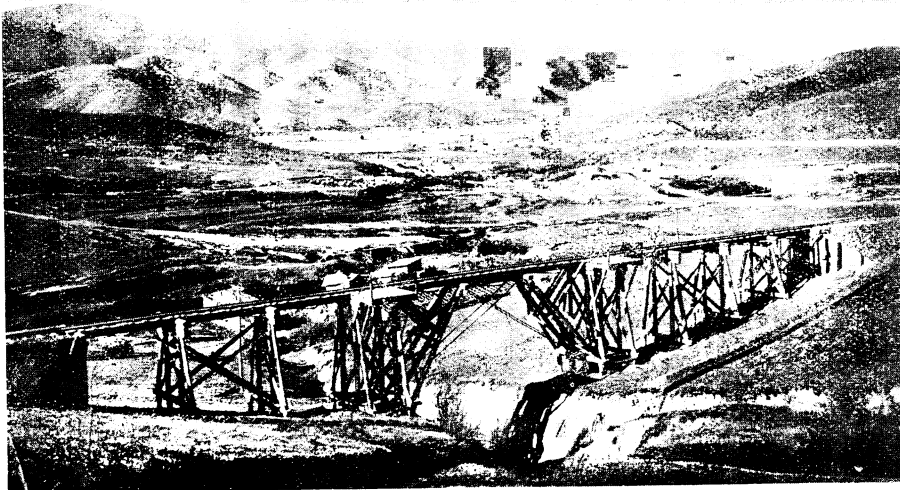
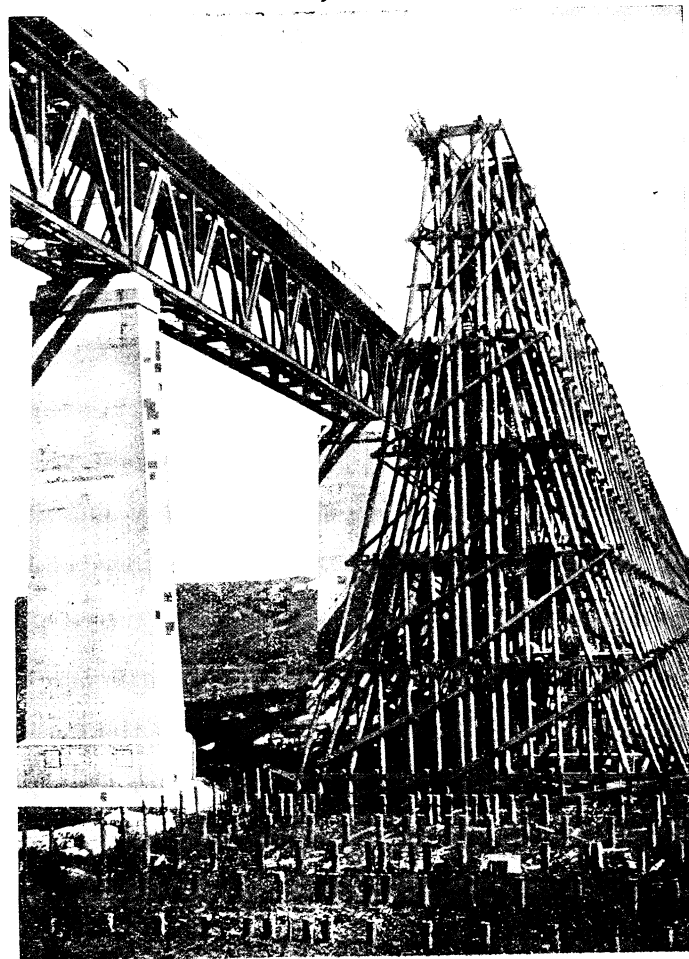


Abb. 3. Dubissabrücke in Litauen.



Querschnittes auszukommen, und mit den während des Krieges gewalzten Breitflanschträgern von 100 cm Höhe waren sogar Spannweiten bis zu 10 m mit zwei einfachen Trägern möglich. Selbstverständlich wurden oft Spannweiten von 10 m und mehr überbrückt, indem man mehrere Walzträger unter jeder Schiene an-

\*) Vergl. F. Bethke, Vorbereitete Kriegsbrücken. Zeitung des V. d. E. V. 1919, S. 1051.

ordnete. Mit diesen einfachen Mitteln wurden Bauwerke erstellt, die nach Brauchbarkeit, Zuverlässigkeit und Schnelligkeit der Herstellung allen Anforderungen völlig entsprachen. Abb. 1 zeigt als Beispiel eines solchen Bauwerkes die Narewbrücke in Novo-Georgiewsk, 320 m lang, 8 m über dem Wasserspiegel hoch. Die Feldweite war 10 m, die Standweite der Jochpfeiler 3,0 m. Die Bauzeit betrug vom ersten Rammenschlag bis zur Betriebseröffnung 18 Tage. Im Hintergrunde sind die Trümmer der gesprengten Eisenbrücke zu sehen. Zur Verdoppelung der Spannweiten wurden vielfach Sprengwerke angewendet (Abb. 2). Jedoch galt diese Bauart als Ausnahme, weil viele den auftretenden Horizontalschub scheuten. Das hervorstechendste Beispiel, welches denkwürdige Leistungen mit den einfachen Mitteln des Feldheeres erreicht wurden, ist die Dubissabrücke in Litauen im Zuge der Bahn Libau-Wilna. Sie überschritt das 700 m weite Tal in einer Höhe bis zu 40 m. Im Jahre 1915 gebaut, hat sie immerhin bis 1917 ihrer Bestimmung genügt, dann wurde sie durch eine Eisenbrücke abgelöst. Abb. 3 zeigt die neue Brücke fertig, die hölzerne Kriegsbrücke im Abbruch. Zu der Kriegsbrücke waren rund 7000 cbm Holz nötig gewesen, die Ramppfähle hatten vielfach Ramm-tiefen von 11 bis 12 m erfordert, ehe die volle Tragfähigkeit erreicht war. Daß das deutsche Kriegseisenbahnwesen mit

diesen einfachen Bauten auskam, erklärt sich teilweise daraus, daß zugleich mit dem Bau der Notbrücken oder bald danach die Herstellung einer friedensmäßigen Brücke überall dort begonnen wurde, wo nicht mehr mit den Wechselfällen des Krieges zu rechnen war. Auch die Hebung gesprengter Brücken wurde an vielen Stellen mit Erfolg durchgeführt, und zwar sowohl von Eisenbahnbautruppen wie von Brückenbaufirmen. So haben die deutschen Brückenbauanstalten eine große Zahl von Brücken der verschiedensten Arten im Kriegsgebiete wieder hergestellt, und Heimat und Heer arbeiteten Hand in Hand.

Bei der Lage, in der sich Deutschland befindet, könnte eine solche Rückschau leicht als eine Erinnerung aufgefaßt werden, der nur geschichtlicher Wert zukommt. Dem ist jedoch nicht so. Hat doch auch der schweizerische Ingenieurverein beschlossen, die vorbereiteten Behelfsbrücken als einen Teil der wirtschaftlichen Rüstung des Landes aufzufassen und ihn in diesem Sinne zu ergänzen. Sie können auch in Friedenszeiten nützlich werden, und zwar für Bauzwecke, besonders für Umbauten und als Gerüste, ebenso für die rasche Wiederherstellung von Bauten, die durch Naturereignisse zerstört wurden. In diesem Sinne muß man auch für Deutschland wünschen, daß die Erfahrungen des Krieges lebendig erhalten werden.

### Beförderung eines Brückenträgers über eine Flusstrecke von 300 km.

Von J. W. Rudy, Bevollmächtigter des Russischen Volkskommissariats für Verkehrswesen im Ausland.

Es ist allgemein — auch in der ausländischen Fachpresse — anerkannt, daß von allen Wirtschaftszweigen, die in Rußland während des grossen Krieges und des nachfolgenden Bürgerkrieges so arg gelitten haben, die Eisenbahnen am schnellsten und gründlichsten wiederhergestellt wurden, obwohl gerade die Eisenbahnen am meisten in Mitleidenschaft gezogen waren. Es ist zu berücksichtigen, dass ca. 77 % der russischen Eisenbahnen in den Bereich des Bürgerkrieges gezogen waren, daß jede sich verteidigende oder abziehende Armee die Zufahrtswege zerstörte, Schienen aufriss, Bahnhofsbauten und Brücken sprengte und Betriebsmittel unbrauchbar machte. Die jetzige Regierung hat die Eisenbahnen in unsäglich kläglichem Zustande übernommen. Es waren mehr als 50 000 km Gleis unfahrbar,

wird noch Jahrzehnte dauern, bis das russische Eisenbahnwesen die frühere Höhe erreicht haben wird, doch waren nach zuverlässigen amtlichen Quellen bereits zu Ende 1923 viele Tausende Kilometer des Oberbaues instand gesetzt, rund 2000 Brücken fahrbar gemacht und die Zahl der ausbesserungsbedürftigen Lokomotiven auf 50, die der Wagen auf 22 % herabgedrückt.

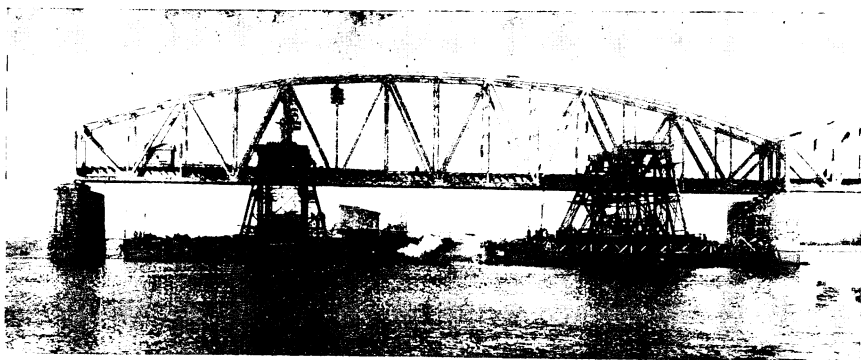
Die russische Eisenbahntechnik konnte sich allerdings den Umstand zunutze machen, daß durch die Revolution die Fesseln und Hemmschuhe der alten bürokratischen Ordnung beseitigt wurden und daß hervorragenden Technikern die Möglichkeit gegeben war, ihre schöpferischen Gedanken zu entwickeln und zur Ausführung zu bringen. Als Kennbild hierzu diene die nachfolgende Beschreibung der Beförderung eines Brückenbogens auf dem Wasserwege.

Die erste Wiederaufbau-Organisation, deren Haupt der Eisenbahn-Ingenieur A. F. Endimionoff ist, wurde unter anderem mit der Aufgabe betraut, die zerstörte Brücke über den Dniepr bei Kiew abzubauen und drei der Brückenbogen von je 110 m Länge und im Gewichte von je 620 Tonnen für den Brückenbau über den Pripjat (Nebenfluß des Dniestr) bei Mosyr zu verwenden. Die Entfernung zwischen den beiden Bauten beträgt 300 km. Diese Aufgabe wurde glänzend gelöst. Die Kühnheit, Großzügigkeit und die einfache zwingende Folgerichtigkeit der Lösung verdient allgemeine Anerkennung und Beachtung.

Der Abbau der Brückenbogen von den Pfeilern, die Abbeförderung über 300 km und der Aufbau auf die neuen Pfeiler erfolgte vermittelt besonders gebauter eiserner Schwimmergerüste (Abb. 1 bis 3).

Das Aufbringen des ersten Brückenbogens auf die Schwimmergerüste erforderte 4 Stunden, das Einschwenken der Schwimmergerüste mit den aufliegenden Brückenbogen in die Richtung des Flußlaufes dauerte 40 Minuten. Der Transport wurde von 5 Dampfmaschinen mit einer Gesamtleistung von 1010 PS<sub>i</sub> flussaufwärts auf den Flüssen Dnepr und Pripjat über eine Strecke von 300 km in 13 Tagen bewältigt. Der

Abb. 1. Gesamtansicht der Arbeiten am 11. November 1923.



über 3000 Brücken, etwa 40 % Bauten und rund  $\frac{2}{3}$  des Bestandes an Lokomotiven und Wagen zerstört. Die russischen Eisenbahnen hatten etwa 50 % ihres Grundkapitals eingebüßt.

Wenn jetzt die Züge fahrplanmäßig verkehren, die Reisenden mit genügenden Bequemlichkeiten und ausreichender Sicherheit befördert werden und wenn die Güterbeförderung den Bedürfnissen des Landes genügt, so ist dieses der aufopfernden Arbeit der russischen Eisenbahn-Techniker und -Beamten zuzuschreiben, die unter den schwierigsten Verhältnissen und mit unzureichenden Mitteln diese wahrhaft herkulische Arbeit in verhältnismäßig kurzer Zeit geleistet haben. Es

Aufbau der Brückenbogen in Mosyr dauerte 70 Stunden. Es muß hierbei berücksichtigt werden, daß die Arbeit im Spätherbst durchgeführt wurde und daß die Abbeförderung unter den schwierigsten Verhältnissen vor sich ging. Es war gegen Wind von 14 m/Sekunde anzukämpfen, wodurch die Arbeit bei der Segelwirkung der hohen Aufbauten stark gehemmt wurde. Ferner hat der Pripjat viele scharfe Krümmungen und eine starke Strömung, die an manchen Stellen 1,1 m in der Sekunde beträgt, auch waren vielfach Sandbänke und seichte Stellen zu umschiffen, schließlich wurde der Schleppzug durch Eisgang aufgehalten, wodurch die Karawane gezwungen war, für eine Woche im Winterhafen Schutz zu suchen. Die mittlere Reisegeschwindigkeit erreichte während der Fahrt 2,5 km in der Stunde. Sämtliche Hindernisse, die allerdings bei Beginn der Arbeit in Rechnung gezogen waren, wurden glatt überwunden, so daß die 620 t schwere Ladung glücklich an ihrem Bestimmungsorte anlangte.

Diese Art der Beförderung erwies sich überaus wirtschaftlich und stellte sich einschließlic der Kosten für die schwimmenden Stützen um 40% niedriger als der übliche Weg, die Brückenteile in auseinandergelagertem Zustande zu befördern mit nachfolgendem Zusammenbau. Bislang wurden

mit größerer technischer Vollkommenheit als an dem Aufstellungsorte.

Zu bemerken ist noch, daß gelegentlich dieser Beförderung der Beweis erbracht wurde, daß die gefürchteten Stromschnellen auf dem Dniepr, insbesondere die »Swonetzkie« und »Nenasytetzkie«, die wie der Name die »Unersättliche« besagt, bislang als nicht schiffbar galten, trotzdem überwindbar sind.

Abb. 2. Brückenbogen auf der Fahrt.

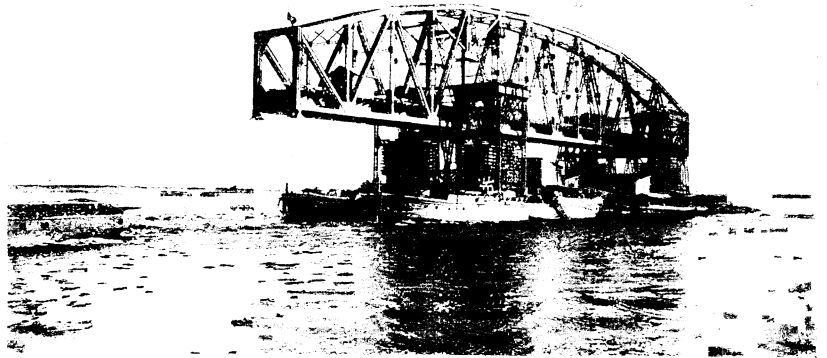


Abb. 3. Abschleppen des Brückenbogens mit Hilfe von vier Dampfern.



Brückenbogen auf Schwimmergerüsten nur über ganz kurze Strecken im Bereich des eigentlichen Bauplatzes befördert und erst der geschilderte Versuch hat die Möglichkeit bewiesen, große Brückenbogen über lange Strecken zu befördern. Diese Art der Beförderung ist zu begrüßen, soweit es die örtlichen Verhältnisse zulassen. Es werden hierbei im Brückenbau Kosten und Zeit gespart, auch erfolgt der Zusammenbau der Brückenbogen auf dem Werke jedenfalls

Für den vorderen Teil des Schwimmergerüstes wurden zwei eiserne Kähne gebraucht, die in Kiew nicht zu beschaffen waren. Solche Kähne waren in dem unteren Flußlauf des Dniepr vorhanden und wurden über die Stromschnellen mittelst Motorbooten (zwei von 60 PS und eines von 90 PS) geschleppt. Die wegen der Stromschnellen bisher nicht schiffbare Strecke hat eine Länge von 100 km und stellenweise eine Geschwindigkeit von 5 m/Sekunde.

### Amerikanischer Brückenbau.

Von Geh. Regierungsrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf

#### I. Grundsätzliches und Geschichtliches.

Der Brückenbau hat wie in der ganzen Welt so auch in den Vereinigten Staaten von Amerika in den letzten 50 Jahren ganz außerordentliche Fortschritte gemacht. Nicht nur sind die theoretischen Grundlagen verbreitert worden, sondern es sind auch neue Formen für die Brücken gefunden worden. Was den Baustoff anbelangt, so hat man sich vom Holz, das in dem walddreichen Nordamerika im Überflusse vorhanden war, fast vollständig abgekehrt, und Flusseisen, bzw. Stahl und Beton sind jetzt geradezu die einzigen Baustoffe, die für dauernde größere Brückenbauten noch in Frage kommen. Gufseisen als Baustoff für Brücken sei hier nur ganz nebenbei erwähnt, da es als vollständig überwunden angesehen werden kann.

Die Entwicklung der Eisenbahnen, deren zunehmenden Lasten und erhöhten Geschwindigkeiten haben ihren Einfluß auf den

Brückenbau nicht verfehlt und ihn mächtig gefördert. Nachdem aber neuerdings das Eisenbahnnetz in der Hauptsache als ausgebaut angesehen werden kann, ist der Neubau von Eisenbahnbrücken wieder etwas in den Hintergrund getreten. Dafür hat der Bau von Straßenbrücken, gefördert durch das Aufleben des Straßenverkehrs infolge des Aufkommens und der Verbreitung des Kraftwagens, einen großen Aufschwung genommen. Straßen- und Eisenbahnbrücken haben sich aber schon dadurch einander genähert, daß die Straßenbrücken, mindestens innerhalb der Städte und in ihrer Umgebung meist auch Straßenbahngleise aufnehmen müssen, von den Großbauten, die sowohl Vollbahnen wie Straßen, zuweilen nebeneinander, zuweilen in zwei Stockwerken übereinander liegend aufnehmen, gar nicht zu reden.

Mit der Einführung von Walzeisen als Baustoff hatte der Brückenbau einen neuen Anstoß erhalten. Europa und Amerika

gingen aber bei der Entwicklung getrennte Wege. In der alten Welt bevorzugte man den genieteten Fachwerkträger, in den Vereinigten Staaten die Ausbildung der Knotenpunkte als Bolzengelenke. Letztere Bauart hat namentlich für weitgespannte Brücken manche Vorzüge, und in Amerika waren häufig breite Ströme zu überbrücken. Brücken mit Bolzengelenken erfordern weniger Feldarbeit, können also schneller gebaut werden. Die dadurch erzielten Ersparnisse an Arbeitslöhnen und auch an Zinsen des Baukapitals waren gerade für Amerika mit seinen hohen Arbeitslöhnen und wegen gewisser Schwierigkeiten bei Beschaffung des Baukapitals von besonderer Bedeutung. Im Laufe der Zeit hat aber der Fachwerkträger mit Bolzengelenken, namentlich auch infolge von Vervollkommnungen in den Arbeitsverfahren, seine vorherrschende Stelle verloren, und er wird auch in Amerika nur noch für große Spannweiten angewendet. Für kleinere Spannweiten hat neuerdings auch Stein und Beton erhöhte Bedeutung im Brückenbau gewonnen, weil nicht mehr so hohes Gewicht auf niedrige Baukosten gelegt, sondern eine weiter ausschauende Bauwirtschaft getrieben wird, die der Verringerung der Unterhaltungsarbeiten mehr Wert beilegt.

Die erste Brücke in den Vereinigten Staaten, die aus Stahl gebaut wurde, war die Brücke über den Mississippi bei St. Louis, 1868 bis 1874 von Eads erbaut. Sie besteht aus drei Öffnungen mit bis 158 m weit gespannten Bogenfachwerkträgern ohne Gelenke, für deren röhrenförmige Gurte Tiegelstahl verwendet worden war. Sie war ohne feste Gerüste erbaut worden, indem die einzelnen Teile von den Pfeilern vorgekragt und von oben her eingehängt wurden, und auch in dieser Beziehung war sie das erste Bauwerk ihrer Art.

Aus derselben Zeit stammt die 1870 bis 1883, im wesentlichen von Röbling Vater und Sohn, erbaute alte Eastriver-Brücke zwischen New York und Brooklyn, eine Hängebrücke mit Kabeln aus Flusstahldraht mit einer 487,7 m weiten Mittelöffnung.

Der Eastriver stellte den Brückenbauer noch vor eine Anzahl weitere Aufgaben, die Gelegenheit boten, das höchste Können zu zeigen. Die 1896 bis 1903 erbaute Williamsburg-Brücke mit ihrer 488 m weiten Mittelöffnung, ebenfalls eine Kabelhängebrücke, ist ein trotz ihrer großen Abmessungen zierlich zu nennendes Bauwerk. Allerdings bildet sie in dieser Beziehung eine Ausnahme, wenn auch nicht die einzige unter den amerikanischen Brücken, deren Häßlichkeit zuweilen bis zum Grotesken geht. Hat die vorher genannte Brooklyn-Brücke durch ihre mächtigen, massigen Kabeltürme eins ihrer kennzeichnenden Merkmale erhalten, so sind bei der Williamsburgbrücke die mehr mastartigen Kabeltürme in aufgelöster Bauweise, unter der Fahrbahn und an der Spitze portalartig mit einander verbunden, besonders beachtenswert und ins Auge fallend.

Nicht weit von der alten Eastriver-Brücke liegt die 1910 fertiggestellte Manhattan-Brücke mit einer Mittelöffnung von 448,35 m und Seitenöffnungen von 221 m Weite, ebenfalls eine Kabelbrücke und wie die Williamsburg-Brücke mit aufgelösten eisernen Kabeltürmen. An den vier Kabeln, die in senkrechter Ebene liegen, hängen vier Versteifungsträger. Zwischen den beiden inneren verläuft eine Fahrstraße, daneben liegen noch innerhalb der äußeren Versteifungsträger die Eisenbahngleise, im ganzen, auf zwei Stockwerke verteilt, acht an der Zahl, und außerhalb der Träger sind die Fußwege ausgekragt. Der Berechnung der Gleise war eine Last von 11,8 und 8,9 t auf 1 m zugrunde gelegt, für die Fläche der Straße und der Fahrwege war eine Belastung mit 366,5 kg auf 1 qm angenommen worden, eine Belastung, die in Wirklichkeit in ihrem vollen Ausmaß nicht eintreten kann.

Ein ganz anderes Trägernetz war für die Blackwell-Island-Brücke in New York, die 1903 bis 1908 erbaut wurde, gewählt, nämlich Auslegerträger. Bei ihnen fallen manche Bedenken betreffs der Steifigkeit weg, die bei Hängebrücken bestehen, dafür sind aber gewisse Schwierigkeiten bei Ausbildung der

schwebenden Auflager in den Gelenken in Kauf zu nehmen. Die Blackwell-Island-Brücke beginnt in Brooklyn mit einer Öffnung von 139,55 m und überschreitet dann den Fluß mit einer Öffnung von 299,15 m; zwei Pfeiler in 191,50 m Abstand begrenzen weiter die Öffnung über der Insel, nach der die Brücke ihren Namen trägt; der Fluß wird dann nochmals mit einer Spannweite von 359,30 m überschritten, und endlich liegt über der Insel Manhattan noch eine Landöffnung von 142,7 m. Auch diese Brücke ist zweigeschossig; sie enthält unten und oben Straßflächen und nimmt im oberen Geschoss noch Hochbahngleise auf.

Die neueste Grofsbrücke in New York ist diejenige über das Hellgate, 1912 nach langjährigen Vorarbeiten begonnen und infolge der Verzögerung durch den Krieg erst neuerdings vollendet. Die eigentliche Hellgate-Brücke, ein Bogen von 297,95 m Spannweite mit 67,05 m Stich im parabelförmig gekrümmten Untergurt, ist das Mittelstück einer mit ihren Zufahrten 14,4 km langen fortlaufenden Reihe von Brücken, die auf 6 km Länge vier Gleise tragen. Der Bogen, dessen Obergurt an den Enden geschweift ist, ist im Scheitel 12,26 m hoch. Die Querverbände sind seitlich um je etwa 5 m ausgekragt; auf diese Auskragungen können noch Straßbahngleise aufgelegt werden. Die Gleise liegen in einem über die Brücke durchgeführten Schotterbett. Neben ihrem Eigengewicht, von dem das Eisen allein 19400 t ausmacht, kann die Brücke auf dem Gleise eine Last aufnehmen, die, als »Coopers E 60« bezeichnet, aus drei Achsen mit 31,7 t Achsdruck in 2,13 m Abstand und sodann aus einer gleichmäfsig verteilten Last von 8,93 t auf 1 m Gleis besteht. Für den Bogen wurde ein Siemens-Martin-Flusseisen von besonderer Härte gewählt. Der Bau eines Bogens von solcher Spannweite war natürlich nicht ohne Schwierigkeiten; er wurde ohne feste Rüstung ausgeführt, indem die Bogenteile von den Widerlagern vorgekragt wurden. Um ihnen dabei den nötigen Halt zu geben, mußten auf den Widerlagern mächtige eiserne Türme errichtet werden, an die die Bogen angehängt wurden.

Wollte man einen Überblick über die Entwicklung des amerikanischen Eisenbrückenbaus seit Einführung der Eisenbahnen, ja auch nur in den letzten 50 Jahren geben, so würde der Rahmen eines Zeitschriftenaufsatzes auch bei der knappsten Darstellung bei weitem dazu nicht ausreichen. Es sind daher hier nur einige Grofsbrücken herausgegriffen, die einerseits wegen ihrer Bedeutung für den Verkehr besondere Beachtung verdienen und andererseits Marksteine in der Geschichte des Brückenbaus bilden. Die Oberflächengestaltung des Landes, namentlich aber die eigentümliche Lage von New York mit seinem Geschäftsviertel auf der Insel Manhattan und seinen von jenem durch breite Wasserläufe getrennten Wohnvierteln, hat den amerikanischen Brückenbau vor Aufgaben gestellt, wie sie sonst nur ganz vereinzelt vorkommen. Dafs er sie lösen kann, hat er, wie schon aus den wenigen angeführten Beispielen hervorgeht, gezeigt. Auch sonst gibt es in Amerika noch eine große Anzahl Brückenbauten, die Beachtung verdienen, wenn auch die Ansichten, die für ihren Entwurf und Bau maßgebend waren, zuweilen andere sind als man bei uns in solchen Fällen annehmen würde. Der amerikanische Brückenbau wird nach dem, was er bis jetzt geleistet hat, auch imstande sein, die nächste Aufgabe zu lösen, die auf dem Gebiete des Grofsbrückenbaus an ihn herantreten wird, nämlich den Bau einer Brücke über den Hudsonfluß in New York durchzuführen, die eine mit einer Kettenbrücke überspannte Hauptöffnung von fast 1 km Weite erhalten soll.

In den letzten 40 Jahren ist erst allmählich, aber in den letzten 20 Jahren in gröfserer Verbreitung der Beton mit und ohne Eiseneinlagen ein wichtiger Brückenbaustoff geworden. Er hat namentlich auch zu einer neuen Entwicklung in der baukünstlerischen Ausgestaltung der Brücken, andererseits aber auch zu neuen Untersuchungen auf dem Gebiete der Baustatik



und der Beanspruchung der Baustoffe Anlaß gegeben. Anfangs wurde Beton nur für kleinere Bauten verwendet, neuerdings werden auch größere Bauwerke aus Beton gebaut, und man glaubt in Amerika, mit Beton bis zu Spannweiten von etwa 200 m gehen zu können. Das in Amerika so beliebte Bauverfahren ohne feste Rüstung durch Auskragen von den Widerlagern kann freilich beim Betonbrückenbau nicht angewendet werden, sondern es bedarf für eine Betonbogenbrücke der Rüstungen, deren Entwurf und Ausführung allein schon den vollen Scharfsinn der damit beauftragten Fachleute in Anspruch nimmt. Dadurch wird allerdings der Bau sehr verteuert, der Betonbau hat aber bekanntlich gegenüber dem Eisenbau den nicht zu unterschätzenden Vorzug, daß die Unterhaltungsarbeiten bei ihm nur geringfügig sind. Dafür kann andererseits eine Betonbrücke nicht verstärkt werden, wenn sie Lasten aufnehmen soll, die ihre Rechnungslast überschreiten, und dieser Fall ist in den letzten Jahrzehnten öfter vorgekommen und wird auch in Zukunft nicht ausbleiben.

Die Vervollkommnung der Berechnungsverfahren und die vertiefte Kenntnis vom Verhalten der Baustoffe haben es auch in den Vereinigten Staaten ermöglicht, in den letzten Jahren und Jahrzehnten die Brücken wirtschaftlicher zu bauen als vorher. Die tragenden Querschnitte sind infolgedessen im Verhältnis zu der Belastung, die ihnen zugemutet wird, kleiner geworden; das hat seine Berechtigung, weil weniger Spielraum für Beanspruchungen, denen man rechnerisch nicht beikommen kann, gegeben zu werden braucht, aber auch gewisse Gefahren. Trotz sorgfältiger Berechnung und sachgemäßer Ausführung sind daher Unfälle nicht zu vermeiden gewesen und auch die Zukunft wird von ihnen nicht ganz verschont bleiben, zumal der an sich anerkanntswerte Wagemut des amerikanischen Ingenieurs zuweilen hart an die Grenze herangeht, die der bedächtigeren Techniker Europas und namentlich Deutschlands für zulässig erachtet, ja zuweilen sogar über diese Grenze hinausgehen dürfte. Derartige Unfälle haben aber auch ihren Nutzen. In einem Aufsatz über den amerikanischen Brückenbau in den letzten 50 Jahren, den die Zeitschrift *Engineering News-Record* aus Anlaß ihres fünfzigjährigen Bestehens veröffentlicht, weist der bekannte amerikanische Brückenbauer Gustav Lindenthal auf diese Verhältnisse in ihrer besonderen Bedeutung für Amerika hin. Der amerikanische Brückenbauer, der für eine auf Erwerb gerichtete Eisenbahngesellschaft bauen soll, muß auf die Baukosten ganz besondere Rücksicht nehmen. Er wird von anderer Seite gedrängt, einen billigeren Entwurf aufzustellen, und diesem Drängen zu widerstehen, ist nicht immer leicht und erfordert Mut, den aufzubringen aber seine Pflicht ist. Er muß für seinen Entwurf eintreten, denn er ist dafür verantwortlich, daß eine Brücke nicht einstürzt. Die Kreise, die das Geld für den Bau zur Verfügung stellen müssen, drängen aber mehr auf niedrige Kosten als auf Sicherheit des Bauwerks, obgleich sie sich sagen müßten, daß ein Unfall mindestens den Bau verteuern, wenn nicht gar den gänzlichen Verlust der von ihnen aufgebrauchten Geldmittel zur Folge haben kann. Sind die Geldgeber nicht dafür zu haben, so ausreichende Mittel zur Verfügung zu stellen, daß dafür ein standfestes Bauwerk errichtet werden kann, so gibt Lindenthal seinen Fachgenossen den Rat, die Verantwortung abzulehnen. Sparsamkeit dürfe dann nicht in einem dürftigen Entwurf, sondern darin bestehen, daß die schärfsten Rechnungsverfahren nach dem neuesten Stande der Erkenntnis angewendet werden. Der Wettbewerb hat in dieser Beziehung einen guten Einfluß, aber er muß richtig gehandhabt werden und frei von Unlauterheiten bleiben. In dieser Beziehung hat Amerika, so gibt Lindenthal zu, früher einen schlechten Ruf gehabt, die Verhältnisse haben sich aber neuerdings sehr erheblich gebessert.

Am Ende seines schon erwähnten Aufsatzes wirft Lindenthal noch einen abschließenden Blick in die Vergangenheit,

um dann kurz auch einen Ausblick in die Zukunft zu tun. Von der Vergangenheit sagt er, für die Fortschritte im Brückenbau in den letzten 50 Jahren böten die Eisenbahnen Amerikas das beste Beispiel. Da die Eisenbahnen für jeden Schaden, der sich auf ihren Anlagen ereignet, aufkommen müssen, hätten sie allen Grund, nur Brücken zu bauen, die mit äußerster Sorgfalt entworfen sind. Nach Lindenthals Ansicht finden die amerikanischen Eisenbahnbrücken aus den letzten 25 Jahren nicht ihres Gleichen in irgend einem Lande der Welt. Die Zahl der ganz großen Brücken, die gebaut werden müssen, wird in Zukunft abnehmen, aber nicht, weil ihrem Bau technische Schwierigkeiten entgegenstehen. Die Grenze für die Spannweite von Brücken liegt nicht auf technischem Gebiet, sondern ist durch die Kosten gegeben.

Wie denkt Lindenthal nun über die Zukunft? Der Gipfel im Bau großer Brücken wird, so meint er, in den nächsten 50 oder 100 Jahren erreicht werden; den Grund dafür sieht er in dem steigenden Preis von Kohle und Eisen, der sich in den letzten zehn Jahren mehr als verdoppelt hat. Die Eisenerzlagerstätten werden eher erschöpft sein als die Kohlengruben. Wieviel von beiden Rohstoffen noch vorhanden ist, kann in den meisten Ländern mit ziemlicher Genauigkeit gesagt werden. Ihre Förderung wird abnehmen, und die Kosten werden steigen. Es gibt aber kein anderes Metall, das sich so wie Eisen für weitgespannte Brücken eignet. Mit der Erschöpfung der Kohlevorräte wird auch die Erzeugung von Zement, bei der viel Kohle verbraucht wird, zurückgehen, und die Zukunft gehört daher der Steinbrücke wie in den Tagen, ehe man Eisen und Beton zu diesem Zweck verwendete.

Der Brückenbau, sowohl was seine technische wie seine baukünstlerische Seite anbelangt, wird, so fährt Lindenthal fort, in gewissem Sinne zukünftigen Geschlechtern deutlicher den Stand unserer Kultur zeigen, als Häuser, Paläste und Dome dies für uns in bezug auf die Vergangenheit tun. Wir werden lernen müssen, Eisen zu sparen, wenn es kostbarer wird, als es heute ist, und gerade im Eisenbau, der große Mengen verbraucht, wird damit der Anfang gemacht werden müssen. Deshalb werden gerade Brücken das Einsetzen dieser Bewegung deutlich zeigen. Die Energiequellen unserer Erde, Kohle, Wasser, Wind, die Sonnenwärme usw. können nur unter Zuhilfenahme von großen Mengen von Eisen für die Werkzeuge und Maschinenanlagen ausgenutzt werden, die nötig sind, um diese Energiequellen dem Menschen nutzbar zu machen. Deshalb müssen Eisenbrücken zurücktreten, um das Eisen für andere Zwecke frei zu machen, und eine Eisenbrücke wird ein Luxusbau werden. Eisernen Brücken, Schiffe und dergleichen werden dann Seltenheiten sein. In nicht allzu langer Zeit werden eiserne Brücken infolge ihrer Zerstörung durch Rost, namentlich bei mangelhafter Unterhaltung, ganz verschwinden. Denn Eisen ist viel vergänglicher als Stein, und ein Eisenbau kann z. B. nicht das Alter der Pyramiden erreichen. Der schaffende Menschengestalt des heutigen Tages wird also der Nachwelt kaum Denkmäler in Gestalt von eisernen Brücken hinterlassen, die zeigen, zu welcher Höhe sich die Technik in unseren Tagen des ungeheuren Eisenverbrauchs emporgeschwungen hat. Unter den wenigen solchen Denkmälern sollten aber, wenn irgend möglich, einige standfeste eiserne Großbrücken sein, die bei sorgfältiger Unterhaltung in Ländern mit gesicherter Kultur einige tausend Jahre am Leben erhalten werden könnten. Aber wer, fragt Lindenthal am Schluß seiner Darlegungen, kann soweit in die Zukunft schauen? Man kann ja über die Entwicklung der Technik und namentlich des Brückenbaus anderer Ansicht sein als Lindenthal und sich ein anderes Bild von der Zukunft aufbauen, als sich ergibt, wenn man Lindenthals Grundlagen annimmt. Mit seiner Schlußfrage schlägt er aber auch einem Gegner die Waffe aus der Hand. Die Entwicklung der nächsten 50 Jahre ist schon schwer zu

übersehen, denn die Technik hat bereits wiederholt sehr erhebliche Überraschungen gebracht; es sei nur an die ungeahnte Entwicklung des Eisenbahnwesens in den letzten 100 Jahren erinnert. Was aber dann wird, ist menschlicher Voraussicht vollständig verhüllt, und niemand kann sagen, wie die Großbrücke der Zukunft aussehen wird, und welche Wege der Bau von Eisenbahnbrücken, sowohl in der alten wie in der neuen Welt, in Zukunft beschreiten wird. Trotzdem ist es wertvoll zu erfahren, welche Gedanken sich ein so hochstehender Fachmann wie Lindenthal über die Zukunft seines Fachgebiets macht. Darin kann ihm jedenfalls beigetreten werden; daß die Wirtschaftlichkeit eines Bauwerks in Zukunft eine noch wichtigere Rolle spielen wird als bisher. Schon in der Vergangenheit ist es das Ziel der Technik gewesen, mit geringeren Mitteln mehr zu erreichen, und dieses Ziel wird sie auch in Zukunft zu verfolgen haben.

## II. Rechnungsunterlagen und Lastenzüge.

Der Umstand, daß die Eisenbahnen der Vereinigten Staaten von Amerika in Netze einer großen Anzahl von Eisenbahngesellschaften zersplittert sind, ein Zustand, dessen Beseitigung zwar angestrebt, trotz Gesetzgebung aber anscheinend nicht erreicht werden kann, hat zur Folge, daß es dort keine einheitlichen, bindenden Vorschriften für den Entwurf und den Bau von Eisenbahnbrücken gibt. Auch das staatliche Aufsichtsrecht erstreckt sich nicht soweit, daß den Eisenbahngesellschaften Vorschriften auf diesem Gebiete gemacht werden könnten. Seit 30 Jahren ist zwar eine Zahl von Lastenzügen nach Cooper ziemlich allgemein als Rechnungslast eingeführt, die meisten Eisenbahngesellschaften haben aber noch ihre Sondervorschriften, die, den Ansichten ihres Bauoberingenieurs entsprechend, mehr oder weniger von jenen abweichen. Der Lastenzug nach Cooper gründet sich auf die Betriebsmittel, die um 1890 üblich waren. Er sieht einen Eisenbahnzug, gezogen von zwei Lokomotiven vor, an die sich eine gleichmäßig verteilte Last anschließt. Zwischen der größten Achslast der Lokomotiven und dem gleichmäßig verteilten Gewicht besteht dabei ein festes Verhältnis. Bei dem Lastenzug Coopers E 40 ist z. B. die größte Achslast der Lokomotive 40000 Pfund (rund 18 t) und der Zug wiegt 4000 Pfund auf einen laufenden Fuß (rund 6 t/m). Bei größeren Lasten können die einmal errechneten Momente, Querkräfte usw. auf sehr einfachem Wege ermittelt werden. Man war damit in neuerer Zeit bis zu dem Schema E 70 und E 75 gegangen. Nun sind aber die Zuglasten, obgleich man in Amerika sehr schwere Güterwagen eingeführt hat, nicht in demselben Maße gewachsen, wie die Achslasten der Lokomotiven, und die Anwendung von Coopers Lastenzug ergab daher ein schiefes Bild. Wenn auch für kurze Brücken die Belastung mit 70000 und 75000 Pfund haltenden Lokomotivachsen zu einwandfreien Ergebnissen führt, so gibt doch bei großen Brücken eine Last von 7000 und 7500 Pfund auf einen Fuß zu hohe Beanspruchungen. Die Vereinigung der Bauingenieure, — American Society of Civil Engineers, New York, — die 1852 gegründet worden ist und sich hohen Ansehens erfreut, hat sich daher veranlaßt gesehen, neue Vorschriften für den Entwurf und Bau von eisernen Eisenbahnbrücken aufzustellen. Nach Erörterung durch einen Sonderausschuß und in der Jahresversammlung 1922, sowie durch schriftliche Äußerungen der Mitglieder ist ihre endgültige Fassung in den Verhandlungen — Proceedings — Band 49, Nr. 1 des Jahrgangs 1923 veröffentlicht worden. Sie enthalten sich des Eingehens in Einzelheiten, lassen vielmehr der Tätigkeit des entwerfenden Ingenieurs einen ziemlichen Spielraum; sie sind bemüht, sich dem neuesten Stande der Erkenntnis auf dem behandelten Gebiet anzupassen. In bezug auf die Stosswirkung der bewegten Lasten sind besonders eingehende Erörterungen angestellt worden; man hat sich aber nicht entschließen können, von der bisherigen Auf-

fassung von dieser Wirkung abzugehen. Ebenso hat die Frage der Knickung besondere Beachtung gefunden; man hat sich für die Beibehaltung der Knickformel nach Euler-Rankine entschieden.

Nach einer Einleitung folgt in den neuen Vorschriften ein Abschnitt über Lasten und Spannungen, dann über zulässige Beanspruchungen. Nach Abschnitten über Ausführungseinzelheiten wird ferner die Prüfung von Augenstäben besprochen; hierauf folgen Vorschriften für das Wiegen und den Versand. Zwei Schlußabschnitte enthalten endlich Vorschriften über die Herstellung und die Eigenschaften, sowie für die Prüfung von Stahl und Nickelstahl.

Der Baustoff für eiserne Brücken soll Flußeisen — structural steel — sein. Für Gufsteile ist Gufstahl zu verwenden. Träger bis 9,14 m\*) Länge können aus Walzeisen, von da bis 38,13 m als Blechträger hergestellt werden; von 30,5 m an werden genietete Fachwerkträger, von 45,75 m an Träger mit Gelenkbolzen empfohlen. Die Trägerhöhe soll ein Zehntel der Länge, bei genieteten Blechträgern ein Zwölftel der Länge betragen. Bei geringerer Höhe soll der Querschnitt so verstärkt werden, daß die Durchbiegung nicht größer wird, als wenn die genannten Maße eingehalten worden wären.

Die Spannungen sind getrennt zu berechnen für das Eigengewicht, für die Verkehrslast, für die Stosswirkung der bewegten Lasten, für die Fliehkraft, für längs und quer zur Brücke gerichtete Kräfte. Bei der Zusammensetzung dieser Beanspruchungen ist der ungünstigste Fall anzunehmen, es sei denn, daß die Vorschriften ausdrücklich Ausnahmen zulassen.

Für die Verkehrslast werden zwei Lastenzüge E 10 und M 10 angegeben (siehe Textabb.). Die größte Achslast der Lokomotive ist bei E 10 10000 Pfund, die Wagen sind mit 1000 Pfund auf einen Fuß eingesetzt; wahlweise sind Lasten von 12500 Pfund in sieben Fuß Abstand angedeutet. Bei M 10 kommen neben Achslasten von 10000 Pfund auch solche von 12500 Pfund vor; die Last des Zuges ist dieselbe. (In den Abbildungen sind Maße und Gewichte nach Metern und Tonnen angegeben.) Die Lastenzüge sind also ähnlich aufgebaut wie diejenigen nach Cooper, doch ist man dabei nicht ganz folgerichtig vorgegangen, indem die Achslasten von 12500 Pfund aus dem Rahmen fallen, der durch die Zahl 10 bei M 10 angedeutet wird. Die Verkehrslast der einzelnen Brücke soll mit einem vielfachen eines dieser Lastenzüge angesetzt werden. Das sechsfache von E 10, also E 60, und das fünffache von M 10, also M 50, wird »für Brücken auf den Hauptstrecken der amerikanischen Eisenbahnen empfohlen«. Es wird also dem Ermessen der ausschreibenden Stelle oder des entwerfenden Ingenieurs ein ganz erheblicher Spielraum gelassen; sie sind weder an den einen noch an den anderen Lastenzug gebunden, und sie können, je nach den Verkehrslasten der Strecke, auch noch die Vielfältigungszahl festsetzen. Das Lastenschema hat nur den Vorteil, daß einmal für eine bestimmte Spannweite errechnete Momente, Querkräfte, Auflagerdrücke usw. durch eine einfache Vielfältigung für eine andere Belastung umgerechnet werden können, wenn zunehmender Verkehr und damit schwerere Betriebsmittel etwa die Annahme höherer Lasten nötig machen. Die Verteilung der Lasten, die Achsabstände bleiben immer dieselben. Die Empfehlung einer bestimmten Belastung für die Hauptstrecken hat jedenfalls den Zweck, Lokomotiven und schwere Züge freizügig zu machen, so daß die Lokomotiven der einen Gesellschaft auch auf die Strecken anderer Gesellschaften übergehen können, was z. B. mit Rücksicht auf den Verkehr schwerer Kohlenzüge auf weite Entfernungen, bei Umleitungen infolge Verkehrsstörungen und für den Fall, daß der Zusammenschluß

\*) Nachstehend sind die englischen Maße in metrisches Maß umgerechnet, daher die ungerunden Zahlen. 1 Fuß = 0,305 m, 1 Zoll = 0,0254 m, 1 Pfund = 0,454 kg, woraus sich ergibt 100 Pfund auf 1 Quadratzoll = 7,03 kg/qcm.

der Eisenbahnen zu einer beschränkten Zahl von großen Netzen doch noch zustande kommt, von Bedeutung sein kann.

Der Stofszuschlag J ist nach der Formel  $J = S \cdot \frac{91,5}{L + 91,5}$

zu berechnen, wobei S die Spannung und L die Belastungslänge, in Metern gemessen, bedeutet. Bei mehrgleisigen Brücken soll für L die Gesamtlänge der Gleise angesetzt werden. Den aus Längs- und Seitenkräften, sowie den aus der Windlast herrührenden Spannungen ist kein Stofszuschlag zuzusetzen. Bei Brücken mit ausschließlich elektrischem Betrieb ist der Stofszuschlag auf ein Drittel zu ermäßigen. Diese Regel gründet sich auf Messungen, die an elektrischen Lokomotiven vorgenommen worden sind.

Eine auf das anderthalbfache erhöhte Belastung ist in die Rechnung einzusetzen, wenn dadurch eine weitere Gegenstrebe erforderlich wird oder wenn sich daraus ein Spannungswechsel oder ein größerer Querschnitt ergibt; dabei können auf das anderthalbfache erhöhte Spannungen zugelassen werden.

Bei Brücken in Krümmungen ist die Fliehkraft C, 2,135 m über Schienenunterkante angreifend, nach der Formel  $C = \frac{0,0785 W \cdot V^2}{R}$  zu

berechnen, wobei W die Verkehrslast mit Stofszuschlag, V die Geschwindigkeit in Kilometern in der Stunde, R der Halbmesser in Metern ist.

Als Seitenkraft sind für jede Gurtung 298 kg auf das laufende Meter mit einem Zehntel der Belastung durch den Zug als Zuschlag für die belastete Gurtung anzusetzen. Diese Seitenkraft ist als beweglich zu behandeln.

Der Winddruck ist bei den Pfeilern von Gerüstbrücken mit demjenigen der nachstehenden Werte anzusetzen, der die größere Beanspruchung ergibt. Entweder ist die anderthalbfache Fläche der Seitenprojektion des Bauwerks mit 244 kg/qm belastet anzunehmen oder die gleiche Fläche ist mit 147 kg/qm zu belasten, wozu noch 596 kg auf ein laufendes Meter des Bauwerks, angreifend 2,135 m über der Schiene, kommen; dabei ist das Bauwerk entweder voll beladen oder mit leeren Güterwagen von 1,79 t/m Gewicht zu belasten.

Zur Berechnung der Längskräfte, herrührend aus dem Anfahren und Bremsen, ist für die Triebräder eine Reibungszahl von 0,2 und für die übrigen Räder von 0,1 anzunehmen.

Die Ausdehnung der Träger durch die Wärme soll mit einem Unterschied von 66° zwischen niedrigster und höchster Temperatur berücksichtigt werden.

Stäbe, deren Beanspruchung zwischen Zug und Druck wechselt, sollen für diejenige Spannung berechnet werden, für die sich der größere Querschnitt ergibt. Wechselt die Spannung unter demselben Zug, so sollen beide Spannungen um die Hälfte der kleineren erhöht werden. Die Anschlüsse derartiger Stäbe sollen mit der Summe dieser Kräfte berechnet werden.

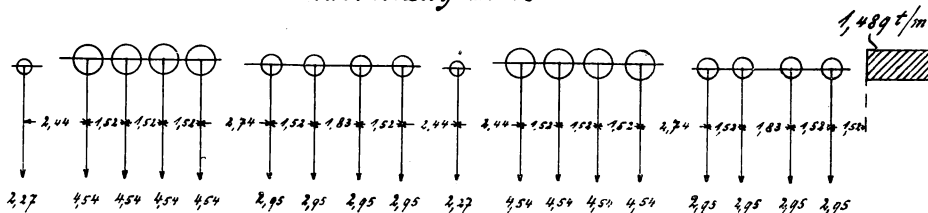
Wenn die Verkehrslast und das Eigengewicht Beanspruchungen mit entgegengesetztem Vorzeichen ergeben, sollen nur zwei Drittel der Beanspruchung aus der ruhenden Last als der Beanspruchung aus der bewegten Last entgegenwirkend angenommen werden. Bei Gliedern mit wechselnder Spannung unterbleibt diese Kürzung der Wirkung der ruhenden Last.

Stäbe, die außer den in ihrer Achse gerichteten Kräften auch noch Biegebungsbeanspruchungen aufzunehmen haben, sind so zu berechnen, daß die gesamte Spannung nicht größer als die zulässige wird. Gehen solche Stäbe über einen Knotenpunkt ohne Unterbrechung durch, so brauchen nur drei Viertel der für den einfachen Stab berechneten Biegebungsbeanspruchung berücksichtigt zu werden.

Für zusammengesetzte Spannungen — Längs- und Seitenkraft, Winddruck mit Verkehrslast, Eigengewicht, Stofszuschlag, Fliehkraft — dürfen die zugelassenen Beanspruchungen um 25 v. H., bei Berücksichtigung der Nebenspannungen um 33 1/3 v. H. überschritten werden. Auf keinen Fall darf aber der Querschnitt kleiner sein, als es die zulässige Beanspruchung bei Berücksichtigung der Verkehrslast und des Eigengewichts, des Stofszuschlags und der Fliehkraft erfordert; auch muß mindestens der Querschnitt vorhanden sein, der sich ohne Berücksichtigung der Nebenspannungen ergibt.

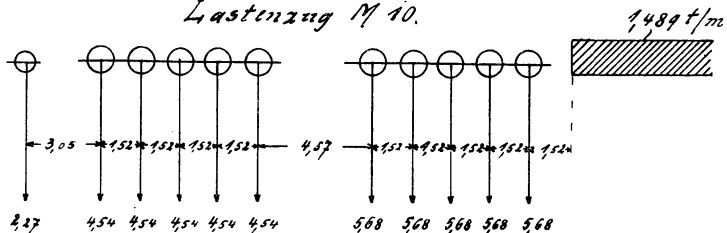
Nebenspannungen sollen durch die Bauart der Glieder möglichst vermieden werden. Bei Fachwerken ohne Unter-

*Lastenzug E 10*



Maße in Metern, Gewicht in Tonnen.

*Lastenzug M 10.*



teilung der Felder sind aus der Formänderung herrührende Nebenspannungen nur zu berücksichtigen, wenn die Breite des Stabes in der Biegebene größer als ein Zehntel seiner Länge ist.

Alle anderen Nebenspannungen sind zu berechnen.

Folgende Einheitsspannungen sind für Eisen zugelassen:

Zug . . . . .	1125 kg/qcm
reiner Druck . . . . .	1125 »
Biegung bei Walz- und genieteten Trägern . . . . .	1125 »
Biegung bei Gelenkbolzen . . . . .	1687 »
Knickung $\frac{1125}{1 + \frac{l^2}{13 \cdot 500 \cdot r^2}}$ , jedoch nicht über	984 »
(l = Länge, r = Trägheitshalbmesser)	
Schub in den Stegen von Blech- und I-Trägern	844 »
Schub in Gelenkbolzen und mechanisch geschlagenen Nieten . . . . .	844 »
Schub in Schrauben und handgeschlagenen Nieten	703 »
Lochlaibungsdruck bei Gelenkbolzen, mechanisch geschlagenen Nieten, Flächendruck bei abstehenden Schenkeln von Aussteifungswinkeln und anderer Druck übertragenden Flächen	1687 »
Lochlaibungsdruck bei Schrauben und handgeschlagenen Nieten . . . . .	1401 »
Druck bei Lagerrollen . . . . .	42,2 d kg/cm
(d = Durchmesser in cm).	

Bei Berechnung der Biegungs- und Schubspannungen in Walz- und genieteten Trägern sind die Nietlöcher vom Querschnitt abzuziehen. Bei versenkten Nieten ist nur die Hälfte der Tiefe der Versenkung auf die Nietlänge anzurechnen.

Gufsstahlteile für Lager und Schuhe können ebenso wie Walzeisen beansprucht werden.

Für Glieder, die aus einem Baustoff von größerer als der gewöhnlichen Festigkeit — 6000 bis 7000 kg/qcm mit der Streckgrenze bei 3500 kg/qcm für Bleche und Formeisen — bestehen, kann eine der höheren Lage der Streckgrenze entsprechend erhöhte Beanspruchung zugelassen werden, vorausgesetzt, daß die Streckgrenze nicht über 70 v. H. der Bruchlast liegt. Bei Knickung ist der Bruch im Nenner der Formel in demselben Verhältnis zu erhöhen.

Auf Druck beanspruchte Stäbe des Hauptnetzes von Fachwerkträgern sollen nicht länger als das hundertfache des kleinsten Trägheitshalbmessers ihres Querschnittes sein; bei Querverbänden kann die Länge das 120fache, bei genieteten Zugstäben das 200fache dieses Halbmessers betragen.

Hölzerne Querschwellen sind mit 100 v. H. Stofszuschlag, die Achslast auf drei Schwellen verteilt, zu berechnen; als Beanspruchung ist 141 bis 84 kg/qcm zuzulassen, je nachdem Eiche oder verschiedene Arten von Nadelhölzern verwendet werden. Granit kann mit 56 kg/qcm, Kalkstein und guter Sandstein mit 28 kg/qcm, Beton im Mischungsverhältnis 1:2:4 mit 42 kg/qcm beansprucht werden.

Soweit die eigentlichen Berechnungsgrundlagen; auch unter den Anweisungen für den Entwurf befinden sich noch einige Vorschriften, die auf die Berechnung Einfluß haben. So soll bei Zuggliedern stets der reine Querschnitt in Rechnung gestellt werden; dabei sollen die Nietlöcher mit einem um 3 mm größerem als ihrem wirklichen Durchmesser abgezogen werden. Die Schwächung des Stabes durch versetzte Niete ist durch Abzug eines Streifens von der Breite  $w$  zu berücksichtigen,

die sich nach der Formel  $w = h - \frac{s^2}{4g}$  berechnet; dabei ist  $h$  der Durchmesser der Nietlöcher,  $s$  ihr Abstand in der Achse des Stabes,  $g$  das Maß, um das die Nietreihen versetzt sind.

Nieten sollen mindestens drei Durchmesser von einander entfernt sein. In Richtung der Beanspruchung soll ihre Entfernung 16 mal, quer dazu 30 mal die Stärke des dünnsten, durch sie verbundenen Blechs nicht überschreiten. Von der Kante sollen Nieten mindestens  $1\frac{1}{2}$  bis  $1\frac{3}{4}$  Durchmesser, höchstens 8 mal die Blechstärke entfernt sein.

Bei genieteten Blechträgern ist die Fläche der Gurtungen in deren Schwerpunkt zusammengefaßt zu denken, der aber auf keinen Fall hinter den Winkelflansch liegen darf. Ein Achtel des Stegs kann zu den Gurtungen gerechnet werden. Bei Verwendung von Gurtplatten soll mindestens eine solche Gurtplatte über die ganze Länge durchgehen. Weitere Gurtplatten müssen jenseits ihrer rechnerischen Länge mit mindestens zwei Nietreihen angeschlossen sein.

Fachwerkträger sollen so viel Überhöhung erhalten, wie der Durchbiegung vom Eigengewicht und der Verkehrslast ohne Stofszuschlag entspricht.

Der Baustoff für eiserne Brücken soll nach dem Siemens-Martin-Verfahren hergestellt sein und den Vorschriften der Amerikanischen Gesellschaft für Baustoffprüfungen entsprechen.

Die neuen Vorschriften enthalten noch eingehende Anweisungen für die Abnahme des Baustoffs. Wenn sie auch bei Festsetzung der Belastung gewisse Spielräume zulassen, so gehen sie andererseits betreffs der Ausführung in eine ganze Anzahl von Einzelheiten ein und unterscheiden sich von den bei uns üblichen. Im übrigen entspricht die amerikanische Belastung mit den Lastenzügen E 60 und M 50, wie Dipl.-Ing. A. Müllenhoff, Sterkrade, im Zentralblatt der Bauverwaltung (43. Jahrgang, Nr. 49/50 vom 20. VI. 23) nachweist, ungefähr der für die Deutsche Reichsbahn eingeführten Belastung mit den Zügen N und E. Die Beanspruchungen sind dagegen etwas niedriger, so daß die amerikanischen Brücken entsprechend schwerer sein müssen. Dafür bieten sie aber, wenn auch nicht rechnerisch, so doch praktisch, einigen Spielraum gegenüber höheren Lasten, und bei den Fortschritten, die namentlich das Lokomotivgewicht, aber auch das Zuggewicht gemacht hat und wohl auch in Zukunft noch machen wird, dürfte sich dieser Spielraum als ganz willkommen erweisen.

## Rundschau.

### Auswechslung der Drehbrücke über die Mark bei Langeweg.

Die alte Drehbrücke über die Mark bei Langeweg (Linie Dordrecht—Breda), im Jahre 1866 erbaut, war eine schiefe Brücke für Doppelgleis, sie bestand aus vier Hauptträgern, jeder 32,40 m lang und in der Mitte 1,30 m hoch, mit einem Gesamtgewicht von etwa 120 Tonnen.

Jeder Hauptträger bestand aus einem genieteten I-Träger mit einem in der Mitte angebrachten Gufsstück, das 8,20 m lang, 1,00 m hoch und 0,15 m stark war, ferner mit den nötigen Flanschen von 0,20 m Breite versehen war (Abb. 1). Die gufseisernen Teile waren durch 15 Stück gufseiserne Querverbände mit einander verbunden.

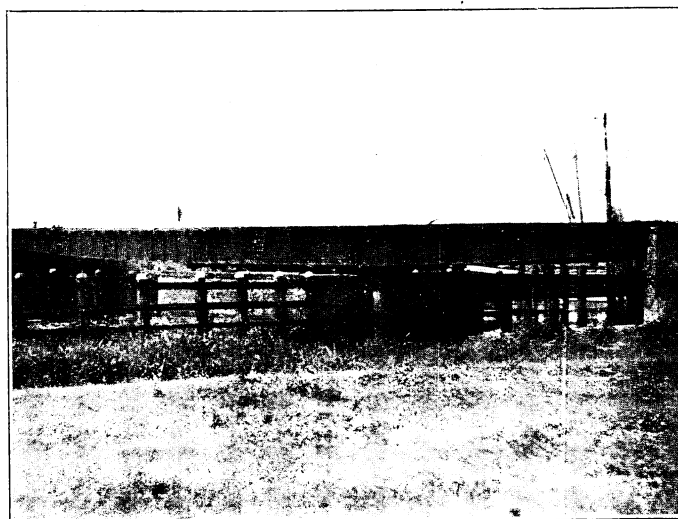
Einer dieser Querverbände war als Königstuhl, in welchem ein schmiedeiserner Mittelzapfen befestigt war, eingerichtet. Acht Stück dieser Querverbände waren zum Tragen der gufseisernen Laufrollen bestimmt. Außer den gufseisernen Querverbänden waren noch die nötigen Versteifungen angebracht. Sowohl die Widerlager wie auch der Mittelpfeiler waren auf gerammten Pfählen von 12 m Länge gegründet.

Die schiefe Brücke mußte, weil die Eisenkonstruktion nicht mehr den Anforderungen genügte, durch eine Drehbrücke aus Flußeisen, die sich für den schweren Lastverkehr eignen sollte, ersetzt werden. Gleichzeitig sollten die Widerlager, die bedenkliche Risse zeigten, teilweise erneuert und gerade gerichtet werden.

Der hohen Kosten wegen mußte davon Abstand genommen werden, die Bahn während der Ausführung der Arbeiten zeitweise zu verlegen. Außerdem durfte der Schiffsverkehrsverkehr nur einzelne Tage lahm gelegt werden.

Die Arbeit mußte deshalb ausgeführt werden, während die alte Brücke regelmäÙig von Zügen befahren und hierzu bedient

Abb. 1.



wurde. Es war also nötig, zu einem geeigneten Zeitpunkte die alte Brücke, auf zwei Schiffen liegend, auszufahren und unmittelbar

darauf die neue Brücke fix und fertig, ebenfalls auf zwei Schiffen liegend, einzufahren.

Die neue Brücke ist rechtwinklig und 36 m lang. Der Brückenkörper ist um 53 cm höher angeordnet als bei der alten Brücke. Hierdurch durfte jedoch der freie Durchfahrtsraum unter der Brücke nicht eingeschränkt werden. Aus all diesen Gründen mußten besondere Vorkehrungen getroffen werden.

Es wurde damit angefangen, an beiden Seiten der Brücke zwei Hilfsweichen einzulegen. Hierdurch wurde es möglich, nach Bedarf eins der durchgehenden Hauptgleise außer Betrieb zu setzen und den Verkehr auf der Brücke eingleisig einzurichten.

Abb 2.

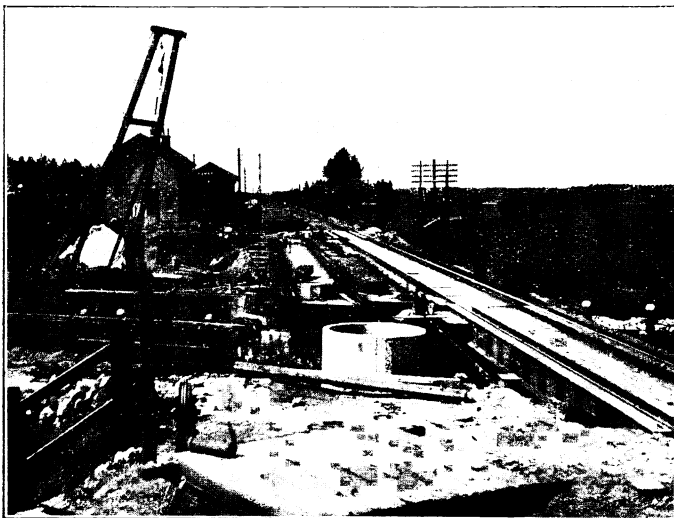
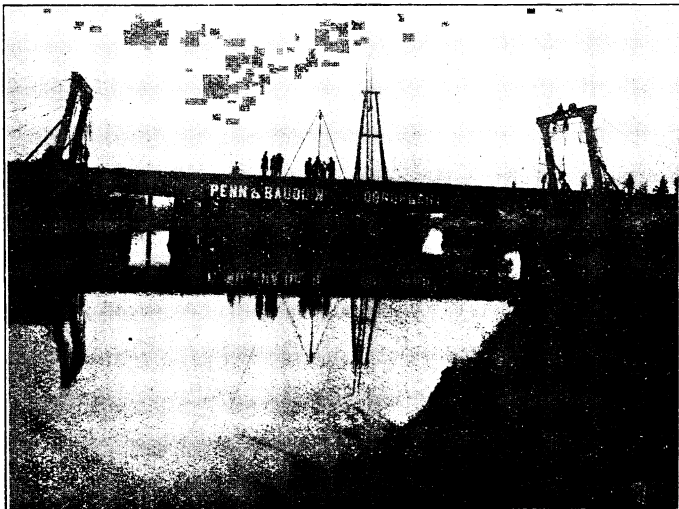


Abb. 3.



Um die Widerlager ganz frei machen zu können, wurden unter dem zuerst außer Betrieb gestellten Gleise Notbrücken eingebaut, die einerseits auf dem alten Widerlager und andererseits auf einem in dem Bahndamme hergestellten Schwellenlager ruhten.

Nun konnte der eingleisige Betrieb mittels der Notbrücken durchgeführt und die beiden Widerlager soweit abgebrochen werden, als sie nicht von der Notbrücke in Anspruch genommen waren (Abb. 2).

Hinter jedem Widerlager wurden zwei Eisenbetonröhren von je 2 m Durchmesser versenkt, und zwar bis zur Tiefe des festen Untergrundes. Sie wurden mit eisernen Stäben und Beton ausgefüllt. Auf diesen Stützpunkten und auf dem in gleicher Höhe abgebrochenen Mauerwerke der Widerlager wurde eine Eisenbetonplatte, 0,50 m dick, verlegt. Auf dieser wurde dann das Mauerwerk hochgeführt und die Stühle für die Auflager der neuen Brücke ein-

gemauert. Unterdessen war auch der alte Mittelpfeiler teilweise abgebrochen und zur Aufnahme der neuen Brücke wieder vorgerichtet worden. Unmittelbar neben dem alten Mittelzapfen konnte der neue Königstuhl aufgestellt werden, ferner fast alle Stühle zur Unterstützung der neuen Brücke und der halbe neue Laufkranz. Zwei Tage vor der Auswechslung, die am Sonntag, den 18. Januar 1925, stattfand, wurde die Schifffahrt stillgelegt. Es konnten deshalb, weil die Brücke nicht mehr gedreht zu werden brauchte, der alte Mittelzapfen, die Laufräder, der Laufkranz, die Stühle, sowie auch die größeren Hausteine, worauf diese Unterteile gelagert waren, entfernt werden. Inzwischen war der Bahnkörper des außer Betrieb gestellten Gleises in eine Neigung von 1:225 in der Richtung der Brücke gebracht worden. Auf den neuen Widerlagern waren die nötigen Hebevorrichtungen aufgestellt, um die neue Brücke, sobald diese in die Brückenöffnung eingefahren war, von den Schiffen zu heben und auf die neuen Widerlager herabzulassen.

Nach Vorüberfahrt eines bestimmten Zuges am genannten Sonntage wurde damit angefangen, die beiden Schiffe die eine Wasserbelastung erhalten hatten und mit Schwellenstapeln zur Unterstützung des abzuhebenden Trägers ausgerüstet waren, unter die alte Brücke zu fahren, um danach leergepumpt zu werden. Nachdem man etwa eine Stunde gepumpt hatte, war die Brücke soweit gehoben, daß sie ausgefahren werden konnte.

Die Notbrücken und die weiteren Hemmnisse auf den Widerlagern wurden inzwischen aufgeräumt und die neue, rund 140 t schwere Brücke, welche vorher wegen des darin aufgehängten Mittelzapfens auf vier hohen Schwellenstapeln ebenfalls auf zwei Schiffen verladen war, eingefahren. Sie wurde an den vier Ecken an den vier Flaschenzügen der Hebevorrichtungen angeschlagen und hochgezogen. Die beiden Schiffe wurden dadurch frei und konnten weggeführt werden. Die Brücke wurde danach mit Hilfe von vier Hebewinden auf ihre Auflager herabgelassen (Abb. 3). Durch Umstellung der Hilfsweichen an jedem Brückenende wurden danach die ersten Züge, welche die neue Brücke befahren mußten, der vorher fertiggestellten angeschütteten Bahn entlang, der neuen Brücke zugeleitet. Die Zeit, während welcher die Bahnstrecke nicht von Zügen befahren werden konnte, betrug fünf Stunden.

Nach erfolgter Auswechslung der Brücke konnte die weitere Fertigstellung der Widerlager und des Mittelpfeilers sowie auch das Hochziehen des anderen Hauptgleises in Angriff genommen werden.

Das Nötige zur Einregulierung des Antriebwerks wurde so schnell durchgeführt, daß bereits am Montag den 19. Januar die Brücke für den Schifffahrtsverkehr gedreht werden konnte.

Die alte Brücke wurde mittelst Sauerstoffschneidapparaten auf der Baustelle zerschnitten und danach entfernt.

Ing. H. H. E. R. Westen berg.

### Eisenbetonbrücken.

(„Der Bauingenieur“ 1924, Heft 24.)

Aus den Schlufsbetrachtungen über die Ergebnisse einer Studienreise des Professors Dr. Ing. Probst durch Italien ist über die Frage der Anwendungsfähigkeit des Eisenbetons bei Eisenbahntragwerken, über die schwere rollende Lasten gehen, folgendes von Interesse:

In Italien hat man bei solchen Bauwerken durchweg gute Erfahrungen gemacht, während von anderen Ländern das Gegenteil berichtet wird.

Bei der Ausgestaltung der Deutschen Reichsbahn sind bekanntlich umfangreiche Änderungen und Verstärkungen von Eisenbahnbrücken notwendig. Es wird dabei auch die Frage zu prüfen sein, wie weit man den Eisenbeton zulassen kann, der auf Grund der bisherigen Vorschriften bis zu einem gewissen Grade ausgeschaltet war. Unsere wirtschaftlichen Verhältnisse verlangen, daß die Frage nicht einseitig beantwortet wird. Wir müssen daher prüfen, wieweit die Anwendung des Eisenbetons bei Eisenbahnbrücken nach dem heutigen Stand der wissenschaftlichen Arbeit und auf Grund der Erfahrungen möglich ist.

Die Reichsbahnverwaltung hat in den letzten Jahren erkannt, daß sie auf dem bisherigen Wege nicht weiter kommt, und hat dies durch den bekannten Erlafs (s. Bauingenieur 1923, Heft 9) zum Ausdruck gebracht. Die zur Zeit noch geltenden Berechnungsvorschriften machen die Anwendung des Eisenbetons wirtschaftlich unmöglich. Dies kommt daher, daß die Vorschrift verlangt, daß das Eisen mit höchstens 750 kg/qcm beansprucht werden darf. Wir sehen an den italienischen Beispielen, daß es Balkenbrücken bei

Hauptbahnen gibt, die seit Jahren bestehen, ohne dafs Mängel sich bemerkbar gemacht haben. Bei den in der Nähe von Rom auf der Hauptbahnstrecke mit sehr lebhaftem Verkehr liegenden Brücken konnte Dr. Probst keine Rifsbildung feststellen, obgleich die statische Berechnung Zugspannungen im Beton von  $\sigma_{bz} = 26 \text{ kg/qcm}$  und Spannungen im Eisen bis  $1000 \text{ kg/qcm}$  zuläfst. Es ist daher nicht einzusehen, warum unsere Berechnungsvorschriften für Eisenbahnbrücken in den Eiseneinlagen nicht Spannungen bis zu  $1000 \text{ kg/qcm}$  zulassen, um so mehr, als die Berechnungen bei Vernachlässigung des Betonzugquerschnitts erfolgen.

Die Reichsbahnverwaltung soll beabsichtigen in den neuen Bestimmungen auf den Nachweis der Zugspannungen im Beton zu verzichten. Dieser Verzicht würde zur Folge haben, dafs man noch weniger als bisher auf die Herstellung eines Betons mit hoher Zugfestigkeit achten wird.

Dr. Probst sagt weiter: Man schaffe recht strenge Bestimmungen für die Materialauswahl, für die Herstellung und Verarbeitung des Betons. Man verlange die Verwendung eines Betons mit möglichst hoher Zugfestigkeit und verzichte bei der Berechnung der Eisenspannungen nicht vollständig auf die Mitwirkung des Betonzugquerschnittes, wenn man verlangt, dafs Risse bei einem solchen Bauwerk nicht auftreten sollen.

Dann könnte man unbedenklich die Spannungen im Eisen etwa mit  $1000 \text{ kg/qcm}$  begrenzen und möge sie gleichzeitig von der Spannweite der Konstruktion abhängig machen, wie dies von verschiedenen Seiten vorgeschlagen wurde.

A. W.

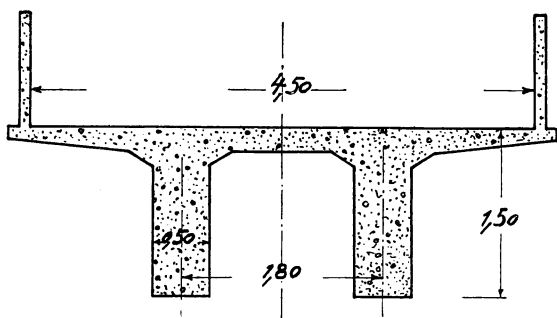
### Eisenbahnbrücken in Eisenbeton.

(Le Ciment 1924, Nr. 10.)

Auf der 300 km langen neuerbauten Eisenbahnlinie Tanger – Fez, von der 200 km in der französischen und 100 km in der spanischen Zone liegen, sind zahlreiche Eisenbahnbrücken in armiertem Beton ausgeführt worden.

Diese Ausführung erwies sich als leichter und wirtschaftlicher für die kolonialen Gebiete als in Stein oder Eisen.

Als größte Stützweite erscheinen 18 m; Ausführung als Balkenbrücken mit zwei Balken von je 1,50 m Balkenhöhe und 4,50 m Lichtweite zwischen den Geländern.



Auf der Linie Lerida – Saint Girnis in den Pyrenäen wurden von dem gleichen Konstrukteur Brücken bis 25 m Stützweite nach dem gleichen Typ erbaut. Tragkraft für Lokomotiven von 100 t.

Die Ersparnis gegenüber Stein- oder Eisenbrücken wird mit 20 bis 40% je nach Stützweite angegeben. Wenn die Brücken richtig gerechnet und sorgfältig ausgeführt sind, glaubt der Erbauer ihnen ein längeres Leben als den Eisenbrücken voraussagen zu können.

Auf den Strecken der französischen Staatsbahnen sind nach einer Veröffentlichung im gleichen Heft des „Le Ciment“ bis heute sehr wenige Eisenbahnbrücken in armiertem Beton – wie bei den deutschen Reichsbahnen – ausgeführt worden, gröfsere Stützweiten überhaupt nicht.

A. W.

### Die Sitterbrücke der Schweizer Bundesbahnen.

(Schweizerische Bauzeitung, Bd. 84, Nr. 20 vom 15. 11. 24, S. 245.)

Die neue zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Sitter soll eine alte eingleisige Gitterbrücke auf Gußeisenpfeilern aus den Jahren 1855/57 ersetzen. Die alte Brücke hat drei Pfeiler; sie wiegen je rund 300 t, der flufseiserne Überbau rund 500 t. Die Brücke ist 170 m lang. Der Neubau besteht aus fünf überwölbten Öffnungen von 30 m Weite, an die sich noch eine Öffnung von 17 m

Weite anschließt. Die neue Brücke liegt unmittelbar oberhalb der alten. Bei einer Gesamtlänge von 207,9 m erhebt sie sich bis 63 m (Schwellenhöhe) über das Flußbett. Die sehr schlanken Pfeiler haben bei 1:30 Anlauf einen oberen Querschnitt von  $4,0 \times 8,1 \text{ m}$ . Die Gewölbstärke nimmt von 2,16 m am Kämpfer auf 1,2 m am Scheitel ab. Die Pfeiler sind gemauert, die Gewölbe Stampfbeton. Die Pfeiler haben rauhe Ansichtsflächen in Bruchstein, die Gewölbe sind mit Bruchstein verkleidet. Die Sparbögen über den Gewölben bestehen ebenfalls aus Stampfbeton und sind mit Magerbeton überdeckt. Auf einer Seite ist ein dem öffentlichen Verkehr dienender, 2,10 m breiter Fahrweg in Eisenbeton ausgekragt.

Die Uferpfeiler sind in offener Baugrube bis 10 m unter Flußsohle gegründet. Für den Mittelpfeiler, dessen Gründung bis auf 0,5 m an die der alten Brücke heranreicht, war die Einbringung eines Senkkastens unter Druckluft in Aussicht genommen. Obgleich er bis 5 m unter Flußsohle abgesenkt wurde, war aber ohne Anwendung von Druckluft auszukommen. Der Senkkasten ist 20,5 m lang und 12 m breit; er wog ohne Übermauerung 1500 t und wurde beim Absenken noch mit 700 t Mauerwerk belastet. Insgesamt hat die Brücke 25000 cbm Mauerwerk und Beton. Die Bauzeit ist zwei Jahre. Die Baukosten betragen rund zwei Millionen Franken.

Wernicke.

### Ausbesserung und Verstärkung der Bahnbrücke über die Rhone bei la Voulté mittels metallischer Bestandteile und bewehrten Betons.

(Revue Générale des chemins de fer. 1924 Nr. 5.)

Es handelt sich hier um die Ausbesserung und Verstärkung einer eisernen Bahnbrücke, die die Rhone auf der Strecke von Livron nach Privas mit 5 Bögen von je 55 m Weite überschreitet, mittels Eisenbetons und zwar um eine schon 1861 mit großer Sorgfalt hergestellte Gußeisenbrücke. Es liegt hier also ein Gegenstück vor zu den Schilderungen die Ingenieur Simonsson von Gotenburg in Schweden auf der eisenbahntechnischen Tagung in Berlin über Verstärkung von eisernen Brücken durch Einbau in Beton gemacht hat. Die genannte Rhonebrücke hatte zahlreiche Brüche bekommen, die der großen Starrheit der Verbindungsstücke und der Anwendung eines Kittes für diese Stücke, der sich auf die Dauer infolge Feuchtigkeit oxydierte, zuzuschreiben waren. Man konnte daher nur mehr die leichtesten Lokomotiven des Netzes über die Brücke verkehren lassen. Man suchte eine wirtschaftliche Lösung und fand sie in einer Verstärkung der bestehenden Brücke durch metallische Bestandteile und bewehrten Beton.

Man ersetzte die stark beschädigten Verbindungsstücke der Einzelbögen durch Rahmen aus Stahl, die an allen Gewölbefugen, unter Benützung der vorhandenen Bolzenlöcher angebracht wurden. Nach Einbringung dieser Rahmen wurden die schadhafte Gußeisenstücke entfernt.

Die allgemeine Verstärkung der unteren Bogengurtungen wurde durch Anfügung von zwei Rundeisen von 36 mm Durchmesser, an beiden Gurtungsseiten, erzielt. Diese Rundeisen wurden entsprechend verbunden und versteift und fügten sich mit den Rundeisen der Bewehrung der inneren Bogenleibung zusammen. Der Bogenrücken ist nur auf eine Länge von je 6,5 m von den Gewölbeanfängen unter Verwendung von 6 mm, 12 mm und 26 mm Rundeisen im Beton bewehrt. Unter der Fahrbahnbettung läuft eine 0,16 m starke bewehrte Betonplatte mit Querrippen. Zur Erleichterung der Arbeiten und um die Einbringung der Betonplatte unter der Fahrbahn zu ermöglichen, wurde die ganze Fahrbahn über die Brücke gelegentlich deren Verstärkung ohne Betriebsunterbrechung um 60 cm höher gelegt.

Um genügendes Haften des Betons an den metallischen Flächen zu gewährleisten, mußte Farbe, Fett und Staub gründlich beseitigt werden. Zu diesem Zweck wurden die einzubetonierenden Teile durch ein Sandgebläse blank geputzt.

Von der elektrischen Licht-Bogenschweißung wurde bei den Ausbesserungsarbeiten mit Vorteil Gebrauch gemacht. Vor allem wurden die stark beschädigten Säulen des Gußeisengeländers ausgebessert. Diese zeigten zuweilen lange Sprünge, deren Ausbesserung auf anderem Wege sehr schwierig gewesen wäre. Andererseits zwang die erwähnte Hebung der Fahrbahn um 60 cm, auch den Gangsteig höher zu legen. Damit mußte aber auch das Gelände erhöht werden und das geschah mittels aufgeschweißter Rundeisen, die durch Gußeisenstücke gestützt wurden. Endlich hielt man es für zweckmäfsig, an den beiden Seitenflächen der Brücke alle in den

Gulfeisenstücken der Bahnbrücke auftretenden Sprünge zu schweißen, teils um diese Stücke etwas zu verstärken, teils um einer Verschlimmerung der Schäden vorzuzukommen.

Die Quelle enthält Angaben über die Berechnung der Brückenverstärkung, die nicht ohne Schwierigkeiten durchzuführen war. Die Brücke wurde vor und nach der Verstärkung untersucht und zwar dadurch, daß man die Brücke vor der Verstärkung mit leichten Maschinen, und nach der Verstärkung mit den gleichen leichten Maschinen, dann aber mit einer Lokomotive der Pacificbauart befuhr. Die Beanspruchungen des Gulfeisens waren nach der Verstärkung nicht höher als ein Drittel, zuweilen ein Viertel und selbst ein Fünftel der früheren.

Die an den Versuch geknüpften wirtschaftlichen Erwartungen haben sich vollständig erfüllt. Die Kosten erreichten nur 2 Millionen, während die Auswechslung der ganzen Brücke 4,5 bis 5 Millionen beansprucht hätte. Diese Erfahrungen waren sonach ungleich günstiger als die in Schweden gewonnenen. Dr. S.

### Erneuerung einer amerikanischen Eisenbahnbrücke.

(Railway Age, Bd. 77, Nr. 21, vom 22. 11. 24, S. 931.)

Die Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Blair in Nebraska war ursprünglich mit drei Stromöffnungen von je rund 100 m Länge und mit je zwei Landöffnungen von 33,6 m und 6,8 m Weite auf jeder Seite entworfen. Alsbald nach dem Bau, der in den Jahren 1882 und 1883 ausgeführt wurde, gaben Setzungen des Bodens, die bis zu 12 m Senkung gingen und den westlichen Landpfeiler in Mitleidenschaft zogen, Anlaß dazu, die beiden Landöffnungen auf dem Westufer unter Ausschaltung des Mittelpfeilers zu einer einzigen zusammenzufassen, so daß nunmehr auf dieser Seite ein Träger von 53,7 m Länge zu liegen kam. Dieser Träger, sowie diejenigen über den Stromöffnungen, bestanden aus Fachwerkträgern mit parallelen Gurtungen und mit unten liegender Fahrbahn; die 33,6 m weite Landöffnung war ebenfalls mit einem Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen, aber mit oberliegender Fahrbahn und die kleine 6,8 m weite Öffnung mit einem Blechträger unter der Fahrbahn überbrückt.

Die Stromöffnungen sind auf Mauerwerkpfeilern gegründet, die mit Hilfe von Senkkästen bis auf den festen Fels hinuntergetrieben wurden. Die landseitigen Enden der an die Stromöffnungen anschließenden Träger ruhen auf betongefüllten Stahlzylindern, die ihrerseits von Pfählen getragen werden. Die kleinen, 6,8 m weiten Öffnungen hatten nur den Zweck, diese Pfeiler vom Erdschub der Massen des anstossenden Dammes zu entlasten.

Im Jahre 1900 wurden einige Pfeiler verstärkt und einige Augenstäbe der Träger über den Stromöffnungen ausgewechselt. Die Tragfähigkeit der Überbauten blieb aber unverändert. 1920 wurden einige Teile der Fahrbahn erneuert. Die Lokomotivlasten waren zwar etwa 20 Jahre lang dieselben geblieben, das zunehmende Gewicht der Güterwagen, unter dem die Fahrbahnteile litten, gab aber um 1920 Anlaß, den Ersatz der Brücke durch eine tragfähigere zu erörtern, was auch 1923 durchgeführt wurde. Die Pfeiler erwiesen sich bei der Untersuchung, abgesehen von oberflächlichen Beschädigungen, als wohl erhalten und durchaus tragfähig, so daß sie für die neue Brücke weiter verwendet wurden. Der alte Überbau der Stromöffnungen war ebenfalls in so gutem Zustande, daß sein Wiederaufbau an anderer Stelle ins Auge gefaßt werden konnte; er wurde deshalb so abgetragen, daß die Teileverwendungsfähig blieben. Nur einige der Gelenkbolzen, die sich nicht aus den Löchern herausziehen ließen, mußten durch Abbrennen der Köpfe beseitigt werden. Die Brücke war gut unterhalten worden. Da sie den Gipfel einer beiderseits ansteigenden Strecke, übrigens eine eigenartige Lage für eine Brücke, bildete, war sie immer nur mit etwa 16 km Stunden-geschwindigkeit befahren worden. Die Zahl der täglich verkehrenden Züge war gering. Die Belastung war immer in mäßigen Grenzen geblieben und wenn sie nicht in den letzten Jahren erhöht worden wäre, hätte die 40 Jahre alte Brücke wohl noch einmal ebensolang bestehen können.

Der neue Überbau wurde für den Lastenzug „Coopers E-60“ \*) entworfen. Im übrigen waren die Vorschriften der Vereinigung amerikanischer Eisenbahningenieure vom Jahre 1923 maßgebend. Die drei Stromöffnungen wurden mit drei gleichen Halbparabelträgern überbrückt. Da der Pfeiler auf dem Westufer im Laufe der Zeit

\*) Siehe den Aufsatz in diesem Heft: Amerikanischer Brückenbau.

aus seiner Lage gewichen war, kamen die Auflager des Trägers nicht auf seine Mitte zu liegen. Da aber der Pfeiler für ausreichend tragfähig erachtet wurde und da die Abweichung aus der Mitte der Bewegungsrichtung des Pfeilers entgegengesetzt gerichtet ist, glaubte man, die ungewöhnliche Auflagerung in Kauf nehmen zu dürfen, und sah davon ab, für die westliche Öffnung einen besonderen Träger zu entwerfen. Die alten 33,6 m langen Träger wurden durch Blechträger ersetzt. Der 53,7 m lange Träger wurde wieder in zwei Teile aufgelöst, weil man die Anordnung zweier Träger mit einer Mittelstütze für wirtschaftlicher erachtete als die Überspannung der ganzen Öffnung mit einem Träger.

Die Rüstungen für den Umbau bestanden aus hölzernen Jochen auf 21,5 m langen Rimpfpfählen. Die Abmessungen der Hölzer wurden reichlich gewählt, damit sie zur Wiederverwendung als Brückenhölzer geeignet wären. Der Umbau der Träger über den Stromöffnungen nahm nur etwa zweieinhalb Monate in Anspruch. Er war einer Brückenbauanstalt bis auf die Fahrbahnteile und den Oberbau übertragen worden; diese Arbeiten führte die Eisenbahngesellschaft mit eigenen Kräften aus. Die Träger der Landöffnungen wurden neben der Brücke zusammengebaut und mit Hilfe von Lokomotivkränen gegen die alten Träger ausgewechselt. Der Verkehr wurde dabei nur bis zu 10 Stunden unterbrochen. Insgesamt hat der Umbau nur ein halbes Jahr gedauert. Im ganzen wiegen die eisernen Überbauten 2325 t.

Um Beschädigungen der Brücke durch Entgleisungen vorzubeugen, liegen neben den Fahrschienen Winkeleisenschienen und Schutzhölzer. Aufsen auf den Schwellen sind nochmals kräftige Winkeleisenschienen angebracht, die ein Aufkippen der Schwellen bei Belastung durch entgleiste Fahrzeuge verhindern sollen. Fünf Auszugstöße nehmen die Längsbewegungen der Schienen des Oberbaus auf.

Wernecke.

### Amerikanische Brückenverstärkungen durch Einziehen von Zwischenträgern.

(Engineering News Record vom 2. 12. 22, S. 973 und Railway Age vom 12. 5. 23, S. 1157.)

Die zunehmenden Zuglasten, namentlich die immer schwerer gewordenen Lokomotiven, haben in den Vereinigten Staaten die Folge gehabt, daß zahlreiche ältere Brücken den Beanspruchungen, denen sie unterworfen wurden, nicht mehr gewachsen waren. Ob sie ausgewechselt oder verstärkt werden sollen, ist im wesentlichen eine Kostenfrage. Bei Verstärkungen kann entweder die Tragfähigkeit der vorhandenen Träger durch Auflegen von Gurtplatten erhöht werden oder es kann zwischen die alten Träger ein neuer eingezogen werden, der einen Teil der Last übernimmt und die anderen Träger dadurch entlastet. Zwei Beispiele der letzteren Art von Verstärkung bieten manches Interessante.

Eine Eisenbahnbrücke über den 370 m breiten Merrimac-Fluss bei Newburgport besteht aus fünf Öffnungen von je 45 m, zwei Öffnungen von je 33,1 m und einer Drehbrücke von 54,7 m Weite. Das Tragwerk hatte ursprünglich für zwei Gleise drei Hauptträger. Das 34 Jahre alte Eisenwerk, für Achslasten von 2 t berechnet, mit solchen von 40 t beansprucht, wurde im Sommer 1922 durch Einziehen von je einem Zwischenträger unter jedem Gleis verstärkt. Die neuen Träger sind etwa 6 cm höher als die alten; da ihre Oberkanten in gleicher Höhe, unmittelbar unter den Schwellen, liegen, stehen die neuen Träger unten etwa 6 cm vor. Um das Zusammenarbeiten der alten und neuen Träger zu gewährleisten, sind wirksame Querversteifungen und unter den Fahrbahnträgern kräftige Querträger eingezogen worden. Die alten Träger sind mit 950 kg/qcm, die neuen mit 1055 kg/qcm Beanspruchung berechnet. Daraus daß bei einseitiger Beanspruchung der Brücke keine schädlichen Schwankungen beobachtet werden konnten, ist zu schließen, daß die tatsächliche Verteilung der Lasten der rechnerischen entspricht.

Die neuen Hauptträger wurden, mit dem Untergurt beginnend, auf Querträger aufgebaut, die an die alten Träger angehängt wurden. Die Arbeiten wurden von den Landenden ausgehend nach der Mitte vorschreitend ausgeführt, so daß die Krane, mit deren Hilfe die Verstärkungsträger eingebracht wurden, niemals unverstärkte Brückenteile befahren. Insgesamt wurden 2160 t Eisen eingebaut. Die Arbeit dauerte fünf Monate. Die Arbeiter erlangten im Laufe der Zeit eine solche Gewandheit, daß zuletzt der Einbau eines Trägers in 2 1/2 Tagen vollendet wurde. Eine Ersparnis von 100 000 Dollars oder 25 v. H. der Kosten eines Neubaus bei einer

Erhöhung der Tragfähigkeit für Achslasten von 55 t rechtfertigen die Wahl der angedeuteten Verstärkung.

Bei einer Brücke über den Mississippi mit vier Öffnungen von ungefähr 43 m Spannweite stammte der Überbau aus dem Jahre 1892; er bestand aus Parallelträgern mit Bolzengelenken von 7,5 m Höhe mit oberliegender Fahrbahn. Für „Coopers E 33“ berechnet, wurde die Brücke durch einen dritten Hauptträger verstärkt, der „Coopers E 30“ tragen kann, so daß die gesamte Brücke nunmehr einen Lastenzug „Coopers E 63“ aufnehmen könnte.

Der neue Hauptträger weist im wesentlichen dasselbe Netz auf wie die alten, liegt aber so tief, daß zwischen seinen Obergurt und Unterkante der alten Querträger 4 cm Zwischenraum verblieb, der durch Zwischenlagen satt ausgefüllt wurde, so daß die Gewähr für eine Übertragung der Last der Querträger, die an der Auflagerstelle durch Winkeleisen verstärkt wurden, auf den neuen Hauptträger geboten war. Kräftige Querverbände, vom Obergurt des einen zum Untergurt des anderen alten Hauptträgers führend und mit dem neuen Mittelträger durch ein Knotenblech verbunden, sorgen dafür, daß die drei Träger zusammen arbeiten. Eingehende Spannungsmessungen, die immer an den entsprechenden Stäben der drei Träger gleichzeitig vorgenommen wurden, ergaben gleiche Spannungen in allen drei Trägern; nur in ganz vereinzelt Fällen kamen größere Abweichungen als 10 v. H. des Mittelwerts vor. Bei einer Öffnung wurden auf diese Art alle Stäbe, bei den anderen nur eine beschränkte Anzahl untersucht. Man war mit dem Ergebnis so zufrieden, daß das Verstärkungsverfahren noch bei anderen Brücken angewendet werden sollte.

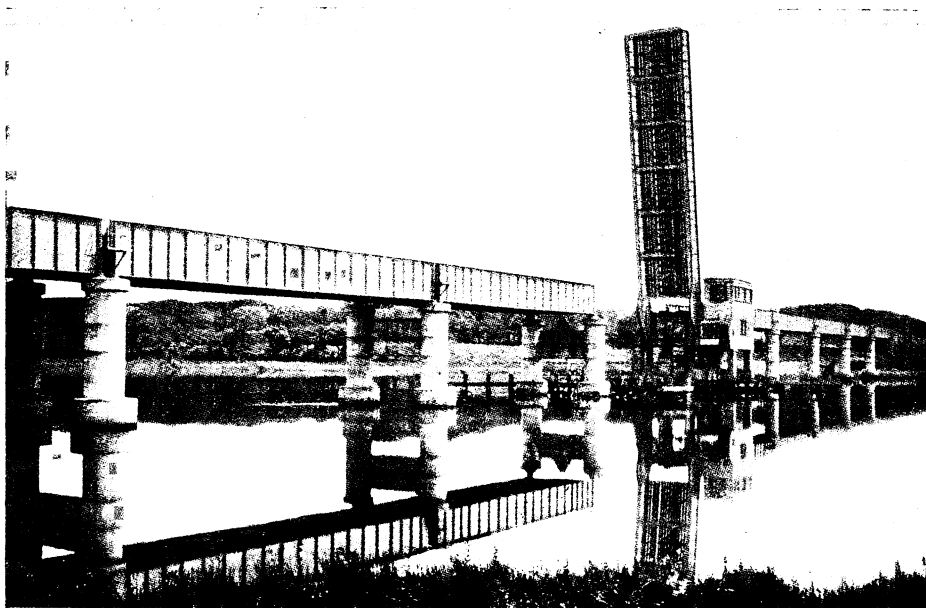
Wernecke.

#### Die Klappbrücke über den Bannflufs in Irland.

(Engineering 1924, Bd. CXVIII, Nr. 3075 vom 5. 12., S. 758.)

Die London Midland and Scottish Railway in Irland kreuzt zwischen Belfast und Londonderry den Bannflufs bei Coleraine. Die alte Brücke, die aus dem Jahre 1860 stammt und aus Holzpfählern mit einer Tragkonstruktion aus schmiedeisernen Gitterträgern bestand, bedurfte einer völligen Instandsetzung. Dieser

Abb. 1. Klappbrücke über den Bannflufs in Irland.



Umstand und die ungünstige Linienführung der Bahn zwischen Daileys Bridge und Coleraine waren Veranlassung, die Linie zu verlegen und eine neue Brücke über den Flufs zu bauen. Im März 1921 wurde die alte Linie verlassen und die alte Brücke abgebrochen. Stromaufwärts der alten Brücke ist die Landungsstelle für die Küstenfahrzeuge, die wegen der geringen Entfernung von der See bis dahin verkehren. Es war daher bereits in der alten Brücke eine Klappöffnung vorhanden, die auch bei der neuen Brücke vorzusehen war.

Das eine Ende der neuen Brücke liegt in einem Bogen von 400 m Halbmesser. Die Steigung auf der Brücke in Richtung

Coleraine beträgt 1:125. Diese Steigung war nötig, um für eine in der Nähe im Zuge der Bahn liegende Strafsenbrücke eine genügende Bauhöhe zu erhalten. Die Widerlager an beiden Brückenden sind durch die Uferböschungen verdeckt und stehen auf Betonpfählen. In gleicher Weise sind auch die Flufspfeiler gegründet. Die Pfähle wurden bei der sehr verschiedenen Schichtung des Untergrundes bis in harten Letten getrieben.

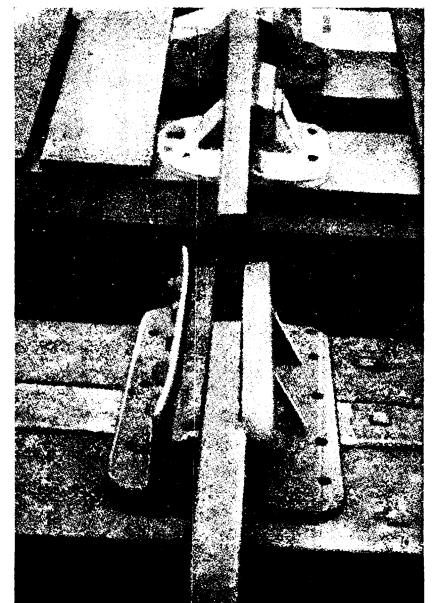
Die Länge der ganzen Brücke beträgt zwischen den Widerlagern 240 m, die Fahrinne im Flufs zwischen den Leitgerüsten ober- und unterhalb der Brücke im lichten 21 m. Die Pfeilerentfernung in der Schiffsöffnungsöffnung beträgt von Mitte zu Mitte 25,5 m, die Länge der Klappöffnung einschließlich des Maschinenhauses zur Bedienung der Aufzugvorrichtung 31,5 m. Die übrigen Pfeiler sind 23 m voneinander entfernt. Die Blechträger haben eine Länge von 22,5 m von Auflagermitte zu Auflagermitte.

Die Betonpfähle, auf die die Pfeiler aufgesetzt sind, haben einen Querschnitt von  $35 \times 35$  cm und Längen zwischen 7,50 und 9,00 m. Sie wurden mit einem Rammbar von 45 Ztr. Gewicht bei einer durchschnittlichen Fallhöhe von 90 cm und bei durchschnittlich 5400 Schlägen für jeden gerammten Pfahl gerammt. Die Tragfähigkeit eines Pfahles wurde zu 37 t berechnet.

Für die Pfeiler ist eine einheitliche Form gewählt. Jeder Pfeiler besteht aus zwei zylindrischen Fundamenten von 2,40 m Durchmesser aus Beton, von denen jeder auf 7 Pfählen ruht. Auf diesen Fundamenten stehen Betonzylinder mit 1,50 m Durchmesser mit Stahlbewehrung. Die beiden Zylinder sind durch eine senkrechte Eisenbetonplatte von 2,10 m Höhe verbunden. Zum Einbringen der Pfeiler wurden zum Teil die Frühjahrszeiten ausgenützt, da der Hub der Gezeiten beim Bannflufs bis zu 2,40 m beträgt. Die Pfeiler der Klappöffnung wurden in Spundwänden ausgeführt.

Die Träger der Brücke, auf der nur ein Gleis liegt, sind für Achslasten zwischen 18 und 22 Tonnen berechnet, wobei die Stofszahl zu  $\frac{120}{L+90}$  angenommen wurde (L Stützweite in Meter). Die Fahrbahnplatte der festen Öffnungen besteht aus einer Eisenbetonplatte als Schienenträger und Querverspannung. Entsprechend den

Abb. 2. Gleisübergang.



eisernen Querverbindungen der Hauptträger ist die Fahrbahnplatte in Platten von rund  $3\frac{3}{4}$  m Länge eingeteilt. Als Mischungsverhältnis wurde gewählt: 1 T. Zement:  $1\frac{1}{4}$  T. Sand:  $2\frac{1}{2}$  T. Basaltgrus.

Die ganze Eisenkonstruktion der Brücke wiegt 400 t, jeder Träger 14 t. Die Träger wurden auf ein Schiff verladen und dann durch einen Kran, der auf dem bereits fertigen Teil der Brücke stand, in die Höhe gezogen und in ihre endgültige Lage gebracht. Das Einbringen der Konstruktion einer Öffnung erforderte nicht ganz einen Tag. Dann erfolgte das Anneten der Querverbindungen und das Vorstrecken des Krangleises, so daß in einer Woche eine Öffnung völlig fertig war.



Der Klappträger ist mit einem unter der Fahrbahn angebrachten Gegengewicht versehen, das aus Eisenbeton hergestellt ist und durch Aufhängung in einem Zapfen beim Öffnen und Schließen immer in gleicher Lage bleibt. Die gesamte zu bewegnende Last der Klappöffnung beträgt 275 t, von denen 205 auf das Gegengewicht treffen. Die Öffnungs- und Schließungszeit beträgt 2 Minuten. Der Öffnungswinkel ist 82°.

Der Klappträger wird durch eine dreizylindrige 25 PS Petroleum-Maschine mittels Zahnräder und einen Zahnradkranz, der am Klappträger angebracht ist, unter Kraftübertragung durch ein Hele-Shawgetriebe angetrieben. Der Stofs beim Schließen wird durch Luftpuffer gedämpft, die am gehobenen Ende angebracht sind. Durch die zwei Pfeiler, zwischen denen das Maschinenhaus steht und die senkrecht und in Richtung der Brückenachse mit Versteifungsplatten verbunden sind, werden die in der Brücke wirkenden Längskräfte aufgenommen.

Die Anordnung des Gleis-Übergangs vom Klappträger auf die benachbarte Konstruktion ist aus Abb. 2 ersichtlich. Wa.

### Brücken der Grödenbahn.

(Schweizerische Bauzeitung, Bd. 83, Nr. 11 vom 15. März 1924, S. 123.)

Die während des Kriegs als Zubringer zu den Seilbahnen über das Gröden- und das Sellajoch gebaute Grödenbahn beginnt bei Klausen an der Brennerbahn, biegt bei Waidbruch in das Grödenal und verfolgt dieses bis zum Talschluss bei Plan auf 1072 m Höhe. Um die Bahn rasch betriebsfähig zu machen, wurden die zahlreichen schluchtartigen Seitengraben des Haupttals, die sie übersetzen muß, zunächst mit hölzernen Bauwerken oder mit eisernen Tragwerken aus Walzträgern überbrückt. Nennenswert ist insbesondere der Marzan-Viadukt bei km 3,9; er erhebt sich auf 25 m Höhe bei 54 m Länge; seine Mittelöffnung wurde mit 900 mm hohen Differdinger Walzträgern von 17,0 m Stützweite überbrückt.

Das Holz der einstweiligen Bauwerke konnte nahe den Baustellen gewonnen werden. Der starke Kriegsverkehr erschwerte ihren Ersatz durch Bauten, die für dauernden Bestand bestimmt waren, sehr erheblich. Wernekke.

### Eine Brückenprüfung in England.

(Railway Gazette vom 28. 12. 24, S. 719.)

Die London und Nordostbahn hat über das Nene-Tal bei Peterborough eine Brücke mit einer Mittelöffnung von 67,1 m gebaut. Um die kürzlich fertiggestellte Brücke zu prüfen, wurden zwei Lokomotiven der Bauart 2 C 1 im Gewicht von 148,75 t und sechs Lokomotiven der Bauart 2 B 1 im Gewicht von 112,7 t aufgeboden, sodaß die Brücke mit fast 1000 t belastet war. Zu je vier gekuppelt, befuhren die Lokomotiven gleichzeitig die beiden Gleise der Brücke zunächst mit einer Stundengeschwindigkeit von 13 km und dann mit 64 km Geschwindigkeit. Die Brücke entsprach bei der Prüfung durchaus den an sie gestellten Anforderungen. Wernekke.

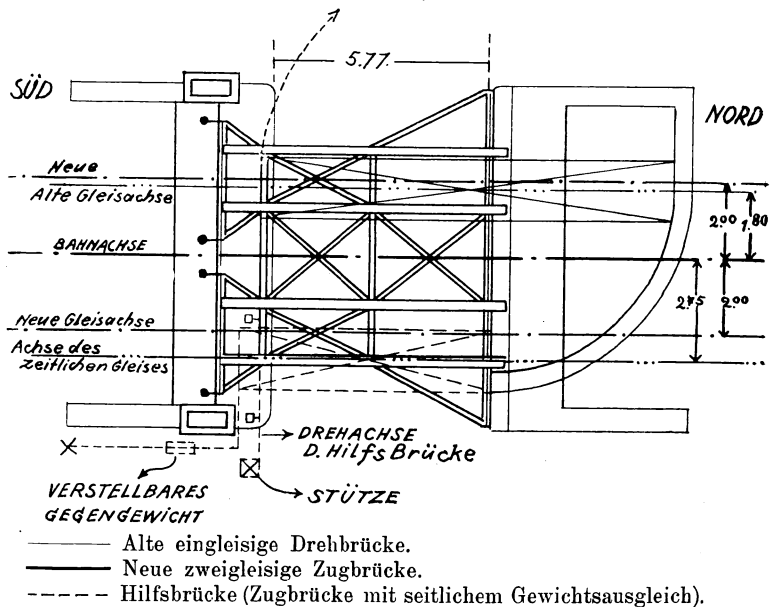
### Eine eigenartige Hilfsbrücke.

In den Jahren 1913—1914 wurde die Gleisverdopplung auf der Bahnstrecke Meppel-Groningen der Niederländischen Staatsbahnen vorgenommen. Zwischen den Bahnhöfen Beilen und Hooghalen befand sich über dem Oranje-Kanal eine eingleisige Drehbrücke mit Drehpunkt auf dem nördlichen Widerlager, die 5,77 m Durchfahrtsweite hatte. Diese Brücke sollte durch eine zweispurige Zugbrücke neuerer Bauart ersetzt werden. Die Strecke hatte keinen Nachtverkehr, doch war die Schifffahrt an Ort und Stelle wegen des Torftransports nicht unbedeutend.

Die Abbildung zeigt, wie der Bau vonstatten ging.

Aus Platten- und Profileisen, meistens als Alteisen von der Brückenbauanstalt geliefert, wurde als Hilfsbrücke eine Klappbrücke mit seitlicher Balanzierung angefertigt. Sie bestand aus zwei Hauptträgern mit Querverband. Der hinterste Querträger war seitlich der Brücke verlängert und hieran in der Längsrichtung wieder ein Träger befestigt, auf dem ein bewegliches Gegengewicht angebracht war. Dieser Querträger war auf die für Klappbrücken übliche Weise an einer Drehachse befestigt, die in Stühlen auf dem südlichen Widerlager und einem eingerammten Stützpunkte ruhte.

Die Hilfsbrücke konnte sehr leicht mittels eines Kabels von einer Hebewinde hochgeklappt werden, wenn das Gegengewicht ganz nach links geschoben war. Zum Schließen wurde das Gegengewicht nach rechts bewegt. Diese Bewegung geschah mittels eines Kabels ohne Ende, so daß auch während des Hebens oder Schließens der Stand des Gegengewichtes geregelt werden konnte. Nach Schließung wurde das Gegengewicht in der äußersten rechten Lage festgestellt. Sicherheitshalber wurde der Gegengewichtsträger hinten noch unterstützt.



Nachdem das Hebeegerüst der neuen Brücke aufgestellt war, wurde in einer Nacht die Hilfsbrücke montiert und die alte Drehbrücke weggenommen; nach Umlegung des Gleises wurde der Zugverkehr über die Hilfsbrücke geleitet. Danach wurden die westlichen Hälften der Widerlager bearbeitet und die neuen Auflager und Drehstühle in der neuen Brückenachse fertiggestellt. Nach Erhärtung wurde wieder in einer Nacht die westliche Hälfte der Klappe der neuen Zugbrücke ausgelegt, aufgehängt, ausbalanciert und beweglich gemacht, worauf der Zugverkehr darüber geleitet und die Hilfsbrücke herausgenommen wurde.

Endlich konnte dann die östliche Hälfte der Widerlager fertiggestellt, nach Erhärtung die zweite Hälfte der Klappe nachts eingebracht und an der ersten Hälfte befestigt, ferner die ganze Brücke ausbalanciert und beweglich gemacht werden. Hierauf wurde abschließend das zweite Gleis angeschlossen.

Ing. H. H. E. R. Westenberg.

## Übersicht über das neuere Schrifttum des Eisenbahnbrückenbaues.

Von Dr. Ing. H. Sievers, Dresden.

Das technische Schrifttum war während des Krieges schwer beeinträchtigt, ist aber nach dem Kriege, wenn auch langsam, wieder emporgeblüht. Die alteingeführten Gesamtdarstellungen des Eisenbrückenbaues haben eine steigende Zahl von Neuauflagen erlebt. Das gegenwärtig in Deutschland wohl am weitesten verbreitete Werk von Schaper „Eiserne Brücken“ (Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin), ist in stetig wachsendem Umfange 1920 in 4., 1922 in 5. Auflage erschienen. Daneben erfreut sich „Der Brückenbau“ von Melan (Franz Deuticke, Leipzig-Wien), dessen einzelne Teile 1919 bis 1921 in 2. und 3. Auflage herauskamen, steigender Beliebtheit. Die groß angelegten Mehrtensschen „Vorlesungen

über Ingenieurwissenschaften“, deren II. Teil sich mit dem Eisenbrückenbau befaßt, haben 1923 mit der Herausgabe des 3. Bandes (Wilh. Engelmann, Leipzig) auf Grund des beim Tode des Verfassers fast fertig vorliegenden Entwurfes ihren Abschluß gefunden. Sie werden namentlich wegen der unübertroffenen Darstellung der geschichtlichen Entwicklung neben den beiden oben genannten Standardwerken nach wie vor ihren Platz behaupten.

Einen breiten Raum in dem Mehrtensschen Werke nimmt die Behandlung ästhetischer Fragen ein. Ein Sonderwerk darüber ist das Buch von Zucker (Die Brücke, Typologie und Geschichte ihrer künstlerischen Gestaltung, Ernst Wasmuth, A.-G.,

Berlin 1921). Dafs im allgemeinen „der Ingenieur selbst dazu berufen ist, die Schönheit seiner Bauten zu verantworten“, ist ein Standpunkt, den namentlich Bernhard vertritt (Eisenbaukunst, Bauing. 1920, S. 15), „Eiserne Brücken im Stadtbild“. Zeitschr. des V. D. I. 1921, S. 1093). Inwieweit jedoch technische Sachlichkeit gleichzeitig eine Befriedigung schönheitlicher Forderungen verbürgt, darüber gehen die Meinungen der Ingenieure auseinander, wie die Auseinandersetzungen zwischen Bernhard und Georg Müller (Bauing. 1921, S. 703, Bautechn. 1924, S. 322) beweisen, dessen vom landläufigen Schönheitssinn stark abweichendes Urteil auch in seinen Aufsätzen über den Schwedenwettbewerb (Bauing. 1921, S. 89) und die Sydneybrücke (Bauing. 1924, S. 560) zum Ausdruck kommt.

Die Rohstoffknappheit der Nachkriegsjahre gab Veranlassung, den Baustoffen erhöhte Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Neue, Ersparnisse verbürgende Erkenntnisse sind hier zu erzielen durch Laboratoriumsversuche. Über die neuzeitlichen physikalischen Untersuchungsweisen gibt Honegger einen zusammenfassenden Bericht im „Eisenbau“ 1922, S. 47. „Die Zähigkeit der Flusseisenarten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“ behandelt Schachenmeier auf Grund eigener und ausländischer Versuche 1922 im „Bauingenieur“ (S. 737).

Ein weiteres Mittel zur Erzielung wirtschaftlicher Ersparnisse ist die Verwendung veredelten Werkstoffes. Hier wurde durch einen Aufsatz von Schaper (Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten) ein äußerst reger Gedankenaustausch in den letzten Heften der „Bautechnik“ und des „Bauingenieur“ eingeleitet, der eine Reihe bedeutsamer Fragen aufrollte, zu denen Gehler in Heft 19 des „Bauingenieur“ auf Grund der Dresdener Versuche Stellung nahm.

Mit der besseren Ausnutzung des Baustoffes hat naturgemäß auch eine sorgfältigere und wirtschaftlichere Werkstattarbeit Hand in Hand zu gehen. Auf diesem Gebiete hat namentlich die „Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung“ des Deutschen Eisenbauverbandes unter der Leitung von Jucho und Schellwald tatkräftige Arbeit geleistet, deren Ergebnisse in besonderen Berichten sowie fortlaufenden Veröffentlichungen in den Jahrgängen 1921 bis 1924 des „Bauingenieur“ niedergelegt sind. Nähere Angaben im Bericht in derselben Zeitschrift über die 2. Tagung der Betriebsingenieure des Deutschen Eisenbauverbandes vom 9. und 10. Mai v. J. zu Frankfurt a. M.

Der wissenschaftlichen Durchdringung dieser Sondergebiete entspricht die Weiterentwicklung theoretischer Erkenntnisse. Die Berechnung der Trägerformen findet immer noch ein fast unübersehbares Schrifttum, desgleichen einzelne Sondergebiete, deren theoretische Durchdringung bisher nur unvollkommen gelungen war. Hier sind vor allem zu nennen die Veröffentlichungen der Schweizer (Ros, „Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunktverbindungen eiserner Fachwerkbrücken“, Schweiz. Bauztg. 1922/23, ferner „Der heutige Stand der wissenschaftlichen Forschung im Brückenbau mit besonderer Berücksichtigung der Schweiz“, Mitt. d. D. Ing.-Ver. in Mähren 1923, S. 161, Wyfs, „Beitrag zur Spannungsuntersuchung eiserner Fachwerke“, Forschungsheft 262 des V. D. I., Jul. Springer 1923), Die grundlegende Bedeutung dieser Arbeiten, deren letztgenannte den Spannungszustand der Knotenbleche behandelt, ist durch eingehende Besprechungen in der deutschen und österreichischen Fachpresse gewürdigt worden (Bauing. 1923, S. 564, 1924, S. 240, Zeitschr. d. Öst. Ing. u. Arch. V. 1923, S. 85) Hinter diesen ausländischen Forschungsarbeiten stehen die deutschen nicht zurück. Ihre Ergebnisse sind hauptsächlich in den „Berichten des Ausschusses für Versuche im Eisenbau“ und den Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung in Dahlem (Jul. Springer, Berlin) niedergelegt. An größeren Versuchsberichten seien weiter genannt: Findeisen, „Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen“, Forschungsheft 229 des V. D. I. Jul. Springer, Berlin 1920, sowie Dörnen, „Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung“, Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1924. Unter den Fragen der Festigkeitslehre gehört die Berechnung der Knickstäbe noch immer zu den umstrittensten.

Fast alle führenden Theoretiker haben dieses Gebiet in wertvollen Abhandlungen in immer neuer Beleuchtung gezeigt. Ausführliche Arbeiten (Ellwitz, Die Lehre von der Knickfestigkeit, Hannover 1920, Mayer, Die Knickfestigkeit, Berlin 1921) faßten die Ergebnisse der Einzelforschung übersichtlich zusammen. Obwohl nach den Karmanschen Versuchen an der schon im vorigen Jahrhundert veröffentlichten Theorie der Knickung im unelastischen Bereich von Engesser kaum noch zu rütteln ist, lebte vor dem Erscheinen der Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn (W. Ernst & Sohn, Berlin 1922) der alte Kampf der Anhänger der Eulerhyperbel und der Tetmajergeraden in erneuter Schärfe wieder auf. Dabei handelte es sich nicht nur um die Knickspannungslinie, sondern auch um die zulässigen Druckspannungen, deren Verlauf in Zukunft nach der Gehlerschen Gebrauchsparabel (Bauormung 1923, S. 45 u. 124) beurteilt werden wird; diese führt zu einer Formel von derselben Bauart, wie die von Johnson, Ostenfeld und Mörike (Zentralbl. d. Bauverw. 1920, S. 554 und 1922, S. 352). Eine wichtige Rolle bei diesen Erörterungen spielte die Veröffentlichung von Vofs über die Prüfung von Druckstäben von Brücken des Kaiser-Wilhelm-Kanals (Bauing. 1922, S. 8). Der Streit der Meinungen wird wohl erst dann zur Ruhe kommen, wenn es gelingt, durch Versuche mit Walzprofilen eine endgültige Entscheidung zu fällen. Voraussetzung für ihre allgemeine Anerkennung ist allerdings, dafs die Mängel der Tetmajerschen Versuche vermieden werden, vor allem die Lagerung der Versuchsstäbe einwandfrei gelöst wird (Rein, Über Knickversuche, Bauing. 1923, S. 537). Um diese Frage hat sich namentlich Zimmermann verdient gemacht (Sitzungsber. d. Preufs. Akad. d. Wissensch. 1922 u. 23). Einen zusammenfassenden Überblick über das Kräftespiel in den eisernen Brücken gibt das Werk von Bleich, „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, Jul. Springer, Berlin 1924, in dem die Ergebnisse der neuzeitlichen hochentwickelten Forschung, ergänzt durch eigene grundlegende Arbeiten des Verfassers, eine glänzende Darstellung gefunden haben.

Neben diesen zahlreichen und wertvollen theoretischen Arbeiten erscheint das Schrifttum über Entwurf und Ausführung eiserner Eisenbahnbrücken beinahe dürftig. Einen verhältnismäßig breiten Raum nehmen in den Jahrgängen 1920 bis 1922 der deutschen Fachzeitschriften die Berichte über die hervorragenden Leistungen der deutschen Brückenbauanstalten im Kriegsgebiet ein. Von größeren Ausführungen deutscher Brückenbauanstalten im Auslande ist bemerkenswert die Erstellung der Lidingsöbrücke bei Stockholm durch Eilers (Bautechn. 1924, S. 405 u. Bauing. 1924, S. 621). Ein Ruhmesblatt in der Geschichte der deutschen Brückenbaukunst bildet die glänzende Beurteilung der deutschen Entwürfe bei den großen skandinavischen Wettbewerben. „Der zwischenstaatliche Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm“, bei dem der erste Preis an die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg und Dyckerhoff und Widmann, der dritte an Krupp und Grün und Bilfinger fiel, ist von Schaper im Jahrgang 1920, S. 3 des „Bauingenieur“ eingehend gewürdigt worden.

An zusammenfassenden Werken über Massivbrücken ist die 3. Auflage des von Gesteschi bearbeiteten VII. Bandes des Handbuchs für Eisenbetonbau (Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1921) zu erwähnen. Auch auf dem Gebiete der Betonbrücken ist durch Einführung eines veredelten Baustoffes, des hochwertigen Zementes, ein Anstoß zu neuen Fortschritten gegeben (s. den zusammenfassenden Bericht von Gehler im „Zement“ 1924). Einen Überblick über die neuzeitlichen Hilfsmittel, die den Bau weitgespannter Eisenbetonbogenbrücken ermöglichen, gibt Spangenberg im „Bauingenieur“ 1924. Erwähnenswert sind wiederum eine Reihe bemerkenswerter Bauten des Auslandes, z. B. die Pérolles-Brücke in Freiburg in der Schweiz, eine Stampfbetonbrücke mit fünf Hauptöffnungen von je 56 m Spannweite (Bauing. 1923, S. 97) und die neue Eisenbetonbrücke über den Öreflufs in Schweden, die mit 90,7 m Spannweite die größte für vollspurigen Verkehr dienende Massivbrücke ist (Bauing. 1921, S. 87). Die längste Eisenbahnbrücke in Eisenbeton besitzen die Franzosen in der Candelier-Brücke über die Sambre im Zuge der Strecke Paris—Berlin (Ann. d. ponts et chauss. 1923, S. 165, Le Génie Civil 1923, S. 514, Le Ciment 1923, S. 303).