

Alle Rechte vorbehalten.

## Etwas vom Kleinpflaster.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. Artur Speck, Dresden.

Zurzeit befindet sich der Landstraßenbau in allen Ländern in einem kritischen Stadium. Dem ständig wachsenden Kraftwagenverkehr ist die nur mit Wasser und Sand gebundene Schotterbahn nicht mehr gewachsen. Der Verfall der Straßen ist um so rascher vor sich gegangen, als in der Kriegs- und Nachkriegszeit eine ordnungsmäßige Unterhaltung hat unterbleiben müssen, was sich bei der gänzlich veränderten Inanspruchnahme der Fahrbahn durch die Kraftfahrzeuge doppelt gerächt hat. Jede weitere Unterlassung bedeutet Zerstörung kostbarer Anlagewerte und kann wirtschaftlich nicht verantwortet werden.

Schon im letzten Jahrzehnt vor dem Kriege hatte man in Deutschland erkannt, daß das Kleinpflaster, die geniale Erfindung Gravenhorsts, für den Landstraßenbau die Straßenbefestigung der Zukunft sein würde, und zwar vor allem deswegen, weil es auf die alten abgefahrenen Fahrbahndecken ohne größere Vorbereitungen aufgesetzt werden kann, also keinen neuen Unterbau braucht, und weil es um so wirtschaftlicher wird, je größer der Verkehr ist. Bei den Vorkriegspreisen ergab sich, daß Kleinpflaster sich bereits dann bezahlt macht, wenn alle vier bis fünf Jahre geschüttet werden muß. Heute liegen die Verhältnisse für Kleinpflaster rechnerisch ungünstiger, weil die Kosten der Steine und der Pflasterung stärker gestiegen sind als bei den Schüttungen und der Zinsfuß bei der Berechnung des Jahreswertes zurzeit noch höher angenommen werden muß; technisch aber scheiden diese Wirtschaftlichkeits-Rechnungen vielfach aus, weil die Schotterbahn dem Verkehr überhaupt nicht mehr gewachsen ist und somit als geeignetes Mittel vollständig ausscheidet, und insofern ist die allgemeine wirtschaftliche und technische Lage heute tatsächlich für das Kleinpflaster günstiger als je. Nun zeigte sich aber im Laufe der Jahre, daß die Annahmen, mit denen man gerechnet hatte — 15 bis 20 Jahre Haltedauer des Kleinpflasters bei starkem und schwerem Verkehr, 20 bis 30 Jahre bei mittelschwerem und mittelstarkem Verkehr —, nicht in allen Fällen zutrafen und daß insbesondere starke örtliche Zerstörungen der Fahrbahn, Schüsselbildungen ähnlich wie bei den Schotterbahnen, Unebenheiten, die den Wasserabfluß hindern, vollständige Zerstörung einzelner Steine und andere Übelstände auftraten. Das führte dazu, anderen Befestigungsarten mehr Aufmerksamkeit zuzuwenden, die diese Nachteile nicht besitzen sollten. Man versuchte durch Verwendung von Bitumen (Teer, Asphalt) entweder nur die Oberfläche der Straße oder den Schotter in ganzer Tiefe zu binden, sei es nun im Tränk- oder Mischverfahren, sei es mit heißem oder kaltem Bitumen, mit wasserlöslich gemachtem Teer (Kiton), mit Ölen, Laugen, mit Zusatzstoffen (Filler) u. dergl. m. Alle diese Versuche haben schon vor dem Kriege keine restlos befriedigende Lösung für den Landstraßenbau gebracht, obwohl stellenweise recht beachtliche Erfolge erzielt worden sind. Jetzt werden diese Bauweisen besonders auf Grund der englischen Erfahrungen auch in Deutschland wieder in größerem Umfange aufgenommen. Die Bitumenindustrie setzt alles daran, die verschiedenen Walzbitumenverfahren auf die Höhe zu bringen. In diesen Tagen wird Kaltasphalt (Cold Asphalt = Colas) auf den Markt gebracht, der nach dem Zeugnis des obersten englischen Straßenbaubeamten eine große Zukunft haben soll, da er auch bei nassem Wetter aufgebracht werden kann.<sup>1)</sup>

Es war nötig, in kurzen Worten auf die Entwicklung der Straßenbauverfahren einzugehen, weil viele Kreise, vor allem auch Angehörige der Parlamente, zu zweifeln beginnen, ob Kleinpflaster wirklich die richtige Bauart ist, ob es insbesondere die einmalige Aufbringung so großer Mittel rechtfertigt.

Die wirtschaftliche Seite der Frage soll hier nicht behandelt werden, da, wie schon oben angedeutet, derartige Berechnungen unsicher sind und die Entscheidung Schotter — Kleinpflaster meist aus rein technischen Gründen schon zugunsten des letzteren ausfällt. Ob andere hochwertige Decken, die bei guter Ausführung nicht viel billiger sind als Kleinpflaster, haltbarer und wirtschaftlicher sind, kann heute noch nicht entschieden werden; dazu wird es noch einer Probezeit von mindestens fünf bis zehn Jahren im eigenen

Land bedürfen, während das Kleinpflaster sich seit mehr als 25 Jahren bei uns bewährt hat, wenn es nur richtig gebaut worden ist. Hierin liegt meines Erachtens der Kern der Frage, und ich glaube behaupten zu dürfen, daß Mißerfolge bei Kleinpflaster in der Hauptsache nur auf die fehlerhafte Bauweise zurückzuführen sind.

a) Wesentlich für die Tragfähigkeit des Kleinpflasters ist ein tragfähiger Untergrund. Bei Landstraßen — und diese sollen hier nur besprochen werden — wird das Pflaster in der Regel zur Ersparung von Kosten, worauf sein Hauptvorteil gegenüber dem Großpflaster beruht, auf die alte Schotterdecke aufgesetzt. Wenn Packlage unter der alten Fahrbahn liegt, wird dies in der Regel genügen. Ist ein Grundbau aber nicht vorhanden, darf die alte Fahrbahn nur dann benutzt werden, wenn bekannt ist, daß sie trocken liegt und vor allem nicht unter Frostaufbruch leidet. In allen solchen Fällen muß vor der Kleinpflasterung, und zwar möglichst ein Jahr vorher, Packlage eingebaut und eine schwache Schotterdecke aufgewalzt werden. Das gilt auch dann, wenn der lehmige Untergrund bei Nässe durch die Fahrbahn dringt.

Das Kleinpflaster wird nun auf den festen profilmäßig auf das peinlichste hergestellten Untergrund, in der Regel also auf die alte Fahrbahn so aufgesetzt, daß nach dem Feststrammen nur noch höchstens 2 cm Sand zwischen Fahrbahnoberfläche und Steinunterkante verbleiben. Während das Großpflaster auf einem starken tragfähigen Sandbett steht, auf das der Pflasterstein den Raddruck überträgt, den er vermöge seiner großen Masse und Fläche allein aufzunehmen imstande ist, soll der Kleinpflasterstein möglichst unter Ausnutzung der Reibung den Druck gemeinsam mit den benachbarten Steinen unmittelbar auf den festen Untergrund übertragen. Das Sandbett hat nur die Aufgabe, als Ausgleichsschicht zu wirken, da die Steine nicht gleich groß und nicht ganz eben sind, und soll gleichzeitig als eine Art Auffüllungsbehälter für den Fugensand dienen. Daraus folgt, daß der Untergrund unwandelbar sein und seine Oberfläche genau die Form der zukünftigen Pflasteroberfläche haben muß. Hierin wird am meisten gesündigt. Entweder wird die alte Schotterbahn nicht genau profilmäßig oder nicht genügend gleichmäßig fest hergestellt. Der erste Fehler tritt namentlich dann ein, wenn durch den Verkehr oder durch den Baubetrieb die vorher profilmäßig hergestellte und auch vom Bauaufsichtführenden abgenommene Fahrbahn in den letzten Stunden vor der Pflasterung wieder gleisig gefahren wird. Der Schaden zeigt sich dann sehr bald, nachdem die Pflasterstrecke in Betrieb genommen worden ist: die neue Pflasterbahn wird uneben und gleisig. Da nun der Pflasterunternehmer meistens eine Gewährleistungsfrist übernehmen muß, ist er geneigt, mehr Sand als notwendig verwenden zu lassen, damit die Fahrbahn zunächst glatt erscheint, und die Pflasterer, die im Stücklohn arbeiten, sind es auch zufrieden, weil sie mit mehr Sand schneller vorwärtskommen. Nach einigen Jahren, wenn der Sand festgerüttelt oder zermürbt ist, zeigen sich die Schäden aber doch. Der zweite Fehler, ungleichmäßige Festigkeit der alten Schotterdecke, ist am weitesten verbreitet und wird leider nur zu wenig bemerkt. Eine gleichmäßig abgefahrene Fahrbahn wird selten da sein, das kommt nur bei Porphyren oder ähnlichen sich gleichmäßig abnutzenden Gesteinen vor. Meist ist die alte Fahrbahn in der Mitte ausgefahren oder weist Schüsselbildungen auf. Es ist kein Fehler, wenn die ganze Fahrbahn mit dem Aufreißer auf die ganze Breite tief aufgerissen und unter Zubeße neuen Schotters wieder eingewalzt wird. Man erhält dann wenigstens eine neue Schotterdecke gleicher Festigkeit und von der erstrebten Form der Oberfläche. Das Verfahren ist aber kostspielig und nutzt den Vorteil nicht genügend aus, die alte jahrelang festgefahrene Bahn als Unterlage für das Kleinpflaster zu verwenden. Dazu kommt, daß es bei aller Vorsicht kaum möglich sein wird, diese neue, noch nicht feste Decke vom Verkehr, und sei es nur vom Bauverkehr, freizubehalten. Man wird also wenigstens einige Wochen, besser ein halbes Jahr den Verkehr über die neu eingewalzte Aufbruchstrecke gehen lassen und kleine Unebenheiten nochmals vor Beginn des Pflasterns ausbessern. Vielfach wird man aber — und mit Recht, um die Festigkeit des größeren Teiles der noch gut erhaltenen Fahrbahn auszunutzen und um Kosten zu sparen — die alte Straße nur ausbessern, hervorstehende Teile vorsichtig mit der Spitzhacke abtreiben, mit den so gewonnenen

<sup>1)</sup> Eine knappe Zusammenstellung aller neueren Straßenbauarten bringt Oberbaurat Reiner in seinem lesenswerten Heft: „Der gegenwärtige Stand des Kraftwagenverkehrs und des Baues von Kraftwagenstraßen“, S. 23 u. f., Charlottenburg 1924, Zementverlag.



Massen kleinere Unebenheiten ausbessern und die Schlaglöcher ausfüllen. Hier ist die größte Fehlerquelle. Leider werden sehr oft diese Schlaglöcher nur mit Schotter oder Sand ausgefüllt und nachher mit der Walze abgedrückt, zumal wenn zur Erreichung einer Wölbung auf die ganze Breite oder über die Mitte noch ein dünner Schutt aufgebracht wird. Die Befestigung gelingt scheinbar gut. Der Schaden zeigt sich aber bald nach der Fertigstellung des Pflasters, mitunter auch erst nach Jahren. Denn die Walzenräder können vermöge ihrer Breite die Steine in den höchstens  $20 \times 30$  cm großen, 10 bis 20 cm tiefen Schlaglöchern nicht so zusammendrücken wie auf der höher liegenden Fahrbahndecke. Dies besorgt erst der Verkehr, und die Folge ist, daß sich trotz der scheinbaren Ausbesserung die Schlaglöcher in der neuen Kleinpflasterbahn genau in derselben Weise zeigen wie in der Schotterbahn. Auch Rammen mit der Hand genügt bei den Schlaglöchern noch nicht allein. Das beste Ergebnis wird erzielt, wenn die Schlaglöcher ordnungsmäßig verbaut, mit Hand gerammt und einige Wochen unter Verkehr gelassen werden. Dann haben sich diese Einbauten genügend gesetzt, verspannt und so gefestigt, daß später keine Einsenkungen mehr unter dem Verkehr zu befürchten sind.<sup>2)</sup> So selbstverständlich das hier Gesagte sein mag, so wenig ist es nach unseren Erfahrungen bisher in der Praxis beherzigt worden. Zeigen sich vor dem Beginn der Pflasterung wieder kleine Vertiefungen, müssen diese erst wieder ausgebessert werden.

In gleicher Weise ist zu verfahren an Stellen, wo erfahrungsgemäß örtlich Frostaufbrüche auftreten, wie in den höher gelegenen Gegenden, bei Quellenbildungen usw., soweit da nicht Einbau einer Packlage gegeben ist. Aber auch hier kann nicht genug vor schneller Arbeit gewarnt werden.

Zusammenfassend ist zu sagen:

1. Die Unterbauebene für das Kleinpflaster muß so vorbereitet werden, daß sie die gleiche Form der zukünftigen Pflasteroberfläche erhält, und muß eine gleichmäßig feste, unwandelbare Masse darstellen, je härter, desto besser.
2. Der Ausgleich der Unebenheiten darf keinesfalls mit Pflastersand geschehen.
3. Die ausgebesserte Unterbauebene ist vor dem Einbau des Pflasters so lange dem Verkehr auszusetzen, bis sie gleichmäßig fest ist. Besonders ist auf das vorherige Ausbessern der Schlaglöcher zu achten. Unmittelbar vor dem Pflastern sind neugebildete Unebenheiten nochmals sorgfältig auszugleichen.

b) Wenn die Unterbauebene die unter a genannten Anforderungen erfüllt, wird die Fehlerquelle ausgeschaltet, die zu den meisten Beanstandungen und oft zu Streitigkeiten zwischen Bauherrn und Unternehmer führt. Nicht minder wichtig, aber leichter feststellbar ist die Güte der Pflastersteine und des Pflastersandes.

Die Kleinpflastersteine sollen aus gesundem und unverwittertem festen Gestein von gleichmäßigem Korn und frei von Losflächen sein. Wegen der Anforderungen an die Festigkeit, wie auch wegen der Bewertung des Kleinpflasters im allgemeinen darf ich auf die Veröffentlichungen des Oberbaurats Dr. Scheuermann in der Zeitschr. f. Transportw. u. Str.-B. 1909, Nr. 12 bis 20 und in der Wasser- u. Wegebau-Zeitschr. 1924, Nr. 11 verweisen und auf die petrographischen Untersuchungen des Professors der Geologie Geheimrats Dr. Kalkowsky von 57 sächsischen Kleinpflastersteinen aufmerksam machen, die ich in dem bei E. A. Seemann in Leipzig erschienenen Sonderkatalog der Sächsischen Staatsbauverwaltungen für die Internationale Baufachausstellung in Leipzig 1913 veröffentlicht habe. Die 57 Kleinpflastersteine setzen sich zusammen aus 2 Granuliten, 16 Graniten (5 fein-, 3 mittel- und 8 grobkörnigen), 5 Quarzporphyren, 3 Pyroxengranitporphyren, 16 Pyroxenquarzporphyren, 4 Syeniten, 1 Porphyrit, 7 Diabasen und 3 Basalten und sind zurzeit auf der Verkehrsausstellung in München in Halle V in den Räumen des Landes Sachsen in natürlicher Größe nebst Dünnschliffen, die in elfacher Vergrößerung durch Lupen betrachtet werden können, und Beschreibung der Öffentlichkeit zugänglich gemacht. Im wesentlichen gilt für die Untersuchung der Brauchbarkeit eines Gesteins zu Pflastersteinen dasselbe wie für den Straßenschotter. In Frage kommen ausschließlich Hartgesteine meist eruptiver Herkunft von einer gewissen Spaltbarkeit. So sehr die letztere Eigenschaft der Herstellung einer würflichen Form günstig ist und die maschinelle Erzeugung und damit die Verbilligung fördert, so darf doch die Spaltbarkeit ein gewisses Maß nicht überschreiten, da die Steine sonst unter dem Verkehr spalten. Der Grund liegt in einer versteckten Parallelstruktur, die sich bei der petrographischen Untersuchung deutlich erkennen läßt. Dazu neigen einige Porphyre, die

nur mittlerem Verkehr gewachsen sind. Die große Abschleifbarkeit der Basalte gebietet eine gewisse Vorsicht in der Verwendung bei Steigungen, als deren Grenze Dr. Scheuermann 4% angibt, was sich mit unseren sächsischen Erfahrungen deckt. Auch ist beim Basalt auf Sonnenbrenner zu achten, wofür die Kochprobe empfohlen wird. Beim Granit ist der feinkörnige dem grobkörnigen bei schwerem Verkehr überlegen, der grobkörnige darf aber in Steigungen bis zu 6% verwendet werden. Der Hauptvorteil des hand- und maschinengespaltenen Granites ist, daß er sich der Würfelform am meisten nähert, ohne daß es besonderen Nachbossierens bedarf. Einen der vorzüglichsten Kleinpflastersteine gibt der ostsächsische Diabas, der den schwersten Verkehr aushält, ohne je glatt zu werden. Im allgemeinen fällt es in der Praxis nicht schwer, geeignete Kleinpflastersteine zu finden, weil alle Anforderungen, die an einen Hartschotterstein zu stellen sind, auch für Kleinpflaster Geltung haben und die Eignung eines Bruches zu Hartschotter meist bekannt sein wird. Ob er sich gut spalten läßt, zeigt ein Versuch sofort.

Wesentlich für die Haltedauer des Kleinpflasters ist die Form der Kleinpflastersteine. Die Steine sollen möglichst würflich sein, die Länge und Breite 8 bis 12 cm, die Höhe 9 bis 11 cm betragen. Die Kopffläche soll eben, nicht unter  $64 \text{ cm}^2$  und nicht über  $120 \text{ cm}^2$  (also nicht  $12 \times 12!$ ) groß, die Fußfläche mit dieser gleichlaufend und nicht kleiner als  $\frac{3}{4}$  der Kopffläche sein. Außerdem ist der Stein um so besser zu verwenden, je ebener auch seine Seitenflächen sind. Deshalb werden sich alle Gesteinsarten von einer gewissen Spaltbarkeit nach allen drei Richtungen, wie sie in erster Linie die feinkörnigen Granite besitzen, besonders für Kleinpflaster eignen, auch wenn sie nicht so viel Druckfestigkeit aufweisen können wie andere Gesteinsarten. Wiesbaden verlangt sogar  $\frac{4}{5}$  der Kopffläche als Mindestmaß der Fußfläche. Zweifellos ist das eine gute Forderung, ich halte sie aber für zu hoch gespannt. Sie läßt sich in der Praxis nicht durchführen. Schon bei dem Maß von  $\frac{3}{4}$ , auf das Sachsen in diesem Jahre von  $\frac{2}{3}$  wieder heraufgegangen ist, ist es schwer, vorschriftsmäßige Steine zu erhalten, vor allem aus den Quarzporphyrbriichen, wo sehr viel „polygonales“ Pflaster geliefert wird. Mag dieses Kleinpflaster bei untergeordneten Straßen oder auf Plätzen seinen Zweck erfüllen, für Durchgangstraßen mit starkem und schwerem Verkehr muß es abgelehnt werden. Würde man in solchen Gegenden als Mindestmaß  $\frac{4}{5}$  festsetzen, bekäme man kein Pflaster, oder die Bestimmungen würden allmählich als unerfüllbar außer Schwung kommen. Ich halte deshalb das immerhin noch reichliche Verhältnis von „Fußfläche =  $\frac{3}{4}$  Kopffläche“ für richtiger empfehle aber dann, daß dieses Maß streng eingehalten wird. Dr. Scheuermann macht mit Recht auf die Erweiterung der Fugen aufmerksam, die bei der Abnutzung des Kleinpflasters aus Steinen mit starkem Anlauf eintritt. Wesentlich ist aber m. E. auch die gegenseitige Reibung der Seitenflächen der Pflastersteine, die mit zunehmendem Anzug abnimmt. Je größer die Reibung, um so besser ist die Druckverteilung auf den Untergrund, ein Umstand, der bei der verhältnismäßig kleinen Aufstandfläche, die noch durch ihre Unebenheit vermindert wird, nicht vernachlässigt werden darf. Deshalb ist die Reibung durch möglichst enge Fugen und möglichst ebene Seitenflächen zu erhöhen. Das erstere muß beim Setzen erreicht werden, das letztere bei der Herstellung. Schiefe Winkel der Seitenflächen gegen die Kopfflächen sind dann nicht schädlich, wenn sie bei allen Steinen auftreten, also durch die Gesteinstruktur bedingt sind, weil es dann trotzdem möglich ist, gleichstarke enge Fugen herzustellen. Schlimmer sind die Backen an den Seitenflächen, die den schlechtesten Fugenschluß geben. Da nützt auch kostspieliges Nachbossieren nicht. Gesteine mit typischer Backenbildung sollten daher vermieden werden. Auch hier werden sich die Pflasterer gern, um schneller vorwärts zu kommen, mit viel Sand helfen, was aus den früher angeführten Gründen schädlich ist.

Zusammenfassend ist also zu sagen:

Die Kleinpflastersteine sollen würflich sein, ebene Flächen besitzen (Fußfläche nicht kleiner als  $\frac{3}{4}$  der Kopffläche) und mit engen Fugen verplastert werden. Der Pflastersand soll scharfkörnig sein. Feinkörniger, ton- und lehmhaltiger Sand ist zu vermeiden.

c) Noch auf einige Fehlerquellen sei hingewiesen, die bei der Herstellung der Pflasterung beobachtet werden.

Nach unseren sächsischen Erfahrungen bestehen hinsichtlich der Haltbarkeit keine nennenswerten Unterschiede zwischen Reihen-, Kreuz- und Bogenpflasterungen. Bei Granit hat sich in starken Steigungen über 5% Reihenpflaster recht gut bewährt und wird von den Fuhrwerken gern benutzt, weil die Pferde besonders im Winter an den Kanten der Steine besser mit den Stollen Halt gewinnen. Bogenpflaster sollte nur von durchaus erfahrenen Setzern ausgeführt werden, da der angebliche Vorteil — Gewölbewirkung — leicht durch den Nachteil wettgemacht wird, daß sich bei nicht ganz gleichmäßig ausgesuchten Steinen verschieden starke Fugen bilden, die den Verband

<sup>2)</sup> Über die Behandlung der Schlaglöcher berichtet Oberregierungsbaurat Kluge demnächst in der „Verkehrstechnik“ in einem Aufsatz: „Ein Beitrag zur Unterhaltung wassergebundener Schotterstraßen“ ausführlich, worauf hier Bezug genommen wird.



lockern. Besser ein strammsitzendes engfugiges Kreuzpflaster als ein schlecht ausgeführtes Bogenpflaster, das übrigens auch teurer ist. (Wer sich über das Pflastersetzen genauer unterrichten will, findet das Wissenswerte außer in den angeführten Veröffentlichungen Dr. Scheuermanns im Buche des Münchener Pflastermeisters F. W. Noll „Zur Vervollkommnung des Kleinpflasters“, erschienen bei E. Lange in Berlin SW 29.)

Am Straßenrande macht sich häufig ein Einsinken und Kippen der vorletzten Steinreihe bemerkbar, wenn die letzte Reihe zum besseren Abschluß aus bordsteinähnlichen Langsteinen (auch Teumaer Platten) oder Großpflastersteinen hergestellt ist. Beim Auskoffern der um 8 bis 12 cm tiefer liegenden Gründungssoble bricht die Innenseite der Baugrube auf einige Zentimeter ab, da sie nicht senkrecht stehen kann. Die Folge ist, daß die erste Kleinpflasterreihe, auch wenn der Schaden durch Verkeilen beseitigt worden ist, im Laufe der Zeit unter dem Verkehr einsinkt und nach außen kippt. Bei den neueren sächsischen Ausführungen ist deshalb mit recht gutem Erfolge von besonderen Randsteinen abgesehen worden. Es müssen nur an der Außenseite die Steine ordentlich verkeilt und die Seitenstreifen mit dem Aufbruchschotter gut befestigt und abgerammt werden.

Wenn irgend zugänglich, soll die Pflasterung in voller Breite unter Sperrung des Verkehrs durchgeführt werden. Wenn die Umwege durch Tafeln einheitlich und eindeutig bezeichnet und die Abweistafeln nachts gut beleuchtet werden, wenn ferner die Sperrung rechtzeitig, mindestens acht Tage vorher in den Tageszeitungen, nicht bloß im Amtsblatt, und in Automobilzeitungen und nach Einvernehmen mit den örtlichen Kraftfahrervereinigungen bekanntgegeben werden und durch Aufklärung in den Zeitungen den Fahrern klargemacht wird, daß gerade sie das meiste Interesse an einer tadellosen Bauausführung haben, dann wird sich der Verkehr eine Sperrung auf drei bis vier Wochen viel leichter gefallen lassen, als man gemeinhin annimmt, zumal da bei einer Kleinpflasterung auf zwanzig Jahre Ruhe eintritt.

Läßt sich aber eine Sperrung nicht ermöglichen, dann müssen Vorkehrungen getroffen werden, die die Bildung von Gleisen in der neuprofilierten Unterbauebene unter allen Umständen vermeiden. Das ist natürlich bei halbseitiger Ausführung schwer. Besonders die zweite Hälfte, die den gesamten Verkehr zusammengedrängt oft auf 2 bis 2,5 m Breite aufnehmen muß, kommt in der Regel sehr schlecht weg. Wenn der Verkehr auf das fertige Kleinpflaster der ersten Hälfte übergeleitet worden ist, wird vielfach die zweite, fast ganz zerfahrene Hälfte nur notdürftig wieder eingeebnet, weil die Pflasterer drängen, um vorwärts zu kommen. Hier muß die Bauleitung rücksichtslos vorgehen und darf unter keinen Umständen mit Pflastern beginnen lassen, ehe nicht eine vollkommen profilrechte und gleichmäßig feste Fabrbahndecke wieder hergestellt ist. Die Innenseite des in Angriff genommenen halbseitigen Pflasters ist durch Saumhölzer sicher zu stützen, die mit eisernen Dörnern unverrückbar festgehalten werden. Die Mittelfuge, die oft durch die Fahrzeuge trotz aller Vorsicht zerstört wird, muß zuletzt besonders sorgfältig geschlossen werden. Da die Arbeiten in der Regel im Gedingelohn an einen Unternehmer vergeben werden, dessen Arbeiter wieder in Stücklohn tätig sind, soll die Bauverwaltung hier nicht sparen und lieber die Instandsetzung solcher fast unvermeidlicher Schäden besonders vergüten und in Tagelohn ausführen lassen. Durch Anlagen hölzerner Auffahrbrücken am Anfang und Ende der Teilstrecken wird eine weitere Ausschaltung von Beschädigungen der Unterbauebene und der frischen Pflasterung erreicht. Auch soll an Beleuchtung und Bewachung der Baustrecke nicht gespart werden, weil jede Zerstörung der alten und der neuen Fahrbahn einen dauernden Schaden erzeugt.

Aus diesen Gründen ist zu empfehlen, nicht alle Arbeiten der Pflasterung an einen Unternehmer zu vergeben, sondern die wichtigen Vorarbeiten in der Hand der Bauverwaltung zu behalten und sie im Tagelohn unter fachmännischer Aufsicht ausführen zu lassen. Die neuen sächsischen „Bedingungen für die Ausführung von Kleinpflasterarbeiten auf Staatsstraßen“ schreiben daher z. B. folgendes vor:

Dem Auftraggeber liegt ob:

- a) die Kleinpflastersteine, den Pflastersand und das Wasser anzuliefern,
- b) die Pflasterunterbauebene herzustellen,
- c) den Pflastersand in das Pflasterbett einzubringen und einzuebnen,
- d) das Aussondern der Pflastersteine nach Höhen von 1 cm Unterschied,
- e) das Zufördern der Pflastersteine von den seitlichen Ablagerungsplätzen,
- f) das Überziehen des Pflasters mit einer 1 cm hohen Sandschicht,

- g) die Stellung und Unterhaltung der Pflasterlehren, Pflaster-einsäumungshölzer nebst Eisenpfählen, hölzernen Auffahrbrücken und Absperrungs- und Beleuchtungsvorrichtungen,
- h) die Absperrung, Beleuchtung und Bewachung der Pflasterstrecke, sowie
- i) die Regelung des öffentlichen Verkehrs auf der Pflasterstrecke.

Dem Auftragnehmer liegt ob:

- a) das fugenrechte Setzen des Kleinpflasters aus Steinen von 8 bis 12 cm Länge und Breite und 9 bis 11 cm Höhe in die vorbereitete Sandschicht nach vorgeschriebenem Querschnitte und mit 2 cm Erhöhung über der endgültigen Pflasterhöhe,
- b) das Rammen des Pflasters unter Begießen mit Wasser, sowie das Zufüttern der Fugen mit Sand,
- c) das Auswechseln beim Rammen etwa zersprungener Steine,
- d) die Stellung und Unterhaltung der Pflastergeräte, sowie
- e) die Erfüllung der Verpflichtung als Arbeitgeber in bezug auf die reichsgesetzliche Arbeiterversicherung.

Ebenso wichtig wie diese Arbeitsteilung ist eine tüchtige Bauaufsicht, die sich reichlich bezahlt macht.

Wenn nach den hier entwickelten Grundsätzen verfahren wird und dadurch die Nachteile vermieden werden, die nicht in der Bauart an sich, der Beschaffenheit der Steine und dem Pflastern im allgemeinen, sondern in der mangelhaften Vorbereitung der Unterbauebene, der falschen Form der Steine und der unsachlichen Verpflasterung ihre Ursache haben, dann wird das Kleinpflaster wie bisher auch in Zukunft wegen seiner allbekannten Vorzüge, die Dr. Scheuermann in den erwähnten Aufsätzen erschöpfend gewürdigt hat, an der Spitze aller hochwertigen Decken stehen, und in gebirgigen und waldreichen Gegenden wird es allein in Frage kommen, weil dort Beton und Bitumen wegen Steigung, Feuchtigkeit, Glätte und Frostwirkung ausscheiden. An eine Voraussetzung ist allerdings die Verwendbarkeit des Kleinpflasters gebunden, nämlich an die Wirtschaftlichkeit. Der Kampf, ob wasser- und sandgebundener Schotter oder eine hochwertige Decke zu verwenden ist, ist bei starkem und schwerem Kraftwagenverkehr — über 1000 t in 24 Stunden — aus rein technischen Gründen ohne Rücksicht auf die Ergebnisse von Wirtschaftlichkeitsberechnungen zugunsten der hochwertigen Decke bereits entschieden. Welche hochwertige Decke aber — Beton, Bitumen, Kleinpflaster — den Sieg davontragen wird, darüber entscheidet die Wirtschaftlichkeit. Die große Haltedauer der Kleinpflasterdecken ist erwiesen, für Beton- und Bitumendecken liegen in Deutschland noch nicht genügend Erfahrungen vor. Die ausländischen, besonders die englischen und amerikanischen Ergebnisse sind mit Vorsicht zu bewerten und erst lange Jahre im deutschen Klima und unter deutschen Verhältnissen hinsichtlich der Bewährung der Baustoffe und Baumethoden auszuprobieren. (Wenn England z. B. das Kleinpflaster nicht anwendet, so liegt dies auch mit daran, daß es wenig Kleinpflastersteine im Lande hat.) Die Gefahr, die dem Kleinpflaster in Zukunft droht, liegt nicht in seiner Brauchbarkeit, sondern in der Höhe der Kosten der erstmaligen Herstellung. Vor dem Kriege kostete in Sachsen 1 m<sup>2</sup> fertigen Pflasters 6 bis 8 Mark, 1 m<sup>2</sup> hochwertiger Decke 5 bis 6 Mark, die aber höhere Unterhaltungskosten und geringere Haltedauer aufweist. Jetzt sind die Kleinpflasterpreise hier auf 16 bis 18 Mark gestiegen, ohne daß sich diese Erhöhung in vollem Maße aus der allgemeinen Preislage rechtfertigen läßt, während eine hochwertige Bitumendecke für 9 bis 11 Mark zu erhalten ist. Unter diesen Umständen ist es Pflicht der Bauverwaltungen, schon aus diesem Grunde andere hochwertige Decken auszuprobieren und auf ihre wirtschaftliche Brauchbarkeit zu untersuchen. Sache der Pflastersteinlieferanten und des Pflasterergewerbes wird es sein, mit den Preisen auf die normale Höhe herunterzugehen. Das wäre auch im volkswirtschaftlichen Interesse erwünscht, da die Steinindustrie in Deutschland vielen Tausenden von Arbeitern Verdienst gibt und die zum Kleinpflaster gebrauchten Baustoffe im Gegensatz zu dem Bitumen sämtlich im Inlande bezogen werden können.<sup>3)</sup>

Schlußergebnis: Wenn bei der Herstellung von Kleinpflaster alle Regeln der Straßenbaukunst, insbesondere die von Dr. Scheuermann in den angeführten Veröffentlichungen und von mir hier angegebenen Grundsätze beachtet werden, wird das Kleinpflaster nach wie vor eine bereits bewährte hochwertige Decke für starken und schweren Verkehr auf den Landstraßen bleiben, die bei normalen Preisen zurzeit von keiner anderen Bauweise an Wirtschaftlichkeit übertroffen wird. Seine Verbreitung liegt im Interesse der deutschen Volkswirtschaft.

<sup>3)</sup> Vergl. Oberbauamtmannt Stillkrauth - München, Moderner Straßenbau in Nr. 49/50 des ADAC-Sport, der besonders die bayerischen Verhältnisse bespricht.



## Über die Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.<sup>1)</sup>

Bei den vielen verkehrstechnischen, wirtschaftlichen und ästhetischen Rücksichten, die bei Anlage und Gestaltung von Straßenbrücken maßgebend sind, hat man auch auf den „Querverkehr“ der Brückenbahn, d. h. auf die freie Verbindung zwischen Gehweg und Fahrdamm für die Fußgänger, von jeher Wert gelegt. Seine Berücksichtigung ist bei Entwürfen und Wettbewerben mitunter eine Bedingung für die Anlage des Bauwerks gewesen.

Dieser Bedingung läßt sich ohne weiteres genügen, wenn das Haupttragwerk, mag es Eisen, Stein, Holz oder Eisenbeton sein, unter die Fahrbahn gelegt werden kann, was ja nach den jeweiligen Verhältnissen und Verkehrsansprüchen — zumal aus Schönheitsrücksichten — möglichst angestrebt werden soll. Wenn aber ein Brückentragwerk, z. B. mit Rücksicht auf die niedrige Lage der Fahrbahn über Hochwasser oder auf die Verkehrsfreiheit des gekreuzten Weges, also praktischen Forderungen entsprechend, oben angeordnet werden muß, so stellt die Schaffung jener uneingeschränkten Querbeweglichkeit, bei der Vielseitigkeit wirtschaftlicher und zweckmäßiger Lösungen, den Ingenieur und Architekten oft vor eine ebenso interessante wie schwierige Aufgabe.

Man kann bei der Anlage der Schwierigkeit dadurch sehr einfach Herr werden, daß man grundsätzlich die Haupttragwerke außerhalb der beiderseitigen Gehwege, also in der Geländeflucht anlegt, wobei kein Einbau störend zwischen Gehweg und Fahrdamm zu treten braucht. Eine solche Lösung wurde sehr oft gewählt, vor allem bei großen Strombrücken in Städten, wo erhöhte Ansprüche gestellt werden. Sie erfordert aber erhebliche Mehrkosten für die größere Breite der Querkonstruktion. Es fällt dem wirtschaftlich und statisch denkenden Ingenieur in einer Zeit, wo sparsames Bauen, produktive Leistung und gute Arbeit ein ernstes Gebot deutschen Wirtschaftslebens geworden sind, wo oft alle großzügigen Pläne an der harten Notwendigkeit der Geldknappheit scheitern, recht schwer, bei solchem nur dem Verkehrszwecke dienenden Bauwerk die Brückenbahn-Konstruktion (die Querträger) z. B. statt 15 m 25 m weit zu spannen, also schwer und teuer zu bauen.

Man wird deswegen zur Einschränkung der Fahr- und Gehbahn-Konstruktion die Haupttragwerke im allgemeinen so nahe wie möglich an die Bordkante des Dammes und die Gehwege daneben auf leichte Unterstützung legen. Von dieser naturgemäßen Anordnung wird man nur abweichen, wenn besondere Gründe dazu zwingen; man wird prüfen, wie man durch zweckmäßige Ausbildung der Tragwand die freie Beweglichkeit möglich macht.

Bei dem Bestreben nach einem gerechten Ausgleich muß man sich auch über den sogenannten „Querverkehr“ einmal Rechenschaft ablegen, der von mancher Seite stets für unentbehrlich gehalten wird.

Der Querverkehr äußert sich m. E. in folgenden Formen:

1. Bei Schräg- oder Gerad-Überschreiten des Dammes zur Abkürzung des Weges.
2. Ebenso zur Begrüßung von Passanten, die auf der anderen Seite gehen.
3. Ebenso zur Betrachtung des Landschafts- und Städte-Bildes in der Umgebung.
4. Ebenso zur Teilnahme an besonderen Ereignissen in der nächsten Umgebung, z. B. auf dem Flusse oder auf anderen Verkehrswegen, die Interesse und Schaulust oft unerwartet in Anspruch nehmen können.
5. Das Überholen von langsam gehenden oder stillstehenden Personen, das Vorbeigehen an Verkehrsstauungen, besonders bei langen, schmalen Gehwegen und stärkerem Verkehr.
6. Das Vorbeigehen an Unterhaltungsarbeiten auf dem Gehweg.
7. Das Begleiten von Fuhrwerken an der Dammkante entlang.
8. Das Ausweichen vor Fuhrwerken zum Gehweg.
9. Die Verbindung mit der Haltestelle einer Straßenbahn.
10. Die Verbindung mit einem öffentlichen Gebäude und mit anderen Wegen an der Brücke.

Eine kurze Betrachtung der Gründe und Arten eines solchen „Querverkehrs“, die sich naturgemäß bei langen und schmalen Brücken viel stärker als bei kurzen und breiten äußern, führt zu folgendem Schluß:

Zu 1. bis 4. Die Brücke dient zunächst und vor allem dem „Längsverkehr“, nicht dem „Querverkehr“; ihm muß sich bei Verkehrsdisziplin der Fußgänger genau so wie das Fuhrwerk anpassen, schon deshalb, weil ein Schräg-Überschreiten wirklich nur recht wenig Zeit erspart, ferner aber der Passant sich in Gefahr und die Wagen bzw. andere

Gefährte in Verlegenheit bringt. Ferner ist eine Verbindung mit der anderen Brückenseite aus den genannten Gründen meist am Ende bzw. Mittelpfeiler, wenn nicht überhaupt durch das Stabwerk des Trägers hindurch jederzeit und, zumal bei kurzen Brücken, ohne Zeitverlust möglich.

Zu 5. bis 8. Dem bequemen Vorbeigehen an Personen, an Verkehrsstauungen und Unterhaltungsarbeiten kann durch reichliche Bemessung der Gehweg-Weite und durch vorübergehende Einschränkung des Dammes, dem Ausweichen und Führen am Damme durch die übliche Anlage eines mindestens 50 cm breiten Bordstreifens genügt werden; auch die neuerdings für Hauptverkehrsstraßen erlassenen Polizeiverordnungen können bei energischer Durchführung auch den Brückenverkehr regeln.

Zu 9. bis 10. Der Zugang zu Haltestellen und anderen Wegen von der Brücke aus kommt wohl nicht so häufig vor; er könnte gegebenenfalls vor und hinter der Brücke angelegt werden.

Hiernach sollte man dem „Querverkehr“ grundsätzlich nicht die Bedeutung einräumen, die ihm gemeinbin — m. E. in übertriebener Weise — wohl mehr aus Gewohnheit als aus sachlicher Überlegung zugewiesen wird. Jedenfalls soll man ihm nicht andere Vorteile eines großen Bauwerks opfern, soll seinetwegen die Brückenkonstruktion, die sonst allen Ansprüchen genügt, nicht erschweren und verteuern, sogar unmöglich machen. Natürlich wird man auf seine Erhaltung Wert legen, soweit es sich mit anderen wichtigen Belangen vereinigen läßt.

Der Möglichkeiten, eine mehr oder weniger unbeschränkte Querbeweglichkeit zu schaffen, bieten sich ja viele, je nachdem man bei dem Tragwerk an der Bordkante Weitmaschigkeit oder Strebenlosigkeit des Fachwerks und zwar mit einem Obergurt weit über Kopfhöhe, sowie ein System von Hängestäben an Bogen oder Kette vorsieht.

Allerdings bleibt es in solchen Fällen der Entscheidung des Bauherrn überlassen, welche Verkehrsrücksichten bei seiner Anlage maßgebend sein sollen und ob sich ein etwaiger Mehraufwand empfiehlt, den der Brückenfachmann nicht für angebracht hält.

Wenn nach Vorstehendem dem „Querverkehr“ nicht immer ein entscheidender Einfluß auf die Gestaltung des Bauwerks einzuräumen ist, so scheint mir eine andere mit ihm sehr verwandte, oft verwechselte Forderung von größerer Bedeutung zu sein. Es ist dies die Freiheit des „Umblicks“ und des „Durchblicks“ auf der Brücke, also eine ästhetische Rücksicht, die wir Ingenieure nicht hoch genug einschätzen können und die in den letzten Zeiten glücklicherweise eine besondere Beachtung gefunden hat.

Ihr sollte man bei Entwürfen für Brücken, deren Tragwerk aus bestimmten Gründen oben liegen muß, eine erhöhte Beachtung entgegenbringen; mit ihr steigt der Wert des Bauwerks bedeutend.

Zunächst werden wir den ungestörten und vielseitigen „Ausblick“ von dem meist erhöhten Standpunkte der Brücke in eine reizvolle Umgebung, in ein freundliches Landschafts- oder Städte-Bild, auf Leben, Treiben und Strömung, sowie auf Hochwasser und Eisgang eines Flusses, auf seine oft wohlgepflegten, prachtvoll bebauten, idyllisch angelegten Ufer oder auf den Schiffs- und Umschlags-Verkehr eines Hafens und auf das Getriebe der Eisenbahn, ferner den Blick in anmutige Täler, auf ferne Höhen und zur freien Himmelsfläche, auf Sport usw. als eine Wohlthat genießen. Auch ist der Aufenthalt auf einer freigelegenen Brücke an schönen Tagen ein Genuß für die Bewohner der Stadt, die das Bauwerk mitunter gern als Wandelbahn benutzen. Demzufolge hat man schon im Mittelalter Brücken in breiter Landschaft als überdeckte Wandelhalle ausgebaut, wo man — ungestört durch Witterungseinflüsse — in Muße eine schöne Fernsicht in die Umgebung genießen konnte. In solchen Fällen dient die Brücke über den Verkehrszweck hinaus noch höheren Kulturwerten; sie trägt so zur Freude an Natur, Leben und Schönheit bei.

Ebenso wichtig wie dieser „Umblick“ auf der Brücke ist der „Durchblick“ durch sie hindurch von einem anderen Standpunkt aus, z. B. von einer benachbarten Brücke, vom Flusse oder von den Ufern aus. Dies ist die bei Entwürfen und Wettbewerben so viel geforderte und oft umstrittene Frage, wie man die Gestaltung z. B. des Eisenüberbaues wählt, ohne das Städte- und Landschaftsbild durch zuviel Stabwerk zu zerstören und eine entsprechende Perspektive der Gesamtanordnung zu schaffen, ferner wie man das Bauwerk in der Umwelt kühn heraushebt oder aber es diesem bescheiden anpaßt. Hier ist die dem Baukünstler gestellte Aufgabe oft schwer zu erfüllen, weil auch gut geformte Eisenbrücken sehr wohl im geometrischen Bilde eine gefällige Erscheinung geben können, aber bei vielfältigem, sich oft durchschneidendem oder verwirrendem, schrägem und geradem Stabwerk in der Perspektive (schräg gesehen) nicht immer einen ansprechenden Gesamteindruck zu hinterlassen brauchen.

<sup>1)</sup> Siehe die die Ästhetik des Brückenbaues behandelnden Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ 1924, Heft 45 u. 47, 1925 Heft 11, sowie im „Zentralbl. d. Bauverw.“ 1923, Nr. 75/76.



Für diesen ist da allgemein neben der symmetrischen, rhythmischen und harmonischen, neben der einheitlichen und großzügigen, ruhigen wie würdigen Gliederung und Linie, neben der Vermeidung aller Monumental-Architektur, vor allem die Betonung des markanten, flach und niedrig zu haltenden Fahrbahnbandes, die Heraushebung der Stützpunkte, die Aufteilung der Öffnungen, die Zusammenfassung aller Kräfte in wenige und starke Glieder, die Schaffung von wuchtigen und verständlich hervortretenden Umrißlinien sowie von luftigen Querverbänden und von gleichmäßigen und weitmaschigen Stabgebilden in straffer Eiseneigenform unerlässlich. So gestaltete Träger kann man an die Bordkante oder in die Geländerflucht legen; im ersten Fall ist die Anlage, wie zu Anfang erörtert, wirtschaftlicher, aber im Sinne unseres Themas ästhetisch schwerer zu lösen, denn sie kann trotz bester Gestaltung wegen der genannten Eigentümlichkeit des Fachwerks einen vollen Umblick und Durchblick ohne weiteres nicht gestatten.

Die fast unbeschränkte Freiheit des Blickes und die wohlthuende Perspektive — wie vorher als erstrebenswerteste, nicht immer erreichbare Form erörtert — bietet m. E. wohl nur ein Stabwerk, wie es mit Bogen- und Hängebrücken verbunden ist und im strebenlosen Fachwerk erscheint, d. h. das lotrechte System der Hängestäbe, die in schlanker Form, in großen Abständen durch die mit ihnen steif verbundenen Querträger die Brückenbahn tragen. Dabei bleibt der weitaus größte Teil der letzteren frei von störenden Einbauten, so daß ein ausreichender „Ausblick“ und „Durchblick“ über der Bahn gewährleistet ist.

Der Bogen und das Hängeband, Gebilde aus wenigen Traggliedern, sind längst in das allgemeine Verständnis übergegangen und gerade ihre klar und leicht in die Erscheinung tretende, ebenso belebende wie vertrauenerweckende Linie und die markante Betonung der Fahrbahn sowie weniger Stützpunkte haben zu ihrer Beliebtheit beigetragen. Ihnen gegenüber darf man wirtschaftliche Gesichtspunkte nicht in den Vordergrund stellen. Auch bei Anordnung von drei und vier Hauptträgern einer in der Bauhöhe äußerst einzuschränkenden Fahrbahn braucht der Gesamteindruck nicht zu leiden. Ich glaube, daß sie unser ästhetisches Empfinden — vor allem bei der weitgedehnten Überspannung von drei Öffnungen und bei einer Linienführung nach der Belastung — am meisten befriedigen, wohl mehr als ein noch so gefälliges Balkenfachwerk (z. B. Hängefachwerk), dessen Kräftewirkung weniger verständlich bleibt, dessen Füllungen wegen des sich überschneidenden und oft verwirrenden Stabwerks sowie dessen lastender Schwere und Starrheit das Auge nicht immer ganz befriedigen können.

Dem Fachwerk haftet die Schwäche des vielgliederten Stabwerks eiserner Brücken an, die, in der Schrägen gesehen, mitunter wenig ansprechen. Der Fachwerkträger kann selbstverständlich bei kleinen Öffnungen, aber auch in weiter Ebene über breite Flüsse, in langgestrecktem Zuge, in einfacher (nicht nüchterner) Gliederung sehr wohl ästhetisch befriedigen, aber mehr bei Eisenbahn-, Wehr- und Kanalbrücken als bei den leichteren Straßenbrücken.

Die Bogen- und Hängebrücken, die natürlich erst bei größeren Spannweiten recht in die Erscheinung treten, die man nur empfehlen kann, verbinden nun mit der Freiheit von „Umblick“ und „Durchblick“ auch die fast unbeschränkte Querbeweglichkeit, von der anfangs die Rede war; sie erfüllen also die dreifache Forderung. Es hat in ihrer Mitte der Beschauer nicht das Gefühl des Eingesperrtseins in einem engen, langen Schlauch, wie es oft bei den auch oben eng versteiften Gitter- oder Fachwerk-Trägern der Fall war und ist, sondern die belebende Empfindung allseitiger Freiheit, den angenehmen Eindruck von Licht und Luft.

Bei der Formgebung der Tragbogen, die sich kühn und flach, nicht stark gekrümmt über die Öffnung spannen sollen, tritt neuerdings das Bestreben hervor, das vielfach aufgelöste Tragwerk bei geringerem Gurtabstand in Vollwand auszubilden, um eine ruhige, monumentale, einheitliche Wirkung zu schaffen. Daß ein Doppelvollwand-Spannbogen großer Weite — bei nicht zu großem Gurtabstand — in dieser Hinsicht dem Fachwerkbogen mit kleinen Feldern, kurzen Füllstäben und großen, unregelmäßig ausgebildeten Knotenblechen überlegen ist, unterliegt keinem Zweifel. Dem unruhig wirkenden Füllwerk enger

Teilung ist die strebenlose (leider statisch schwer bestimmbare) Tragwand kraftvoller Gurtung oder die Vollwandfläche vorzuziehen, weil sie ein geschlosseneres und ruhigeres Bild abgibt. Allerdings ist auch bei solchen Fachwerkbogen nicht die Einzelausbildung, sondern — wie bei allen Eisenbrücken — die Umrißlinie für den Gesamteindruck mit entscheidend. Die Vollwandform darf, wie es z. B. bei hochgezogenen Eisenbetonbogen, bei geringen Lasten und Weiten, leicht der Fall sein kann, nicht schwer und plump in die Erscheinung treten; Größe der Trägerfläche muß mit Spannweite und Straßenbreite der Brücke in gutem Einklang stehen.

So große Vollwandbogen können überdies an den Stützpunkten über den Pfeilern, wo sie unter die Fahrbahn tauchen, im Gegensatz zu dem leichter wirkenden normalen Stabwerk dem Beschauer auf der Brücke leicht zu hoch und unförmlich, manchmal vielleicht auch zu starr und nüchtern erscheinen, während sie aus der Ferne gesehen eine ansprechende Form und Linie aufzuweisen pflegen. An dieser Stelle beschränken sie auch — allerdings auf kurze Strecken — den Umblick.

Um bei den oft wiederkehrenden Brückenanlagen mit drei Öffnungen, die sich für eine gefällige Gestaltung, auch für die Kreuzung von Schiffahrtswegen besonders eignen, der dreifachen Hauptforderung — Querverkehr, Umblick und Durchblick — möglichst gerecht zu werden, kann man, wenn es geht, den Tragbogen in der Haupt- und Mittelöffnung über die Fahrbahn spannen und ihn in den Seitenöffnungen in stetiger Linie und wirtschaftlicher Form unter die Fahrbahn ziehen, so daß über dieser — bis auf eine nur wenige Meter betragende Strecke an den Mittelpfeilern — auf ganzer Brückenlänge uneingeschränkte Freiheit für Verkehr und Umsicht herrscht, und zugleich die dominierende Stellung der Mittelöffnung gekennzeichnet wird.

Zur Veranschaulichung darf vielleicht die in Abb. 1 wiedergegebene Skizze einer 22,50 m breiten, über einen Fluß führenden Brücke — in Flußstahl — von 80 m Mittelöffnung und je 45 m Seitenöffnung dienen (Vollwand-Bogenträger mit Zugband, eingehängte Seitenträger).

Bei diesem System kann nun — was uns hier interessieren soll — der Fall eintreten, daß der langgestreckte Träger in den beiden Seitenöffnungen wegen zu geringer Bauhöhe aus statischen und wirtschaftlichen Rücksichten sich unten nicht ganz unterbringen läßt. Er wird dann bei einwandfreier Höhenbemessung — vielleicht bis zu  $\frac{1}{16}$ , höchstens  $\frac{1}{18}$  der Länge — gegebenenfalls bis zu einem bestimmten Ausmaß aus der Gehbahn heraustreten müssen. Für die Entscheidung über diese Maßnahme müssen wir den Maßstab unserer drei Forderungen anlegen, von denen wir die Querbeweglichkeit an letzte Stelle setzen. Der Umblick und Durchblick sind gewahrt, solange die Erhebung nicht mehr als etwa Geländerhöhe, also 1 bis 1,3 m beträgt; muß sie darüber hinausgehen, so empfiehlt es sich, den ganzen Träger auch in der Seitenöffnung einheitlich über die Fahrbahn zu legen.

Der etwa 1 bis 1,3 m heraustretende Träger, der bei der angenommenen Lage also Gehbahn vom Fahrdamm trennt, nimmt dem Auge nicht die Freiheit des Umblicks, er verhindert aber den freien Querverkehr auf der Länge der Seitenöffnungen. Seine Höhe über Gehweg muß aus ästhetischen Rücksichten schon der des Geländers etwa angepaßt sein; eine geringere Höhe würde wenig vorteilhaft wirken; man muß bequem wie über eine Brüstung über ihn hinweg-

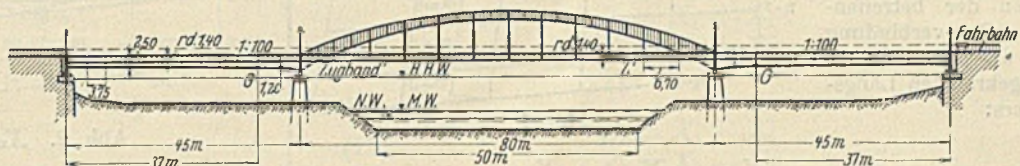


Abb. 1.

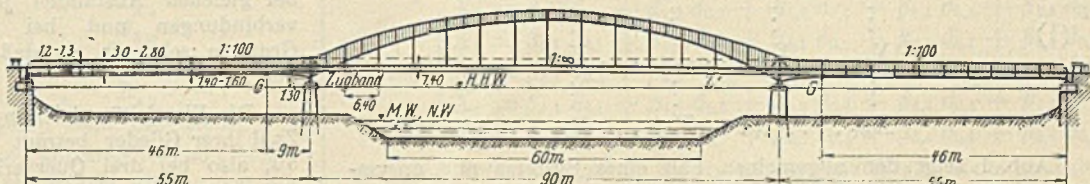


Abb. 2.

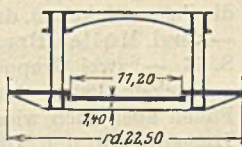


Abb. 3a.

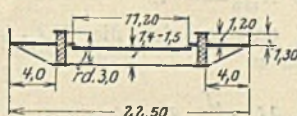


Abb. 3b.

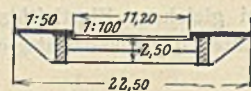


Abb. 3c.



blicken können. Er ist dann die natürliche Fortsetzung des Mittelbogens über den Mittelpfeiler hinweg, er kann bei seiner höheren Steifigkeit die Seitenöffnung in größerer Weite überspannen. Die Gurtung des heraustretenden Trägers muß gegen Mißbrauch geschützt werden. Eine solche Anordnung ist für dieselbe Straßenbrücke — nur mit 200 m Gesamtstützweite — in Abb. 2 skizzenhaft dargestellt. Abb. 3a bis c zeigen die entsprechenden Querschnittsskizzen.

In solchen Fällen empfiehlt sich eine Ausbildung des ganzen Trägers in Vollwand; bei Fachwerk würde das Heraustreten bezw. das Verschwinden der Füllglieder unverständlich und unruhig wirken, genau so wie man Versteifungsträger von Hängebrücken in der Flucht des Geländers nicht niedriger als dieses anordnen darf, um nicht Bauformen zu schaffen, die man als „verstümmelt“ oder „unfertig“ ansprechen muß. Die leicht zu groß geratende Höhe des Vollwandträgers wird durch die Fahrbahn vorteilhaft geteilt.

Man hat dann zu wählen, ob man den Träger ganz über Fahrbahn legen und damit den beiden Hauptforderungen Abbruch tun oder ihn nur bis etwa 1 m oder 1,20 m über Gebbahn erheben und damit den Querverkehr einschränken will. Da dieser aber nicht so mitsprechen soll, zumal wenn Gehweg und Fahrdamm breit genug sind und eine Verbindung mit der anderen Brückenseite am Mittelpfeiler möglich ist, soll man seine Beschränkung verantworten, wenn überwiegende Belange ästhetischer und wirtschaftlicher Art bei dem Gesamtbauwerk dazu zwingen. Es ist dem Bauherrn natürlich überlassen, das ganze Tragwerk in solchen Fällen in Geländerflucht legen zu lassen und dazu eine größere Bausumme aufzuwenden, dann werden alle drei Forderungen erfüllt. Zu beachten bleibt dann, daß die Trägerflächen in Vollwand bei den Seitenöffnungen zu hoch, damit auch zu schwer erscheinen können, ferner die so wichtige Betonung der Hauptlinie, der Fahrbahn, leider zurücktritt.

Das Heraustreten des Tragwerks aus der Brückenbahn spielt oft eine große Rolle bei Hängebrücken mit Versteifungsträgern, die man bei großer Stützweite in der etwa 1,2 bis 2 m hohen Fahrbahnkonstruktion oft nicht unterbringen kann; dann wird man den Versteifungsträger entweder, wie bei der neuen Straßenbrücke zu Köln,

in Geländerflucht legen oder, wie bei den drei neuen Straßen-Hängebrücken über den Alleghany-River in Pittsburg zwischen Fahrbahn und Gehbahn hervortretend anordnen.

Die Anlage dieser drei in der „Bautechnik“ 1925, Heft 21 vom 15. Mai 1925 kurz erörterten Brücken von je 270 m Länge ist hier von besonderem Belang, weil wegen der geringen Bauhöhe (Querträger 1,20 m hoch) die rd. 2,75 m hohen Versteifungsträger am Bordstein angeordnet und 90 cm aus der Brückenbahn herausgehoben wurden.

Die herausstehende Trägerwand, die zur Einschränkung der Höhe dreiteilig gewählt wurde, trennt auf die ganze Brückenlänge von 270 m den Gehweg vom Fahrdamm, hebt also jeden Querverkehr auf, wenn sie auch im übrigen den freien Umblick gestattet. Man hat jedenfalls wegen der geringen Bauhöhe zwischen Schifffahrtshöhe und Gelände sowie aus Sparsamkeitsrücksichten davon abgesehen, die Tragwände in Geländerflucht zu legen; die Anlage ist ein typisches Beispiel der hier vertretenen Auffassung, daß man aus rein praktischen Gründen zu Anordnungen gezwungen werden kann, die aus straßenverkehrstechnischen Rücksichten nicht immer willkommen sind.

Ganz einwandfreie Formen, die allen gefallen, werden sich nicht finden lassen. Es mag manchem z. B. die Fortsetzung des großen Tragbogens über der Seitenöffnung besser gefallen als der Übergang am Mittelpfeiler zu den unten sich anschließenden Seitenteilen. Doch ist dieser Übergang unmittelbar über dem markanten Pfeilerstützpunkt wohl noch immer glücklicher gelöst als bei der beliebten Anordnung eines über Fahrbahn gehobenen Sichelbogens mit anschließenden Seitenbogen unter Fahrbahn das Verschwinden des großen Tragbogens in der Gehbahn vor dem Pfeiler, das dem Beschauer von der Brückenbahn aus unbegründet erscheinen muß und ihn deshalb nicht befriedigen kann.

Klärung und Entwicklung der Brückenformen können durch Ideenwettbewerbe gebracht werden, an denen bedingungsgemäß teilzunehmen bei ihrer oft wenig geeigneten Form nicht allen Ingenieuren vergönnt ist. Auch diese durch einen Brückenwettbewerb und den Entwurf einer großstädtischen Straßenbrücke jüngster Zeit entstandene Studie soll zur Anregung auf dem Gebiete der Ingenieur-Ästhetik einen bescheidenen Anteil liefern.

## Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen.

Alle Rechte vorbehalten

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

### I. Allgemeines.

Es wird vorausgesetzt, daß die Lasten nur auf die Längsträger, die Hauptträger des Systems, wirken, nicht auf die Querverbindungen. Die Längsträger (Abb. 1) werden bezeichnet mit 0, 1, 2... n... (r + 1), die Querverbindungen mit den lateinischen Buchstaben a, b... m... s. Als statisch unbestimmte Größen werden die Momente in den Querverbindungen an den Kreuzungsstellen mit den Längsträgern eingeführt, das System ist als r · s-fach statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmten Größen X erhalten zwei Zeiger, den Buchstaben der betreffenden Querverbindung und die Ziffer des von ihr gekreuzten Längsträgers:

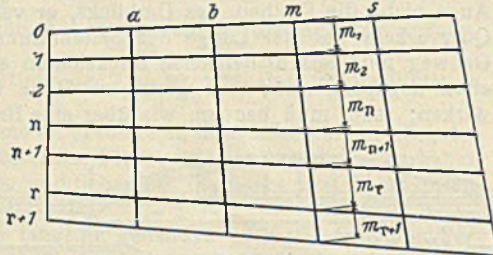


Abb. 1.

$$(1) \begin{matrix} X_{a1} \dots X_{b1} \dots X_{m1} \dots X_{s1} \\ X_{a2} \dots X_{b2} \dots X_{m2} \dots X_{s2} \\ \vdots \\ X_{an} \dots X_{bn} \dots X_{mn} \dots X_{sn} \\ \vdots \\ X_{ar} \dots X_{br} \dots X_{mr} \dots X_{sr} \end{matrix}$$

Abb. 1 zeigt den allgemeinen Fall eines Systems mit unsymmetrischem Grundriß. Die Belastungszustände  $X = -1$  erstrecken sich immer über drei Längsträger und den zwischen ihnen liegenden Teil der betreffenden Querverbindung; alles übrige ist spannungslos. Abb. 2 zeigt die Momentenflächen für  $X_{mn} = -1$ .

Bei gleichem Elastizitätsmaß  $E$  ergeben sich die  $EJ_c$ -fachen Konstanten der Elastizitätsgleichungen zu

$$(2) \delta_{m n, p q} = \int M_{m n} \cdot M_{p q} \frac{J_c}{J} dx$$

aus den Momentenflächen für die Zustände  $X_{mn} = -1$  und  $X_{pq} = -1$ . Ihre von den Längsträgern herrührenden Anteile lassen sich sehr einfach berechnen nach der von Prof. Dr.-Ing. Pohl angegebenen Formel (Abb. 3):

$$(3) \delta_{ik} = P_i P_k \frac{l^3}{6} \alpha \beta (1 - \alpha^2 - \beta^2).$$

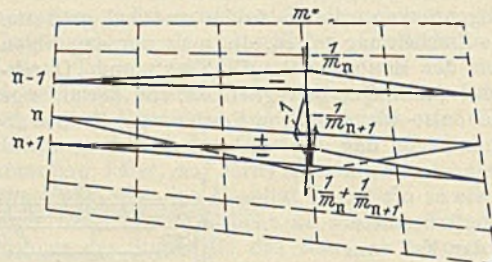


Abb. 2.  $X_{mn} = -1$ .

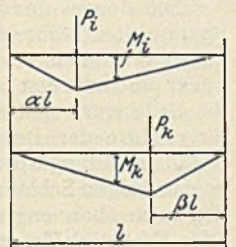


Abb. 3.

Ihre Zahlenwerte wiederholen sich bei symmetrischem System, bei gleichen Abständen jeweils der Längsträger und der Querverbindungen und bei konstanten Trägheitsmomenten beider Gruppen sehr oft, so daß nur eine beschränkte Zahl zu berechnen ist.

Die Elastizitätsgleichungen sind von Clapeyronscher Art, und die Zahl ihrer Glieder beträgt bei mehr als sechs Längsträgern  $3s$  bis  $5s$ , also bei drei Querverbindungen im Höchsthalle 15. Da aber bei doppelsymmetrischer Ausbildung des Systems die Matrix der Gleichungen doppelsymmetrisch ist, verringern sich in diesem Falle die Schwierigkeiten, da man aus der Gruppe der Elastizitätsgleichungen — vergl. Müller-Breslau, Die graphische Statik, Bd. II, 2, 1. Aufl., S. 66 — zwei Gruppen mit halb soviel Gliedern und Gleichungen entwickeln kann, deren Matrix mindestens einfach, in besonderen Fällen aber auch wieder doppelsymmetrisch wird. Bei nicht zu vielen Längsträgern und Querverbindungen führt das Verfahren ziemlich schnell zum Ziel; es gestattet auch die Ableitung von Einflußliniengruppen.



Für eine über Träger  $f$  wandernde Last 1 ist entsprechend den Bezeichnungen von Müller-Breslau:

$$(4) \begin{cases} X_{m,n} = \beta_{m,n,a(f-1)} \cdot \delta_{0,a(f-1)} + \beta_{m,n,a f} \cdot \delta_{0,a f} \\ \quad + \beta_{m,n,a(f+1)} \cdot \delta_{0,a(f+1)} \\ \quad + \beta_{m,n,m(f-1)} \cdot \delta_{0,m(f-1)} + \beta_{m,n,m f} \cdot \delta_{0,m f} \\ \quad + \beta_{m,n,m(f+1)} \cdot \delta_{0,m(f+1)} \\ \quad + \beta_{m,n,s(f-1)} \cdot \delta_{0,s(f-1)} + \beta_{m,n,s f} \cdot \delta_{0,s f} \\ \quad + \beta_{m,n,s(f+1)} \cdot \delta_{0,s(f+1)} \end{cases}$$

Die über Träger  $f$  wandernde Last 1 erzeugt nur  $\delta_0$ -Werte, deren letzter Zeiger  $(f-1)$ ,  $f$  oder  $(f+1)$  ist, alle anderen werden Null. Bei gleicher Länge und gleicher Teilung der Längsträger durch die Querverbindungen ist

$$(5a) \quad \delta_{0,m(f-1)} = -\frac{m_{f+1}}{m_f + m_{f+1}} \cdot \delta_{0,m f}$$

$$(5b) \quad \delta_{0,m(f+1)} = -\frac{m_f}{m_f + m_{f+1}} \cdot \delta_{0,m f}$$

Setzt man weiter  $\delta_{0,m f} = z_m$ , da es nunmehr für alle Längsträger gleiche Werte hat, dann ist

$$(6) \quad \begin{cases} X_{m,n} = a_{m,n,t} \cdot z_a + b_{m,n,t} \cdot z_b + \dots \\ \quad + m_{m,n,t} \cdot z_m + \dots + s_{m,n,t} \cdot z_s, \end{cases}$$

worin

$$(7) \quad \begin{cases} m_{m,n,t} = -\beta_{m,n,m(f-1)} \cdot \frac{m_{f+1}}{m_f + m_{f+1}} + \beta_{m,n,m f} \\ \quad - \beta_{m,n,m(f+1)} \cdot \frac{m_f}{m_f + m_{f+1}} \end{cases}$$

Bei gleichem Abstände der Längsträger ist

$$(5c) \quad \delta_{0,m(f-1)} = \delta_{0,m(f+1)} = -\frac{1}{2} \delta_{0,m f}$$

und

$$(7a) \quad m_{m,n,t} = -\frac{1}{2} \beta_{m,n,m(f-1)} + \beta_{m,n,m f} - \frac{1}{2} \beta_{m,n,m(f+1)}$$

Hiernach erhält man für eine über Träger  $f$  wandernde Last 1 für diesen Träger die Ordinaten der Einflußlinien für sämtliche Unbekannte  $X$ . Läßt man dann die Last 1 auch über die anderen Längsträger wandern, so erhält man auch für diese die Ordinaten für sämtliche Einflußlinien. Man kann also damit für irgend eine Unbekannte  $X_{m,n}$  die zu allen Längsträgern gehörenden Einflußlinien ermitteln, d. h. die Einflußliniengruppe für  $X_{m,n}$ .

Das Biegemoment für einen Querschnitt des Längsträgers  $n$  im Abstände  $x$  vom linken Auflager ist dann

$$(8) \quad \begin{cases} M_{n,x} = \mathfrak{M}_x - \mathfrak{M}_{a,x} \cdot R_{a,n} - \mathfrak{M}_{b,x} R_{b,n} - \dots \\ \quad - \mathfrak{M}_{s,x} R_{s,n}. \end{cases}$$

Hierin ist der von der Querverbindung auf den Längsträger wirkende, nach oben positiv eingeführte Druck

$$(9) \quad R_{m,n} = \frac{X_{m,n} - X_{m(n-1)}}{m_n} + \frac{X_{m,n} - X_{m(n+1)}}{m_{n+1}}$$

und bei gleichem Längsträgerabstände, für  $m_n = m_{n+1} = v$ , wenn man setzt:  $(X_{m(n+1)} - X_{m,n}) - (X_{m,n} - X_{m(n-1)}) = \mathcal{A}^2 X_{m,n}$

$$(9a) \quad R_{m,n} = -\frac{1}{v} \mathcal{A}^2 X_{m,n}$$

Ferner ist

$$\begin{matrix} \mathfrak{M}_x & \text{das Moment an der Stelle } x \text{ für Zustand } X=0 \\ \mathfrak{M}_{a,x} & \text{" " " " " " " " " " " " } & R_{a,n} = -1 \\ \mathfrak{M}_{b,x} & \text{" " " " " " " " " " " " } & R_{b,n} = -1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \mathfrak{M}_{s,x} & \text{" " " " " " " " " " " " } & R_{s,n} = -1 \end{matrix}$$

$\mathfrak{M}_x$  wird gleich Null, wenn über Träger  $n$  keine Last steht.

Diese Momente  $\mathfrak{M}$  sind bei gleich langen Längsträgern und gleicher Teilung durch die Querverbindungen für alle Träger gleich, also unabhängig von der Ordnungsziffer des Längsträgers.

Danach ergibt sich

$$(10) \quad \begin{cases} M_{n,x} = \mathfrak{M}_x + \frac{1}{v} (\mathfrak{M}_{a,x} \mathcal{A}^2 X_{a,n} + \mathfrak{M}_{b,x} \mathcal{A}^2 X_{b,n} + \dots \\ \quad + \mathfrak{M}_{s,x} \mathcal{A}^2 X_{s,n}). \end{cases}$$

Nach Ermittlung der Einflußliniengruppen für die an den Kreuzungsstellen der Längsträger  $(n-1)$ ,  $n$  und  $(n+1)$  auftretenden Unbekannten  $X$  läßt sich die Einflußliniengruppe für  $M_{n,x}$  konstruieren.

## II. System mit einer durchgehenden Querverbindung.

Es ist als Beispiel ein System mit sieben Längsträgern gewählt, die gleich lang und parallel sind und deren Abstände voneinander gleich sind (Abb. 4). Die Querverbindung liegt in der Mitte. Das konstante Trägheitsmoment der Querverbindung sei  $J'$ , das der Längsträger  $J_c$ . Die statisch unbestimmten Größen werden, da nur eine Querverbindung da ist, unter Weglassung des Zeigers  $a$  mit  $X_1, X_2, X_3, X_4$  und  $X_5$  bezeichnet. Die Momentenflächen infolge der Zustände  $X = -1$  sind durchweg gleich, nur immer um einen Längsträgerabstand verschoben (Abb. 5).

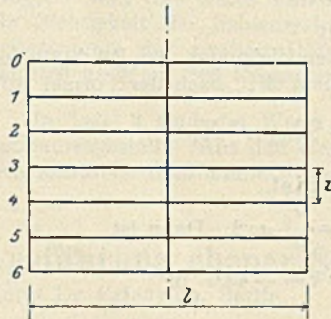


Abb. 4.

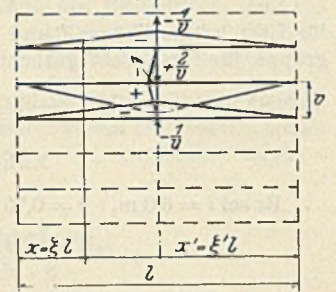


Abb. 5. Zustand  $X_3 = -1$ .

Dann ist

$$\begin{aligned} \delta_{1,1} = \delta_{2,2} = \delta_{3,3} = \delta_{4,4} = \delta_{5,5} &= \int M_{1,1}^2 \frac{J_c}{J} dx \\ &= \left(\frac{2}{v}\right)^2 \frac{l^3}{6} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 - \left(\frac{1}{2}\right)^2\right] \\ &+ 2 \left(-\frac{1}{v}\right)^2 \cdot \frac{l^3}{6} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 - \left(\frac{1}{2}\right)^2\right] + 2 \cdot \frac{v}{3} (-1)^3 \cdot k \\ &= \frac{1}{8} \frac{l^3}{v^2} + \frac{2}{3} v k = a, \end{aligned}$$

worin  $k = \frac{J_c}{J'}$  ist.

Entsprechend

$$\begin{aligned} \delta_{1,2} = \delta_{2,3} = \delta_{3,4} = \delta_{4,5} &= -\frac{1}{12} \frac{l^3}{v^2} + \frac{v}{6} k = b \\ \delta_{1,3} = \delta_{2,4} = \delta_{3,5} &= +\frac{1}{48} \frac{l^3}{v^2} = c \\ \delta_{1,4} = \delta_{2,5} &= 0 \\ \delta_{1,5} &= 0. \end{aligned}$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$(11) \quad \begin{cases} a X_1 + b X_2 + c X_3 & = \delta_{0,1} \\ b X_1 + a X_2 + b X_3 + c X_4 & = \delta_{0,2} \\ c X_1 + b X_2 + a X_3 + b X_4 + c X_5 & = \delta_{0,3} \\ c X_2 + b X_3 + a X_4 + b X_5 & = \delta_{0,4} \\ c X_3 + b X_4 + a X_5 & = \delta_{0,5}. \end{cases}$$

Sie sind doppelt symmetrisch und werden gelöst durch Addition und Subtraktion der ersten und fünften und der zweiten und vierten Gleichung unter Einführung von

$$(12) \quad \begin{cases} Y_1 = X_1 + X_5 \\ Y_2 = X_2 + X_4 \\ Y_3 = 2 X_3 \end{cases}$$

und

$$(13) \quad \begin{cases} Z_1 = X_1 - X_5 \\ Z_2 = X_2 - X_4 \end{cases}$$

Die endgültigen Lösungen lauten:

$$(14) \quad \begin{cases} X_1 = \beta_{1,1} \delta_{0,1} + \beta_{1,2} \delta_{0,2} + \beta_{1,3} \delta_{0,3} + \beta_{1,4} \delta_{0,4} + \beta_{1,5} \delta_{0,5} \\ X_2 = \beta_{2,1} \delta_{0,1} + \beta_{2,2} \delta_{0,2} + \beta_{2,3} \delta_{0,3} + \beta_{2,4} \delta_{0,4} + \beta_{2,5} \delta_{0,5} \\ X_3 = \beta_{3,1} \delta_{0,1} + \beta_{3,2} \delta_{0,2} + \beta_{3,3} \delta_{0,3} + \beta_{3,4} \delta_{0,4} + \beta_{3,5} \delta_{0,5} \\ X_4 = \beta_{4,1} \delta_{0,1} + \beta_{4,2} \delta_{0,2} + \beta_{4,3} \delta_{0,3} + \beta_{4,4} \delta_{0,4} + \beta_{4,5} \delta_{0,5} \\ X_5 = \beta_{5,1} \delta_{0,1} + \beta_{5,2} \delta_{0,2} + \beta_{5,3} \delta_{0,3} + \beta_{5,4} \delta_{0,4} + \beta_{5,5} \delta_{0,5} \end{cases}$$

und sind entsprechend der Matrix der Gruppe 11 gleichfalls doppelt-symmetrisch, so daß nur die folgenden Zahlenwerte zu berechnen sind:

$$\begin{matrix} \beta_{1,1} & \beta_{1,2} & \beta_{1,3} & \beta_{1,4} & \beta_{1,5} \\ & \beta_{2,2} & \beta_{2,3} & \beta_{2,4} & \\ & & \beta_{3,3} & & \end{matrix}$$

Aus ihnen ergeben sich für Last über Träger  $f$  die Konstanten (nach Gl. 7a):

$$(15) \quad a_{n,t} = -\frac{1}{2} \beta_{n,(f-1)} + \beta_{n,t} - \frac{1}{2} \beta_{n,(t+1)}$$



Die  $z$ -Werte ergeben sich aus der  $\mathfrak{M}_x$ -Fläche (Zustand  $X=0$ ) und der für Träger  $f$  geltenden Momentenfläche für  $X_f=-1$ . Für eine Last 1 an der Stelle  $x$  ist, wenn  $\frac{x}{l}=\xi$  gesetzt wird — für alle Träger gleich — (nach Gl. 3):

$$(16) \quad z = \frac{l^3}{6v} \xi (0,75 - \xi^2),$$

sie brauchen nur für eine Trägerhälfte berechnet zu werden, da sie symmetrisch zur Trägermitte sind.

Danach erhält man die Ordinaten der Einflußlinien für die Unbekannten  $X$  (nach Gl. 6) in der Form

$$(17) \quad X_n = a_{n,1} \cdot z$$

für Last 1 über Träger  $f$  und aus ihnen diejenigen der Einflußlinien-gruppe für irgend ein gesuchtes Moment  $M_{nx}$  nach der Formel (10):

$$(18) \quad M_{nx} = \mathfrak{M}_x + \frac{1}{v} \mathfrak{M}_{ax} \mathcal{A}^2 X_n.$$

Zahlenbeispiel.

Es sei  $l=6,0$  m,  $v=0,75$  m,  $k = \frac{J_c}{J_f} = 2$ . Dann ist

$$a = + \frac{1}{8} \frac{l^3}{v^2} + \frac{2}{3} v k = + 49,0 \text{ m}$$

$$b = - \frac{1}{12} \frac{l^3}{v^2} + \frac{v}{6} k = - 31,75 \text{ m}$$

$$c = + \frac{1}{48} \frac{l^3}{v^3} = + 8,0 \text{ m.}$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten dann

$$\begin{aligned} 49 X_1 - 31,75 X_2 + 8 X_3 &= \delta_{0,1} \\ - 31,75 X_1 + 49 X_2 - 31,75 X_3 + 8 X_4 &= \delta_{0,2} \\ 8 X_1 - 31,75 X_2 + 49 X_3 - 31,75 X_4 + 8 X_5 &= \delta_{0,3} \\ 8 X_2 - 31,75 X_3 + 49 X_4 - 31,75 X_5 &= \delta_{0,4} \\ 8 X_3 - 31,75 X_4 + 49 X_5 &= \delta_{0,5}. \end{aligned}$$

Die hieraus sich ergebenden Konstanten der Lösungen sind

$$\begin{aligned} \beta_{1,1} &= + 0,048 971 55 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{1,2} &= + 0,054 284 82 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{1,3} &= + 0,040 492 16 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{1,4} &= + 0,022 564 56 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{1,5} &= + 0,008 009 94 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{2,2} &= + 0,107 835 93 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{2,3} &= + 0,095 479 53 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{2,4} &= + 0,058 881 87 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{3,3} &= + 0,130 919 91 \text{ m}^{-1}. \end{aligned}$$

Für eine Last 1 über Träger 0 ist dann:

$$\begin{aligned} X_1 = a_{1,0} z &= - 0,024 485 773 z \\ X_2 = a_{2,0} z &= - 0,027 142 410 z \\ X_3 = a_{3,0} z &= - 0,020 246 080 z \\ X_4 = a_{4,0} z &= - 0,011 282 279 z \\ X_5 = a_{5,0} z &= - 0,004 004 971 z. \end{aligned}$$

Tafel 1. Last 1 über Träger 0.

Knotenpunkt	$z = 48 \xi (0,75 - \xi^2)$	$X_1 = - 0,024 485 773 z$	$X_2 = - 0,027 142 410 z$	$X_3 = - 0,020 246 080 z$	$X_4 = - 0,011 282 279 z$	$X_5 = - 0,004 004 971 z$		
1	2,972 222 2	- 0,072 777 16	- 0,080 673 27	- 0,060 175 85	- 0,033 533 44	- 0,011 903 66		
2	5,777 777 8	- 0,141 473 36	- 0,156 822 81	- 0,116 977 35	- 0,065 186 50	- 0,023 139 83		
3	8,250 000 0	- 0,202 007 63	- 0,223 924 88	- 0,167 030 16	- 0,093 078 80	- 0,033 041 01		
4	10,222 222 2	- 0,250 299 01	- 0,277 455 74	- 0,206 959 92	- 0,115 329 96	- 0,040 939 70		
5	11,527 778	- 0,282 266 56	- 0,312 891 68	- 0,233 392 32	- 0,130 059 61	- 0,046 168 42		
6	12,000 000	- 0,293 829 28	- 0,325 708 92	- 0,242 952 96	- 0,135 387 35	- 0,048 059 65		
$\mathcal{A} X$	1	- 0,072 777 2	- 0,007 896 1	+ 0,020 497 4	+ 0,026 642 4	+ 0,021 629 8	+ 0,011 903 7	
	2	- 0,141 473 4	- 0,015 349 5	+ 0,039 845 5	+ 0,051 790 9	+ 0,042 046 7	+ 0,023 139 8	
	3	- 0,202 007 6	- 0,021 917 3	+ 0,056 894 7	+ 0,073 951 4	+ 0,060 037 8	+ 0,033 041 0	
	4	- 0,250 299 0	- 0,027 156 7	+ 0,070 495 8	+ 0,091 630 0	+ 0,074 390 3	+ 0,040 939 7	
	5	- 0,282 266 6	- 0,030 625 1	+ 0,079 499 4	+ 0,103 332 7	+ 0,083 891 2	+ 0,046 168 4	
	6	- 0,293 829 3	- 0,031 879 6	+ 0,082 756 0	+ 0,107 565 6	+ 0,087 327 7	+ 0,048 059 7	
$\mathcal{A}^2 X = -v \cdot R$	1	- 0,072 777	+ 0,064 881	+ 0,028 394	+ 0,006 145	- 0,005 013	- 0,009 726	- 0,011 904
	2	- 0,141 473	+ 0,126 124	+ 0,055 195	+ 0,011 945	- 0,009 744	- 0,018 907	- 0,023 140
	3	- 0,202 008	+ 0,180 090	+ 0,078 812	+ 0,017 057	- 0,013 914	- 0,026 997	- 0,033 041
	4	- 0,250 299	+ 0,223 142	+ 0,097 653	+ 0,021 134	- 0,017 240	- 0,033 451	- 0,040 940
	5	- 0,282 267	+ 0,251 641	+ 0,110 124	+ 0,023 833	- 0,019 442	- 0,037 723	- 0,046 168
	6	- 0,293 829	+ 0,261 950	+ 0,114 636	+ 0,024 810	- 0,020 238	- 0,039 268	- 0,048 060
	$-v R_0$	$-v R_1$	$-v R_2$	$-v R_3$	$-v R_4$	$-v R_5$	$-v R_6$	

Tafel 2. Last 1 über den Trägern 1, 2 und 3.

Last 1 über	Knotenpunkt	$\mathcal{A}^2 X_0 = -v R_0$	$\mathcal{A}^2 X_1 = -v R_1$	$\mathcal{A}^2 X_2 = -v R_2$	$\mathcal{A}^2 X_3 = -v R_3$	$\mathcal{A}^2 X_4 = -v R_4$	$\mathcal{A}^2 X_5 = -v R_5$	$\mathcal{A}^2 X_6 = -v R_6$
Träger 1	1	+ 0,064 881	- 0,128 672	+ 0,041 159	+ 0,023 735	+ 0,009 609	- 0,000 986	- 0,009 726
	2	+ 0,126 124	- 0,250 128	+ 0,080 010	+ 0,046 139	+ 0,018 679	- 0,001 917	- 0,018 907
	3	+ 0,180 090	- 0,357 154	+ 0,114 245	+ 0,065 881	+ 0,026 671	- 0,002 737	- 0,026 997
	4	+ 0,223 142	- 0,442 535	+ 0,141 556	+ 0,081 631	+ 0,033 047	- 0,003 391	- 0,033 451
	5	+ 0,251 641	- 0,499 054	+ 0,159 635	+ 0,092 056	+ 0,037 267	- 0,003 824	- 0,037 723
	6	+ 0,261 950	- 0,519 497	+ 0,166 175	+ 0,095 827	+ 0,038 794	- 0,003 980	- 0,039 268
Träger 2	1	+ 0,028 394	+ 0,041 159	- 0,138 450	+ 0,039 431	+ 0,024 870	+ 0,009 609	- 0,005 013
	2	+ 0,055 195	+ 0,080 010	- 0,269 136	+ 0,076 652	+ 0,048 345	+ 0,018 679	- 0,009 744
	3	+ 0,078 812	+ 0,114 245	- 0,384 295	+ 0,109 450	+ 0,069 031	+ 0,026 671	- 0,013 914
	4	+ 0,097 653	+ 0,141 556	- 0,476 163	+ 0,135 615	+ 0,085 533	+ 0,033 047	- 0,017 240
	5	+ 0,110 124	+ 0,159 635	- 0,536 977	+ 0,152 935	+ 0,096 457	+ 0,037 267	- 0,019 442
	6	+ 0,114 636	+ 0,166 175	- 0,558 974	+ 0,159 200	+ 0,100 408	+ 0,038 794	- 0,020 238
Träger 3	1	+ 0,006 145	+ 0,023 735	+ 0,039 431	- 0,138 623	+ 0,039 431	+ 0,023 735	+ 0,006 145
	2	+ 0,011 945	+ 0,046 139	+ 0,076 652	- 0,269 473	+ 0,076 652	+ 0,046 139	+ 0,011 945
	3	+ 0,017 057	+ 0,065 881	+ 0,109 450	- 0,384 776	+ 0,109 450	+ 0,065 881	+ 0,017 057
	4	+ 0,021 134	+ 0,081 631	+ 0,135 615	- 0,476 760	+ 0,135 615	+ 0,081 631	+ 0,021 134
	5	+ 0,023 833	+ 0,092 056	+ 0,152 935	- 0,537 650	+ 0,152 935	+ 0,092 056	+ 0,023 833
	6	+ 0,024 810	+ 0,095 827	+ 0,159 200	- 0,559 675	+ 0,159 200	+ 0,095 827	+ 0,024 810



Für Last 1 über Träger 1:

$$\begin{aligned} X_1 &= a_{1,1} z = + 0,021\ 829\ 136\ z \\ X_2 &= a_{2,1} z = + 0,000\ 366\ 828\ z \\ X_3 &= a_{3,1} z = - 0,007\ 247\ 561\ z \\ X_4 &= a_{4,1} z = - 0,006\ 876\ 379\ z \\ X_5 &= a_{5,1} z = - 0,003\ 272\ 337\ z \end{aligned}$$

Für Last 1 über Träger 2:

$$\begin{aligned} X_1 &= a_{1,2} z = + 0,009\ 552\ 967\ z \\ X_2 &= a_{2,2} z = + 0,032\ 953\ 808\ z \\ X_3 &= a_{3,2} z = + 0,009\ 773\ 495\ z \\ X_4 &= a_{4,2} z = - 0,000\ 140\ 172\ z \\ X_5 &= a_{5,2} z = - 0,001\ 686\ 494\ z \end{aligned}$$

Für Last 1 über Träger 3:

$$\begin{aligned} X_1 &= a_{1,3} z = + 0,002\ 067\ 470\ z = X_5 \\ X_2 &= a_{2,3} z = + 0,012\ 120\ 602\ z = X_4 \\ X_3 &= a_{3,3} z = + 0,035\ 440\ 380\ z \end{aligned}$$

Die Größen X für Last 1 über Träger 4 bis 6 sind infolge der Symmetrie damit auch gegeben.

Hierbei ist nach Gl. 16:

$$z = \frac{l^3}{6\ v} \xi (0,75 - \xi^2) = 48\ \xi (0,75 - \xi^2).$$

In der folgenden Tafel 1 sind die Werte z für die bei Teilung der Trägerlänge in zwölf Felder sich ergebenden Knotenpunkte zusammengestellt, ferner als Beispiel die Werte X für Last 1 über Träger 0 und ihre ersten und zweiten Differenzen. Als Prüfung für die Richtigkeit der Zahlenrechnung dient die Bedingung, daß die Zeilensumme der zweiten Differenzen — entsprechend der Summe der Drücke R an den Kreuzungsstellen — gleich Null sein muß.

In Tafel 2 sind die Werte  $\Delta^2 X$  für Last 1 über Träger 1 bis 3 zusammengestellt. Aus den Werten dieser zweiten Differenzen lassen sich sämtliche Einflußliniengruppen ableiten. (Schluß folgt.)

## Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialrat u. Geheimen Baurat Dr. Friedrich, Berlin.

Im Juli 1925 hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton die neuen Eisenbetonbestimmungen nach jahrelanger eingehender Arbeit verabschiedet, um sie nach redaktioneller Überprüfung den Länderregierungen zur Annahme zu empfehlen. In Preußen werden diese Bestimmungen mit Datum vom 9. September 1925 durch den Minister für Volkswohlfahrt als bindende Vorschriften für die Baupolizei erlassen; ihre Veröffentlichung ist in den nächsten Tagen zu erwarten.

Eine völlig neue Erscheinung in diesen Betonbestimmungen ist die Eingliederung der Bestimmungen über die Ausführung ebener Steindecken. Diese Eingliederung geschah auf Veranlassung des Ministers für Volkswohlfahrt im Einvernehmen mit den Regierungen der übrigen Länder und mit Zustimmung des Deutschen Ausschusses und wird eine seit langem unangenehm empfundene Lücke in den amtlichen deutschen Eisenbetonvorschriften und in ihrer Einheitlichkeit schließen.

Bisher besaß nur Preußen Bestimmungen über die baupolizeiliche Behandlung ebener Steindecken, die am 23. November 1918 von dem damals zuständigen Staatskommissar für das Wohnungswesen erlassen waren und bis heute Geltung hatten.<sup>1)</sup>

Die zahlreichen und ausgedehnten Lehm- und Tonvorkommen der norddeutschen Tiefebene und die daraus zu erklärende hochentwickelte Ziegel- und Hohlsteinindustrie in Verbindung mit dem Reichtum an Wasserwegen und deren starkem Einfluß auf die Verbilligung der Transportkosten haben gerade in Norddeutschland die Ziegelsteindecken zur besonderen Blüte gebracht. In Berlin besteht z. B. der überwiegend größere Teil aller massiven Decken aus Steineisenkonstruktionen. Im Jahre 1911 sind allein von der Firma Raebel 680 000 m<sup>2</sup> ausgeführt worden, die annähernd gleiche Anzahl in den folgenden Jahren 1912 und 1913. Ein rechtzeitiger Erlaß dahingehender besonderer baupolizeilicher Bestimmungen war deshalb nötig, um der Eigenart dieser beliebten und wirtschaftlich durch ihre vereinfachte und billige Ausführung begründeten Konstruktion Rechnung zu tragen und Härten hintanzuhalten, wie sie vielfach durch allzu scharfe Anwendung der Betonbestimmungen seitens mancher Baupolizeibehörden empfunden wurden, dann aber auch, um durch Festlegen von Grenzlinien einer allzu kühnen und leichtfertigen Ausführung zu steuern.

Den Steineisendecken liegt die bekannte, von Kleine erfundene Hohlsteindecke zugrunde, wie sie übrigens auch heute noch von den Raebelwerken fast unverändert ausgeführt wird. Ihre unverkennbaren Vorteile gegenüber den Eisenbetonplatten, ihre größere Leichtigkeit und ihr geringerer Schalungsverbrauch, die vorzügliche Putzhaftung, dann aber auch der einfachere, man könnte sagen normalisierte Betrieb, der eine leichtere baupolizeiliche Prüfung und Überwachung ermöglicht, haben ihnen nicht nur ihre wirtschaftliche Überlegenheit, sondern auch manche baupolizeilichen Vorteile erworben. Diese Decken haben aber im Laufe der Jahre, namentlich nach Ablauf des Patentschutzes, mannigfache und vielseitige Veränderungen erfahren. Anfangs nur auf 10 und 15 cm Steinhöhe und höchstens 20 kg/cm<sup>2</sup> zulässige Druckspannung und entsprechend geringe Spannweiten von etwa 2,50 m beschränkt, wuchsen ihre Abmessungen bald durch Einführung von Steinen mit höherer Druckfestigkeit und Vergrößerung der Steinquerschnitte oder durch Aufbringung von Betonlagen dergestalt, daß die übliche Eisenbewehrung in der Steinfuge nicht mehr zur Aufnahme von Zugspannungen und noch weniger von Schubspannungen ausreichte. Die Folge war eine Verbreiterung der Fuge

und ihre Ausbildung zu einer breiten Betonrippe, so daß derartige Deckenformen, wie sie in den bekannten Rippendecken von Schiller und Ackermann ihren typischen Ausdruck finden, praktisch und statisch bereits Eisenbetonkonstruktionen darstellen, obwohl das Baugewerbe für sich die den Steineisendecken zugestandenen Vergünstigungen in der Berechnung und Ausführung dabei in Anspruch nehmen wollte.

Dieser Zustand schuf begreifliches Mißbehagen bei der Konkurrenz und Unsicherheit in der Behandlung der Baupolizei, aber auch Fehlkonstruktionen, die sich manchmal in verhängnisvollen Einstürzen auswirkten.

Die neuen Bestimmungen, die gelegentlich der Umarbeitung der Eisenbetonbestimmungen erweitert und diesen angepaßt wurden, tragen diesen Forderungen Rechnung und bringen sie in verschärfter und genauere Form zum Ausdruck.

Schon die Einleitung besagt, daß die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ auch für ebene Decken aus Steinen mit Eiseneinlage zu verwenden sind, wenn in den nachfolgenden Bestimmungen nichts anderes vorgeschrieben ist. Damit wird mit einer leichtfertigen Auffassung aufgeräumt, daß Steineisendecken als „schneller erhärtende“ Konstruktionen der in den Eisenbetonvorschriften geforderten Ein- und Ausschaltungsfristen, sowie der Anzeigepflicht nicht bedürfen, eine Auffassung, die vielfach durch Hinweis auf den Wortlaut in dem Erlaß vom 23. November 1918 verteidigt zu werden pflegte, wonach nur eine „sinngemäße“ Anwendung der Bestimmungen notwendig sei. Auch in dem Mantelerlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. September 1925, der die neuen Bestimmungen den Regierungspräsidenten mitteilt, wird nochmals auf eine unterschiedslose Behandlung beider Deckenarten hingewiesen.

Ebenso neu ist die Begriffsfestsetzung und der Geltungsbereich (§ 1), durch die eine scharfe Grenze in der Unterscheidung der beiden Deckenkonstruktionsarten gezogen wird. Danach sind als Steineisendecken im Sinne dieser Bestimmungen mit Eisen bewehrte Steindecken mit oder ohne Betondruckschicht anzusehen, bei denen die Steine (Voll- oder Hohlsteine) zur Aufnahme von Druckspannungen herangezogen werden, und die Betondruckschicht 5 cm Stärke nicht erreicht. Folglich sind nunmehr alle Decken dieser Gattung mit einer Betonschicht von 5 cm und darüber als Eisenbetonrippendecken anzusprechen und nach den Eisenbetonbestimmungen zu behandeln. Es wird zugegeben, daß das Maß der Betondruckschicht von 5 cm nicht durch statisch theoretische Bestimmung bedingt ist, und es kann auch dem Einwande nicht widersprochen werden, daß eine stärkere Druckschicht als 5 cm aus druckfestem Beton die Festigkeit der Decke oft nur verbessern könne, ohne ihr den Charakter als Steindecke zu nehmen. Demgegenüber muß betont werden, daß die Aufbringung einer Betonschicht an sich überhaupt nur als ein baupolizeiliches Zugeständnis zu betrachten ist, um der Bauindustrie in den Deckenspannweiten größere Beweglichkeit zu ermöglichen, als sie sie ohne diese Betondruckschicht bei der Starrheit der Steinabmessungen haben würde.

Einen zweiten Grenzstrich zieht die Forderung im § 3 (Höhe der Decken und Deckensteine), wonach die Anwendung von Deckensteinen mit Höhen von über 20 cm verboten ist. Die Forderung geht von der Erfahrung aus, daß bei Anwendung von höheren Steinen die Fugen sich nicht mehr ordnungsmäßig vergießen lassen, und daß das Gewicht und die Unhandlichkeit solcher großen Steine ein Hindernis oder eine Erschwerung für ein sachgemäßes Ansetzen der Mörtelfuge

<sup>1)</sup> Siehe u. a. Beton-Kalender 1925 I, S. 345 u. f.



mit der Kelle auf den Stirnflächen der Steine bedeutet, wie es auch im Schlußsatz des § 6 gefordert wird. Nach dieser Bestimmung erreicht die größtmögliche Höhe der Steineisendecken unter Berücksichtigung der zugestandenen Betondruckschicht das Maß von 25 cm.

Die geringste Höhe belasteter Decken soll ferner 10 cm nicht unterschreiten. Dieses Maß übersteigt zwar die nach den Betonbestimmungen zugelassene Stärke von Eisenbetonplatten, die mindestens 8 cm sein dürfen, ist aber baupraktisch und statisch gerechtfertigt, da infolge der Verwendung hochkantig gestellter Flacheisen der Angriffspunkt der Zugkräfte etwas höher liegt als bei Verwendung von Rundeisen in einer 8 cm starken Eisenbetondecke.

Eine Ausnahme wird für Dachdecken gemacht, die in einer Stärke von mindestens 6 cm zulässig sind. Derartige Platten haben namentlich in den letzten Jahren eine große Anwendung gefunden; ihre geringe Stärke hat zu baupolizeilichen oder baupraktischen Anständen bisher keinen Anlaß gegeben.

§ 4 regelt die baupolizeiliche Prüfung und Behandlung der Deckensteine; sie richtet sich besonders an die Baupolizeibehörden, darüber zu wachen, daß die Steine auch wirklich von gleicher Güte sind wie jene, auf die sich die Prüfungszeugnisse amtlicher Versuchsanstalten beziehen. Diese Warnung ist wichtig, da leichtfertige Unternehmer sich nicht scheuen, bei der Herstellung der Decken vielfach billigere und weniger feste Steine von ähnlichem Aussehen der Probe Steine zu verwenden auf Kosten der Sicherheit der Bauteile. Ein erfahrener Baukontrolleur wird die gleichen Fabrikate sofort an der Farbe und dem Klang der Steine erkennen, aber auch hin und wieder vorkommende vereinzelte Steine mit hellerem Aussehen oder Brandrissen unbeanstandet lassen, da derartige vereinzelte Steine trotz ihrer geringeren Festigkeit der Gesamtfestigkeit der Platte bei sonst richtiger Konstruktion keinen Abbruch tun. Nur wenn ganze Lieferungen mit schwächerem Brand oder gar aus anderen Tongruben auf der Baustelle erscheinen, ist Vorsicht am Platze und eine Untersuchung durch das Prüfungsamt notwendig.

Der Schlußsatz fordert dann noch, was bisher nicht gesagt war, eine gründliche Durchfeuchtung der Steine auf der Baustelle und eine weitere Annässung während der Abbinde- und Erhärtungszeit. Diese Bestimmung wendet sich an alle jene Baupolizeibeamten, die bisher der irrümlichen Ansicht waren, daß die Steine schneller abbinden und erhärten als Betondecken, weil ja die porigen Steine die Nässe schnell absaugen könnten und verdunsten ließen, wodurch ein rascheres Anschalen gerechtfertigt sei. Es muß hier besonders hervorgehoben werden, daß gerade das Gegenteil richtig ist, und daß das Abbinden des Mörtels bei Steineisendecken durch den im § 16 erlaubten Zusatz bis zu 7% Weißkalk gegen den reinen Zementmörtel etwas verzögert wird, daß ferner ein solches Absaugen der Feuchtigkeit und damit ein schnelleres Erhärten durchaus verhindert werden muß, wenn nicht der Mörtel brüchig und spröde und am Stein und Eisen schlecht haftend werden soll: Das Annässen der Steine und ihr Feuchthalten während der Ausführung ist ein wichtiges Mittel, ein solches vorzeitiges Erhärten zu verhindern. Der bekannte Unglücksfall beim Einsturz der Decken im Mossehause ist dafür ein warnendes, aber auch ein lehrreiches Beispiel.

§ 7 gibt den Steineisendecken, obwohl sie statisch aus nebeneinander liegenden kleinen Plattenbalken bestehen, die Vergünstigung, daß die Stützweite solcher Decken die 27fache Nutzhöhe betragen darf, ein Vorzug, den sonst nur die massiven Eisenbetonplatten und die durch Querrippen versteiften Rippendecken haben, während bei Eisenbetonbalken und Plattenbalken die Stützweite nur das 20fache der Nutzhöhe betragen darf. Außerdem zieht dieser Paragraph einen weiteren Grenzstrich in der Beschränkung der Steineisendecken durch Bemessung der Stützweite auf höchstens 6,50 m. Dieses Maß liegt etwas unter der Zahl, die sich aus dem 27fachen der höchstens zulässigen Höhe von 25 cm (Steinhöhe und Betondruckschicht) errechnen läßt. Für Dachdecken darf ein kleineres Verhältnis der Nutzhöhe zur Stützweite als  $\frac{1}{27}$  ausnahmsweise zugelassen werden, um die Wirtschaftlichkeit dieser an sich ausgezeichneten Konstruktion zu ermöglichen.

Im § 8 werden die Eiseneinlagen behandelt. Neu ist, daß die Fugen der Eiseneinlagen mindestens 2 cm stark sein müssen, was gegen die bisherige Praxis bei derartigen Decken eine Verschärfung bedeutet, da bei 10 cm hohen Steinen vielfach eine Fugenbreite von 1 bis  $1\frac{1}{2}$  cm üblich war. Aber auch hier können, wie die Fußnote besagt, bei Decken von 10 cm starken Steinen und bei Verwendung von Flacheisen kleine Abweichungen von der verlangten Fugenbreite zugelassen werden, um der bisherigen Baupraxis entgegenzukommen und eine bequemere Fugenteilung zu ermöglichen; bekanntermaßen überschreiten 6 Steine mit je 15 cm Breite und 6 Fugen zu 2 cm das Maß von 1 m um ein Geringes.

Der dritte Absatz dieses Paragraphen behandelt die Verteilung der Eisen und bringt ebenfalls eine Vergünstigung gegenüber den Eisenbetondecken zum Ausdruck. Bei Decken aus Steinen Kleinescher Art soll es in besonderen Fällen geringerer Spannweite und besonders

kleiner Nutzlast gestattet sein, die Eiseneinlagen mehrerer Fugen auf einen Eisen- und Fugenquerschnitt zu vereinigen, wobei jedoch höchstens zwei nebeneinander liegende Fugen ohne Eiseneinlage sein dürfen. Danach können die Abstände der Eiseneinlagen in solchen Fällen das Maß von etwa 50 cm erreichen, während nach den Eisenbetonvorschriften der Abstand der Trageisen im allgemeinen das Maß von 15 cm nicht unterschreiten soll.

Im § 10 werden die Ermittlung der äußeren Kräfte behandelt und die Fälle aufgezählt, in denen mit dem geringeren Feldmittelmoment von  $\frac{q l^2}{10}$  gerechnet werden darf. Danach sind Decken, die beiderseits auf den Flanschen eiserner Träger aufliegen und dicht an die Träger dieser Eisen anschließen, sowie Decken, die auf gestellten Auflagern über den Unterflanschen eiserner Träger aufliegen und bei denen eine Verspannung zwischen Decke und Träger Oberflansch durch Beton hergestellt wird, als teilweise eingespannt anzusehen. Dieses Zugeständnis galt auch bisher für die Steineisendecken und bildete den Hauptvorteil der Steineisendecken gegenüber den Eisenbetonplatten.

In § 13 werden die durchlaufenden Steineisendecken behandelt und, was als eine besonders große und neue Vergünstigung aufgefaßt werden muß, ihre völlige Gleichstellung mit den durchlaufenden Eisenbetondecken festgesetzt. In Zukunft dürfen durchlaufende Steineisendecken bei annähernd gleichen Feldweiten und gleichmäßig verteilter Belastung nach dem Moment  $\frac{q l^2}{15}$  in den Innenfeldern und

$\frac{q l^2}{11}$  in den Endfeldern berechnet werden. Es ist sogar, wenn sie bestimmte Auflagerverstärkungen erhalten, nach Art der bisherigen Koenenschen Voutendecken für die Innenfelder die Annahme eines Momentes von  $\frac{q l^2}{18}$ , für die Endfelder mit  $\frac{q l^2}{12}$  zulässig. Für die Verstärkung der Auflager wird ein Anlauf der Schrägen von 1:3 vorgesehen. Dabei muß im Bereiche der Negativmomente, also in einer Breite von  $\frac{1}{6} l$  zu beiden Seiten der Trägeranschlüsse voller Beton verwendet werden. Dieses Zugeständnis war den Steineisendecken bereits früher im Bereich der Berliner Baupolizei durch den Polizeipräsidenten gemacht worden, nachdem umfangreiche Probebelastungen die Zulässigkeit dieser vereinfachten Rechnungsweise dargetan haben. Diese neue Berechnungsweise soll jetzt auf das ganze Reich ausgedehnt werden.

In § 14 wird für die Berechnung die Annahme gestattet, daß das Elastizitätsmaß des Steinkörpers ein Fünftel von dem des Eisens beträgt. Dieses Zugeständnis enthielten schon die letzten preussischen Bestimmungen. Es stellt eine wesentliche Erleichterung und Vereinfachung der statischen Untersuchung dar.

In § 15 wird das Prüfungsverfahren der Steine geregelt. Der Druck soll in der Richtung ausgeübt werden, in der die Steine beansprucht werden. Bekanntlich ist die Druckfestigkeit der Steine in der Strangrichtung wesentlich, mitunter um 40%, höher als senkrecht dazu. Druckuntersuchungen von Steinen auf eigenen Pressen haben meist wenig Wert; sie sind aber ganz wertlos, wenn einzelne ganze Steine unter die Druckpresse gebracht werden. Das allein sachgemäße Verfahren der amtlichen Prüfungsanstalten besteht darin, daß die Steine vorsichtig durchgesägt und die beiden Hälften miteinander zu einem etwa würfelförmigen Körper verbunden werden.

In §§ 16 bis 18 werden die zulässigen Spannungen festgesetzt. Neu ist, daß die zulässigen Schubspannungen der Deckensteine 2,5 kg/cm<sup>2</sup> nicht übersteigen dürfen. Bei größeren Schubspannungen sind Vollsteine oder Vollbeton zu wählen und die Schubspannungen im Bereiche der höheren Werte vollständig durch Eisen aufzunehmen. Auch die zulässigen Haftspannungen sind etwas herabgesetzt, sie dürfen bei Flacheisen nur noch 3 kg/cm<sup>2</sup>, bei Rundeisen nicht mehr als 4,5 kg/cm<sup>2</sup> betragen. Überschreiten die Haftspannungen den Betrag von 3 kg/cm<sup>2</sup>, so sind Rundeisen zu wählen und mit Haken zu versehen. Die Herabsetzung erschien notwendig, nachdem die Untersuchungen von Probst und auch verschiedene Vorkommnisse bei Einstürzen die geringere Haftfestigkeit des Betons an Flacheisen erwiesen haben.

Die zulässigen Biegedruckspannungen der Steine sind gegen die bisherigen Zahlen geändert. Es werden für Steineisendecken ohne statisch wirksame Betonschicht die zulässigen Druckfestigkeiten auf bestimmte Bruchteile der nachgewiesenen Steindruckfestigkeiten in Beziehung gesetzt, so daß für Decken in Hochbauten  $\frac{1}{7}$  und höchstens 36 kg/cm<sup>2</sup>, in Fabriken, die Erschütterungen ausgesetzt sind, und in Treppen  $\frac{1}{8}$  und höchstens 30 kg/cm<sup>2</sup> und in Decken in Durchfahrten und Hofunterkellerungen sowie sonstigen Decken, die stark erschüttert werden (z. B. durch schwere Maschinen)  $\frac{1}{9}$  und höchstens 27 kg/cm<sup>2</sup> zulässig sind.

Zum Schluß regelt § 20 das Verfahren für Neubauweisen von ebenen Steindecken mit oder ohne Eiseneinlage und nennt die in den einzelnen Ländern hierfür zuständigen Stellen.



Die Frage, ob in Steineisendecken auch die Verwendung des neuen hochwertigen Baustahls St 48 zulässig sei, wird zwar in den Vorschriften nicht erörtert, sie findet aber durch die Eisenbetonbestimmungen in Teil A eine gewisse Beantwortung. Danach ist die Verwendung von Stahl St 48 nur in Verbindung mit hochwertigem Zement und bis auf weiteres nur für Platten zulässig. Es würde also der Verwendung von Stahleinlagen nichts im Wege stehen, wenn ihre Einbettung in hochwertigem Zement geschieht und der Stahl durch eine eingewalzte durchlaufende Marke gegen Verwechslung mit gewöhnlichem Handelseisen geschützt wird. Die erforderlichen Eigenschaften des hochwertigen Baustahls St 48 sind in den Eisenbetonbestimmungen und den Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl usw. vom 25. 2. 1925 ausführlich dargelegt. Von der Forderung der besonderen Kennzeichnung der Stahleinlagen beim Walzen durch eine besondere Marke darf die Aufsichtsbehörde aus Sicherheitsgründen ebensowenig absehen als bei den Eisenhochbauten. Daß es den Walzwerken nicht möglich sein sollte, diese Kennzeichnung durchzuführen, erscheint schwer glaublich. Es sei nur an die

bekanntesten Kahneisenprofile erinnert, die lange Zeit vor dem Kriege vielfach verwendet wurden und eine statisch sehr günstige und sehr in die Augen springende Querschnittsform besaßen. Gerade die Profile, die den Flacheisen ähneln und in der Mitte eine wulstartige Verstärkung besitzen, dürften sich hierfür eignen.

Ob sich indessen Steineisendecken mit Stahleinlagen wirtschaftlich gestalten können, darf bezweifelt werden. Eine Erhöhung der Beanspruchungen in der Druckzone über die höchste zulässige Biegedruckspannung von 36 kg/cm<sup>2</sup> hinaus, selbst bei Verwendung hochwertigen Zements ist nicht gestattet. Dieser bleibt auf die Einbettung der Stahleinlagen beschränkt, wo er aber unumgänglich notwendig ist, um mit seiner höheren Zugfestigkeit die größeren Dehnungen des höher beanspruchten Stahles auszugleichen. — Immerhin können die mit der Verwendung hochwertigen Zements verbundenen kürzeren Schalungsfristen und das raschere Fortschreiten des Baues für die Wirtschaftlichkeit solcher Decken von einer gewissen Bedeutung sein.

Hoffentlich erfüllen die neuen Bestimmungen die an sie gestellten Erwartungen: Erhöhung der Sicherheit auf den Bauten und Belebung der Bauwirtschaft, die unserem Lande so not tut.

### Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. September erschienene Heft 17 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. F. Emperger: Ingenieur Victor Brausewetter. — Dipl.-Ing. Karl Seyttler: Neuzeitliche Kohlspeicher- und Beschickungsanlagen. — Regierungsbaumeister Robert Jacki: Nomographie in der Eisenbetonrechnung. — Dr.-Ing. Kuball: Einfaches Verfahren zur Ermittlung der Schubbewehrung bei frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1925. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt <sup>1)</sup>	Davon:		
					Deutsche	Ausländer	Ausländer deutscher Abkunft
Aachen . . .	937	28	508	1473 (1149)	828 <sup>2)</sup>	109 <sup>3)</sup>	—
Berlin . . .	3713	119	213	4045 (4277)	—	—	—
Braunschweig	987	65	125	1177 (1434)	1028	149	—
Breslau . . .	1008	42	37	1087 (1151)	991	96	—
Danzig . . .	1414	47	79	1540 (1701)	928	486	126
Darmstadt . .	2259	39	208	2506 (2638)	2215	291	80
Dresden . . .	2263	295	206	2764 (3052)	2336	428	—
Hannover . . .	2104	84	79	2267 (2628)	2115	139 <sup>3)</sup>	—
Karlsruhe . . .	1242	39	120	1401 (1570)	1018	178	46
München . . .	4159	102	131	4392 (4715)	3997	142	253
Stuttgart . . .	1752	85	270	2107 (2516)	1960	143 <sup>4)</sup>	—

<sup>1)</sup> Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1924/25. — <sup>2)</sup> Von den Studierenden. — <sup>3)</sup> Außerdem 13 Staatslose. — <sup>4)</sup> Außerdem 4 Staatslose.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Pharmazie	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Wirtschaftswissenschaft
Aachen . . .	67	43	196	116	93	—	20
Berlin . . .	337	263	979	1043	313	—	58
Braunschweig	87	67	352	149	169	119	44
Breslau . . .	—	—	373	218	141	—	40
Danzig . . .	195	97	501	296	102	93	—
Darmstadt <sup>5)</sup>	215	169	878	649	197	30	160
Dresden . . .	216	143	1020	—	395	—	489
Hannover . . .	242	120	960	502	213	—	67
Karlsruhe . . .	184	92	398	336	194	—	38
München . . .	431	273	1246	808	422	—	689
Stuttgart . . .	—	—	—	—	—	—	—

<sup>5)</sup> Studierende und Fachhörer.

Außerdem: Bergbau: Aachen 153, Berlin 397, Breslau 73, München 39. — Hüttenkunde: Aachen 249, Berlin 139, Breslau 163. — Schiff- u. Schiffmaschinenbau: Berlin 184, Danzig 130. — Landwirtschaft: München 251.

**Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen.** Eine für den Memeler Hafen wichtige Eisenbahnlinie wird nach der D. A. Z. gegenwärtig in Litauen gebaut. Es handelt sich um die Linie Krottingen—Telschi—Amaljai, durch die Memel eine kurze unmittelbare Verbindung mit Schaulen und dadurch auch mit Kowno und dem gesamten Litauen erhält. Litauen hat, streng genommen, nur zwei große Eisenbahn-

linien, nämlich die von Wilna kommende wichtige Linie über Kowno nach Königsberg und die vom Süden kommende große russische Linie Romny—Kowno—Libau, die alte große Zufuhrbahn des Libauer Hafens, durch die der Hauptverkehr Litauens, soweit er nicht nach Königsberg geht, an Memel vorbei nach Libau geführt wird. Die einzige Verbindung Memels mit seinem litauischen Hinterlande ist die Strecke Memel—Pogegen—Monkuschki, die aber in großem Bogen geführt wird und ein wirtschaftlich bedeutungsloses Gebiet durchzieht.

Erst während des Krieges hat Memel eine Eisenbahnverbindung mit Litauen erhalten, die den äußersten nördlichen Zipfel von Litauen durchzieht. Die Eisenbahnlinie Memel—Pogegen ist wichtig als einzige große Eisenbahnlinie des Memelgebiets selbst, nicht aber als Zubringer aus Litauen. Das nördliche Litauen hat außer der Linie Kowno—Libau im Grunde genommen überhaupt keine Eisenbahnverbindung. Auf diesen Teil erstrecken sich daher auch die Eisenbahnpläne der nächsten Zukunft, und der bedeutungsvollste von diesen Plänen wird jetzt ausgeführt, indem man mit dem Bau der Strecke Amaljai—Telschi begonnen hat. Wichtiger für Memel wäre der Bau der Strecke Krottingen (dicht bei Memel)—Telschi, damit Memel endlich eine Verbindung mit dem nächsten litauischen Hinterlande erhält. Amaljai liegt in der Nähe des bekannten Ortes Schaulen an der großen Bahnlinie Romny—Kowno—Libau, und Telschi liegt ungefähr auf halbem Wege zwischen dieser Bahnlinie und Memel. Ist die Bahnlinie fertiggestellt, so wird der große Verkehr von Kowno statt nach Libau ebenso willig nach Memel gehen können. Außerdem erhält dadurch ein bisher verkehrsarmes Gebiet eine gute Eisenbahnverbindung mit seinem Hafen. Die ganze Strecke von Amaljai bis Krottingen ist rd. 120 km lang. Man rechnet damit, daß der Bau dieser Linie 1927 beendet sein wird.

**Der Hafen von Gotenburg** hat immer eine bevorzugte Rolle im Seeverkehr Schwedens gespielt. Die Entwicklung des Welthandels des an Bodenschätzen reichen Schwedens, insbesondere der rasch wachsende Verkehr mit den Vereinigten Staaten von Nordamerika infolge der großen Auswanderung nicht nur aus Schweden selbst, sondern auch aus Finnland und Rußland, machte es notwendig, den Hafen von Gotenburg zu erweitern und das Fahrwasser seiner Einfahrt zu vertiefen. In den Jahren 1906 bis 1910 wurden neue Hafenbecken angelegt und die vorhandenen zum großen Teil erweitert und vertieft.<sup>1)</sup> Gegenwärtig ist die gesamte nutzbare Kailänge aller Hafenbecken, einschließlich des Freihafens, 8300 m. Die Wasserfläche des Hafens beträgt 365 ha. Die Hafenbahn besitzt eine gesamte Gleislänge von etwa 50 km. Die Einfahrtrinne, die eine Breite von 150 m besitzt, weist bis zum Freihafen eine Wassertiefe bei Niedrigwasser von 9,25 m auf, während die weiter ins Land hineinführenden Häfen nur eine Tiefe des Fahrwassers von 5,8 m haben. Der Hafen ist mit 88 elektrischen Kranen ausgerüstet, wovon 4 als Brückenkranen für Kohlenhebung ausgebildet sind. Für schwere Güter sind besondere Krane vorhanden, die Lasten bis zu 50 t heben können. Gegenwärtig wird ein Schwimmkran gebaut, der eine Tragkraft bis zu 80 t erhalten soll.

Der Freihafen, der vorerst verhältnismäßig klein angelegt ist, soll später dem Bedarf entsprechend erweitert werden. Er umfaßt eine ausgebaute Fläche von 28,4 ha, besitzt 23 elektrische Krane und zwei massive Kaischuppen von je 32 m Breite und 170 m Länge mit zusammen etwa 10 000 m<sup>2</sup> Bodenfläche, sowie zweigleisige Kaibahnen und ein Verwaltungsgebäude. Die Baukosten des Freihafens, soweit er ausgebaut ist, beliefen sich zu etwa 21,5 Mill. Kronen.

<sup>1)</sup> Eine ausführliche Abhandlung über den Hafen von Gotenburg und andere ausgeführte Hafenbauten mit Abbildungen wird demnächst in der „Bautechnik“ erscheinen. Die Schriftleitung.



Der Hafen von Gotenburg besitzt drei größere Werften von bedeutender Leistungsfähigkeit, die über mehrere zeitgemäße Docks verfügen. Die Götaverken A.-G. besitzt ein Schwimmdock von 18 000 t Hebekraft, das Schiffe von über 200 m Länge und 23 m Breite aufnehmen kann. Die Lindholmen-Motala A.-G. hat ein Trockendock für Seeschiffe bis zu 9000 t Ladefähigkeit, während die Eriksbergs Mekaniska Verkstads A.-G. drei Schwimmdocks von 3200 t, 14 000 t und 20 000 t Hebekraft ihr eigen nennen. Der Hafen von Gotenburg ist infolge seiner günstigen Lage und seines industriereichen Hinterlandes der größte Hafen des Nordens geworden, dem ein rascher weiterer Aufstieg sicher ist. Seit etwa einem Jahre hat eine private Gesellschaft umfangreiche Ländereien neben der Hafeneinfahrt aufgekauft und sucht jetzt die schwedische Regierung, die Stadtverwaltung Gotenburgs und die Banken dafür zu interessieren, hier einen großzügigen Hafen für den Umschlag, insbesondere für die sehr bedeutende Seefischerei, anzulegen. Die schwierige wirtschaftliche Lage, in der sich Schweden gegenwärtig befindet, wird indessen die Durchführung des weit ausschauenden Planes wohl noch recht lange hinausschieben.

Nils Buer.

**Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei Omaha.** Eine ungewöhnliche und schwierige Brückenverbreiterung und -verstärkung ist der 1924 vollendete Umbau der Straßenbrücke über den Missouri zwischen Omaha und Council Bluffs, der in Gestalt des Baues neuer Pfeiler, Lösens und seitlichen Verschiebens eines Hauptträgers, Einziehens eines neuen Mittelträgers und der Herstellung einer neuen Fahrbahn ausgeführt wurde.

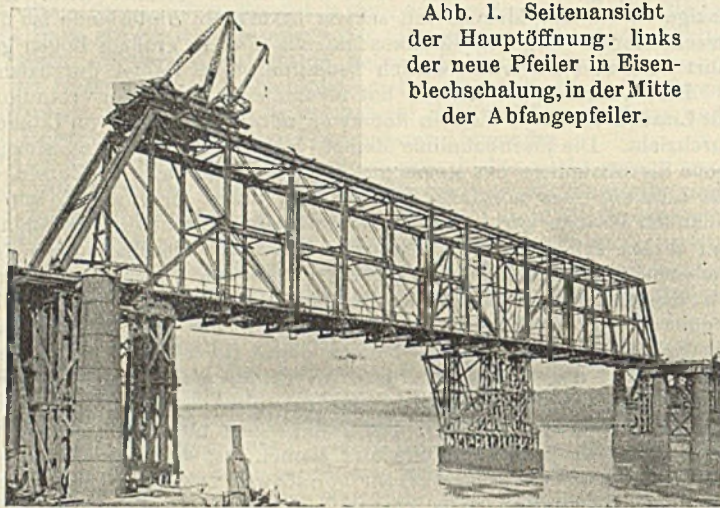


Abb. 1. Seitenansicht der Hauptöffnung: links der neue Pfeiler in Eisenblechschalung, in der Mitte der Abfangpfeiler.

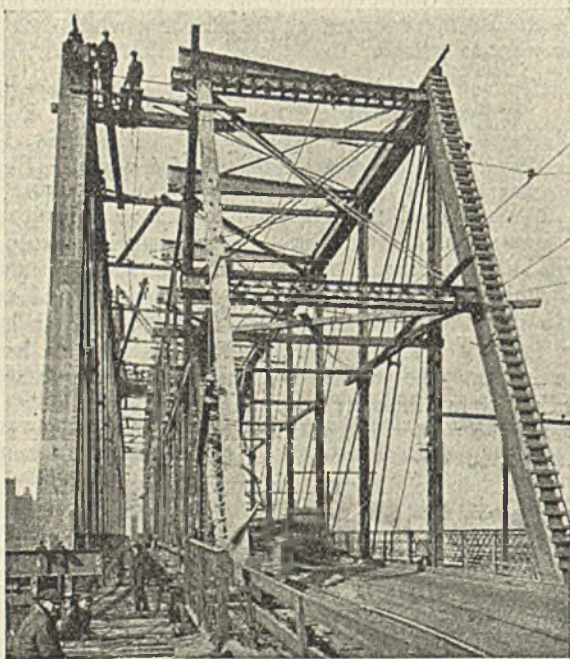


Abb. 2. Lösen und Verschieben des alten Hauptträgers.

Notwendig geworden durch die schnelle Zunahme des Straßen- und Straßenbahnverkehrs und der Radlasten, sind diese Arbeiten um so bemerkenswerter, als sie vorgenommen werden mußten ohne jede Unterbrechung des Verkehrs und unter den starken, dadurch bedingten Erschütterungen; besondere Sorge bereiteten auch Bau und

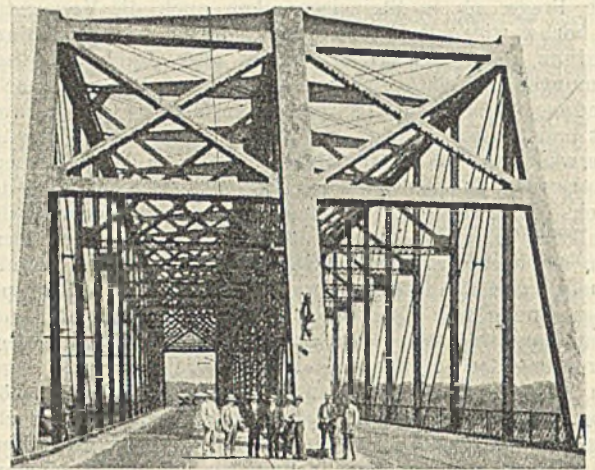


Abb. 3. Stirnansicht der fertig umgebauten Brücke.

Unterhaltung des in Brückenmitte erforderlichen Abfangpfeilers (Abb. 1), der — rd. 16 m hoch — durch Hochwasser und Treibholz zuzeiten stark gefährdet war. Die Brücke war im Jahre 1888 als einfache Fachwerkbrücke mit parallelen Gurtungen und abgeschrägten Enden nach System Pratt gebaut mit einer Strom-Hauptöffnung von 120 m und zwei Nebenöffnungen von rd. 53,25 m Stützweite, sechs Landöffnungen von 45 bis 75 m Stützweite auf dem Ost- und einer Reihe verschieden weiter Öffnungen von 385 m Gesamtlänge auf dem Westufer.

Abb. 2 zeigt den südlichen Hauptträger um rd. 2,45 m seitlich verschoben, die Verbindungs- und Querträger abgeschnitten und durch ein Hilfsgerüst abgefangen, Abb. 3 die Brücke nach vollendetem Umbau mit um das Doppelte verbreiteter Fahrbahn und zwei Straßenbahngleisen an Stelle des bisherigen einfachen; der 1,8 m auskragende Fußgängersteig auf der Nordseite ist unverändert gelassen. Bei den anderen Öffnungen ist die alte Fahrbahnbreite von 7,3 m auf 12 m gebracht, die Straßenbahn auch hier doppelgleisig geführt. Die neuen Pfeiler für die verbreiterten Stromöffnungen wurden mittels der aus Abb. 1 ersichtlichen genieteten Eisenblechrohre in Stampfbeton hergestellt; aus demselben Baustoff ist auch die Verbreiterung der Gründung für die Landpfeiler ausgeführt.

Ki.

„Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinienführung“. Zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“ 1925, Heft 33 u. 34 veröffentlichten Aufsätze bittet uns der Verfasser, Ing. Dr. Eugen Czitary, um die nachträgliche Feststellung, daß das Vierwagensystem von dem Vorsitzenden des Direktoriums der A. E. G.-Union, Prof. Dr.-Ing. Egon E. Seefehlner, persönlich erdacht ist, während der auf S. 442 genannten Bauunternehmung Leo Arnoldi lediglich die Aufgabe zufiel, nach den ihr gemachten Angaben die Bahn am steirischen Erzberg auszuführen.

Die Schriftleitung.

### Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Wilhelm Schumacher, Weimar, als Vorstand zum Verkehrsamt Duisburg, Fleck, Köln, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), Spangenberg, Hameln, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Elberfeld, Dr. Nonweiler, Elberfeld, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Erfurt, Stange, Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Cassel, Seel, Lingen, als Vorstand zum Werkstättenamt 2 Breslau, Heinrich Körner, Breslau, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Lingen, Hecker, Schwerte, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Oldenburg, Rosenfeldt, Oldenburg, nach Glückstadt und Lüttich, Schwerin (Meckl.), nach Sebaldsbrück als Leiter einer Abteilung bei den dortigen Ausbesserungswerken, Ackermann, Frankfurt (Main), zur R. B. D. Essen, Dr.-Ing. Landwehr, Hamm (Westf.), zur R. B. D. Erfurt, und Reuschle, Erfurt, zur R. B. D. Mainz.

Der Reichsbahnamtmann Ferber, Kirchseeon, ist in den Ruhestand getreten.

Gestorben sind: die Reichsbahnoberamtänner Meiling, Hirschfeld, Rischke, Dieterle und Kayser bei der Hauptverwaltung in Berlin.

**INHALT:** Etwas vom Kleinpflaster. — Über die Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken. — Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen. — Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steendecken. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Besuch der deutschen technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1925. — Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen. — Hafen von Gotenburg. — Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei Omaha. — Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinienführung. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.