

# DIE BAUTECHNIK

## Vermischtes.

Professor Dr.-Ing. Kurt Beyer 60 Jahre alt. Am 27. Dezember vollendet Dr.-Ing. Kurt Beyer, o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden, das 60. Lebensjahr. Er studierte 1901 bis 1905 an der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule Dresden und war anschließend bis 1908 Assistent bei Professor Mehrrens, bei dem er mit einer Arbeit über Gerberträger die Würde eines Doktor-Ingenieurs erlangte. Von 1908 bis 1914 war er Abteilungsingenieur der Siamesischen Staatsbahnen. Unter seiner Leitung wurde in Nordslam und auf der Malaiischen Halbinsel eine Reihe von Brücken-, Eisenbahn- und Wasserbauten ausgeführt. Kurz vor dem Weltkriege kehrte er in die Heimat zurück, meldete sich 1915 als Kriegsfreiwilliger und erhielt nach seiner militärischen Ausbildung verschiedene Fachaufträge, zuletzt ein Kommando zum Deutschen Feldeisenbahnchef in Kleinasien.

Am 1. Februar 1919 wurde er zum o. Professor für Statik und Technische Mechanik an die Technische Hochschule Dresden berufen. Er trägt außerdem über bewegliche Brücken, Stahlhoch- und Stahlwasserbau vor. Seinen Hörern ist er stets ein kameradschaftlicher Berater und väterlicher Freund. Sein Vortrag zeichnet sich durch wissenschaftlichen Hochstand aus, so daß er den Studierenden ein umfangreiches, gründliches Wissen für ihre Berufstätigkeit mitgibt. Seine Schüler werden darum in der Praxis außerordentlich geschätzt. Aus der Reihe seiner Veröffentlichungen ist das zweibändige Handbuch „Die Statik im Eisenbetonbau“ (1933/34) besonders bekanntgeworden. Dr.-Ing. Beyer blieb stets in enger Verbindung mit der Praxis. Als technischer Berater für Stahl- und Stahlbetonbauten trägt er die Verantwortung für die größten Bauwerke namhafter Industriewerke. Besonders machte er führend die Entwicklung der Förderanlagen des Braunkohlentagebaues mit. Die größten Anlagen auf diesem Gebiete entstanden unter seiner Leitung: Schwenkbagger, Tiefbagger und Schaufelradbagger bis zu 50000 m<sup>3</sup> täglicher Förderleistung und Abraumförderbrücken bis zu Tagesleistungen von 160000 m<sup>3</sup>.

Bei Ausbruch des Polenkrieges zog er mit dem Pionierbataillon, dem er zugeteilt war, ins Feld, von wo er dann Ende 1939 wegen wehrwichtiger Arbeiten der Großindustrie zurückgerufen wurde.

Seine Fachgenossen und zahlreichen Schüler wünschen ihm von Herzen noch viele Jahre tatkräftigen erfolgreichen Schaffens. C. Weber.

**Straßenbrücken, Belastungsannahmen (DIN 1072).** Das vom Reichsverkehrsminister am 13. Mai 1941 bereits eingeführte<sup>1)</sup> neue Normblatt (fünfte Ausgabe vom April 1941) ist vom Reichsarbeitsminister mit Erlaß vom 23. Oktober 1941 — IV c 11 Nr. 9603/98/41 — an Stelle der Ausgabe vom Oktober 1939 als Richtlinie für die Baupolizei eingeführt worden. Es ist im Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 49/50, S. 806, im Wortlaut wiedergegeben.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

#### Spannungen im Grundkörper und Baugrund.

Dr.-Ing. habil. F. Siemens leitete in der obengenannten Abhandlung<sup>2)</sup> für den darin in Abb. 1 dargestellten Bauwerkskörper als größte Zugspannung den Wert

$$(4) \quad \max \sigma = 0,866 p a/h$$

ab, der in der Mitte der Bauwerkssohle auftreten soll. Die größte Zugspannung muß aber unter den Auskragungen auftreten, sie ist von der Breite  $a$  unabhängig. Die Annahme des Verfassers, daß auf den Grundkörper von oben her eine gleichmäßig verteilte Belastung  $p$  einwirkt, trifft nicht zu. Diese unrichtige Annahme wird sehr häufig in ähnlichen Fällen gemacht, bei denen auf einem elastischen Träger ein annähernd starrer Körper ruht, wie z. B. bei Industriebauten steife Blechwände von Bunkern oder Maschinenhäusern durch Walzträger unterstützt werden. Eine Klarstellung dieser Frage erscheint deshalb sehr wünschenswert.

Jedes auf einen Balken wirkende Biegemoment hat eine Krümmung der Balkenachse nach dem Halbmesser  $\rho = \frac{EJ}{M}$  zur Folge. Die Annahme einer gleichmäßig verteilten Belastung hat zur Voraussetzung, daß die Auflast die Krümmung des Balkens ohne Widerstand mitmachen kann. Wenn die Auflast ein starrer Körper ist, ist diese Bedingung aber nicht erfüllt. Der Körper kann nach Abb. 1 nur an den Kanten auf dem gekrümmten Balken aufsitzen, wodurch die Auflast durch die Einzelasten  $P$  auf den Balken übertragen wird. An den übrigen Stellen

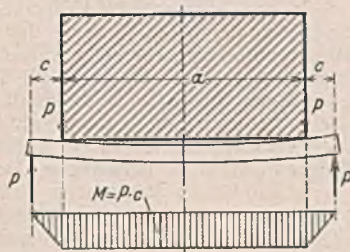


Abb. 1.

entsteht ein Spielraum zwischen der Auflast und der Balkenoberkante, der der Durchbiegung des Balkens entspricht, so daß hier keine Druckübertragung möglich ist.

Das Moment des Balkens ist  $Pc$ , es ist mithin unabhängig von der Breite  $a$ .

Bei dem vorliegenden Bauwerkskörper ergibt sich die Zugspannung im Querschnitt 1—1 (Abb. 2) wie folgt. Das Moment ist

$$M = (p_0 - \gamma h) \frac{e^2}{2},$$

worin  $\gamma h$  das Einheitsgewicht des Grundkörpers ist.

Setzt man  $p_0 - \gamma h = p'$ , so wird

$$M = \frac{p' h^2}{2} \cdot \text{ctg}^2 \alpha.$$

Mit  $W = \frac{h^2}{6}$  wird

$$(1) \quad \sigma = 3 p' \cdot \text{ctg}^2 \alpha.$$

Für  $\alpha = 60^\circ$  und  $\text{ctg} \alpha = \frac{1}{\sqrt{3}}$  ist

$$(1a) \quad \sigma = p'.$$

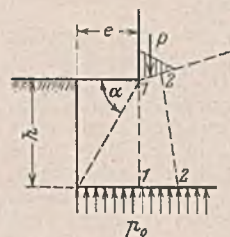


Abb. 2.

Da die Auflasten  $P$  infolge der Nachgiebigkeit des Baustoffes nicht unmittelbar an den Kanten des auflastenden Körpers als Einzellasten auftreten können, sondern sich annähernd nach Abb. 2 als Dreieckslasten absetzen, wird das Moment in den Querschnitten rechts neben 1—1, z. B. bei 2—2, etwas größer als bei 1—1. Im Querschnitt 2—2 ist aber die wirksame Balkenhöhe ebenfalls größer, so daß eine größere Beanspruchung hier kaum auftreten wird und Gl. (1) jedenfalls als hinreichend genau angesehen werden kann.

Setzt man wie oben  $p_0 - \gamma h = p'$ , so ist nach Gl. (2) der Abhandlung  $p = \frac{b}{a} (p_0 - \gamma h) = \frac{b}{a} \cdot p'$ , womit Gl. (4) übergeht in

$$\max \sigma = 0,866 p' b/h.$$

Ist z. B.  $b = 10$  m und  $h = 1,5$  m, so wird

$$\max \sigma = 0,866 \cdot \frac{10}{1,5} \cdot p' = 5,775 p',$$

während nach der oben abgeleiteten Gl. (1a)

$$\max \sigma = p'$$

ist. Gl. (4) ergibt also einen 5,775 mal so großen Wert.

Die Unzulässigkeit der der Gl. (4) zugrunde liegenden Annahme geht auch aus folgender Überlegung hervor. Bei zwei Balken mit gleichen Krümmungshalbmessern, aber verschiedener Balkenhöhe verhalten sich die Randspannungen wie die Balkenhöhen. Wenn also der Grundkörper bis zur zulässigen Beanspruchung belastet ist und der auflastende Körper seine Krümmung mitmacht, so müßte er, wenn er z. B. 10 mal so hoch ist wie der Grundkörper, eine Beanspruchung erhalten, die das 10fache der zulässigen Beanspruchung beträgt und mithin die Bruchfestigkeit weit überschreitet. Da sich aber die Widerstandsmomente zweier Balken von gleicher Breite wie die Quadrate der Höhen verhalten, so daß also in diesem Falle das Widerstandsmoment des auflastenden Körpers 100 mal so groß ist wie das des Grundkörpers, so ist auf der Strecke  $a$  (Abb. 1) der auflastende Körper als der tragende Teil anzusehen. Da beide Teile im vorliegenden Falle ein Ganzes bilden, kommt für die Berechnung der Zugspannung in der Mitte der Bauwerkssohle das Widerstandsmoment mit der Gesamthöhe beider Teile in Frage.

Um zutreffende Annahmen über die Lastverteilung bei Bauwerken machen zu können, ist es, wie vorstehende Ausführungen zeigen, unbedingt nötig, daß man vorher durch eingehende Überlegungen feststellt, ob die Annahmen mit der elastischen Formänderung in Einklang stehen. Dies ist z. B. auch bei dem Belastungsfall nach Abb. 16 der Abhandlung

nicht geschehen. Hier wird ohne weiteres angenommen, daß der Widerstand des Baugrundes lotrecht auf die abgeschragten Flächen wirkt. Auf Grund dieser Annahme muß sich der Baugrund bei der Belastung in der Pfeilrichtung zusammenpressen (Abb. 3), mithin gelangen die Punkte 1 des Baugrundes nach 1' und ihr Abstand vergrößert sich von  $l$  auf  $l'$ . Der Abstand der Punkte 1 des Grundkörpers ändert sich jedoch nicht, so daß sie nach 1'' gelangen. Zwischen Baugrund und Grundkörper tritt mithin eine Verschiebung  $\delta$  ein, die gleitende Reibung nach außen zur Folge hat.

Bei trockenem und hartem Baugrund, der hauptsächlich bei den hohen Bodenpressungen in Frage kommt, ist die Reibungszahl  $\mu = 0,65 = \text{tg} \rho$ . Bei der Neigung 1:2 ist nach Abb. 17  $\text{tg} \alpha = 0,5$ , also kleine

<sup>1)</sup> Bautechn. 1941, Heft 33, S. 358.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1941, Heft 15, S. 159.

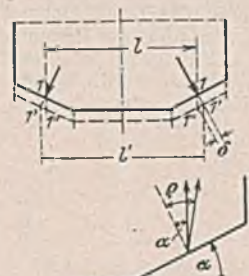


Abb. 3.



als  $\operatorname{tg} \rho$ , so daß beim Gleiten nach Abb. 3 der Bodenwiderstand nach außen abgelenkt und sein Hebelarm vergrößert wird. Wahrscheinlich wird aber das Gleiten nicht eintreten, sondern der Baugrund wird durch die Reibung festgehalten und lotrecht nach unten zusammengepreßt, so daß sein Widerstand ebenfalls lotrecht auf die Grundrißebene wirkt und gegenüber dem Zustand ohne Abschrägungen nichts geändert wird. Die auf S. 162 ermittelte Herabsetzung der Zugspannung von  $7,7 \text{ kg/cm}^2$  auf  $3,7 \text{ kg/cm}^2$  tritt demnach durch die Abschrägungen nicht ein.

Das gleiche ist bei den Gleitflächen und Eckkörpern nach Abb. 23 und 26 der Fall. Die Reibungszahl zwischen zwei Betonkörpern ist  $\mu > 0,5$ , so daß bei der geringen Neigung der Gleitflächen und lotrechter Pressung des Baugrundes kein Gleiten der Eckkörper eintreten kann. Nur wenn durch seitliche Verformung des Bodens unter den Eckkörpern Sohlenreibung nach außen entsteht, tritt Gleiten in den Gleitflächen auf.

Wie oben gezeigt wurde, sind die Zugspannungen in der Bauwerkssohle bei den Auskragungen und in der Mitte der Bauwerkssohle ganz erheblich geringer, als sich nach Gl. (4) ergibt. Die Unschädlichmachung dieser Spannungen dürfte daher einfacher und mit geringeren Kosten möglich sein als mit den vorgeschlagenen Maßnahmen.

Oberingenieur Senft, Lauchhammer.

Erwiderung des Verfassers.

Die Spannungsverhältnisse in einem Grundkörper mit rückspringendem Pfeilerschaft liegen nicht so einfach. Zweifelloso bildet sich unter dem Eckpunkt der Auflast eine sehr hohe Spannungsspitze. Der Spannungsverlauf im Grundkörper folgt aber nicht einer geraden, sondern einer gekrümmten Linie. Eine Auswertung von spannungsoptischen Versuchen ergibt etwa das Bild der Abb. 4. Die größte Zugspannung liegt in der Mitte unter dem Grundkörper. Sie tritt hier in einer Höhe auf, die der nahekommst, die sich aus der in meiner Abhandlung angegebenen Rechnungsart ergibt. Wiewelt dies Spannungsbild durch Kriechen des Betons verändert wird, läßt sich schwer sagen.

Die Spannungen in einem Grundkörper sind, wie sich aus Abb. 4 ergibt, in ihrer wirklichen Größe rechnerisch schwer erfassbar. Infolgedessen sucht man vereinfachende Berechnungsverfahren. Bei kleineren Grundkörpern, deren Verbreiterung unter  $60^\circ$  zum Lastkörper liegt, verzichtet man oft ganz auf einen Festlgkeitsnachweis oder rechnet nach der Angabe von Förster<sup>3)</sup>, die auch Senft anführt. Zweifelloso ist diese Rechnungsart aber zu günstig.

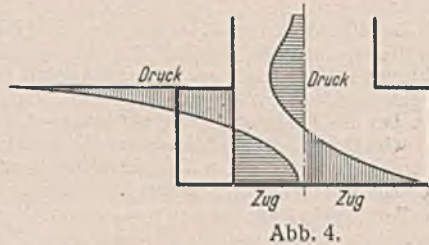


Abb. 4.

Bei wichtigeren Grundkörpern, die unbedingt rißfrei bleiben sollen, muß man schärferen Forderungen Rechnung tragen, etwa dadurch, daß man die Berechnung so durchführt, wie sie der der Abhandlung entspricht. Man darf dann aber nicht, wie Senft es fordert, die ganze Höhe des Pfeilerschafts für die Errechnung des Widerstandsmoments in Rechnung stellen, sondern nur einen bestimmten Teil der Höhe. In Abb. 17 der Abhandlung ist dieser Teil entsprechend einer Neigung 1:3 eingesetzt, wie sie in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton für in die Rechnung einzusetzende Platten- und Balkenhöhen über Stützen vorgesehen ist. Diese Berechnungsart ist nur eine Vereinfachung, kommt aber den wirklichen Verhältnissen wesentlich näher, als die von Förster angegebene.

Im übrigen war nicht die Frage der Berechnungsart eines Grundkörpers Zweck der Abhandlung, sondern

1. die Klärung der Frage, welche Kräfte durch die Lastaufnahme in der Grundkörpersohle entstehen und
2. der Nachweis eines einfachen Weges, wie die Lastaufnahme so gelenkt werden kann, daß die Zugspannungen günstiger werden.

Bei den Ausführungen über die Abschrägung bemängelt der Einsender, daß ich in Abb. 16 die Reibung nicht berücksichtigt habe. Wie sich aus der gesamten Abhandlung ergibt, bildet Abb. 16 lediglich eine Zwischenstufe in der Erläuterung der verwickelten Baugrundverhältnisse. Ich habe ganz klar angegeben, daß die tatsächliche „Richtung der Lastaufnahme durch den Boden nicht bestimmt werden kann, weil die Größe der Reibung unbekannt ist“. Falsch würde es zweifelloso sein, die Reibung unter der Abschrägung gleich Null zu setzen. Ebenso dürfte es aber falsch sein, bei waagerechter Grundfläche die Reibung gleich Null zu setzen, bei der geringsten Abschrägung dagegen mit einem Reibungswerte  $\mu = 0,65$  zu rechnen, wie es Senft verlangt.

Inzwischen sind Versuchsreihen mit in Neigung 1:2 abgeschrägten Grundkörpern durchgeführt worden, wie sie Abb. 17 meiner Abhandlung darstellt. Aus ihnen ergibt sich, daß bei senkrechter Belastung außer der lotrecht nach oben gerichteten Kraft auch ganz erhebliche waagerechte Kräfte gegen den Grundkörper wirken (Abb. 5). Hierdurch ist die Richtigkeit meines Vorschlages erwiesen. Über die Versuche selbst wird in kurzer Zeit eine Veröffentlichung erscheinen.

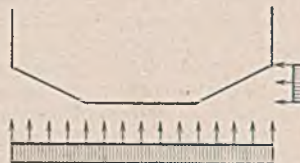


Abb. 5.

Anschließend erklärt Senft den von mir vorgeschlagenen Eckkörper für zwecklos, weil die Reibungszahl zwischen zwei Betonkörpern mit  $\mu = 0,5$  einzusetzen wäre. Nun ergibt sich aber aus meinen Darlegungen, daß eine „künstliche Gleitfläche“ vorgesehen ist, die in Abb. 23 als dicke Schicht gezeichnet und mit „Gleitfläche“ bezeichnet ist. Der Zweck dieser „künstlichen Gleitfläche“ soll sein, die Reibung etwa auf Null herabzusetzen.

<sup>3)</sup> Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Aufl., Bd. II, S. 508. Berlin 1928, Springer.

Daß eine solche Schicht ohne Schwierigkeiten hergestellt werden kann, bedarf keiner Erwähnung. Unter Beachtung dieser Schmierschicht wird die Reibung tatsächlich praktisch fast Null, und dadurch werden die Zugspannungen im Grundkörper sehr stark herabgemindert. Da die Bewehrung der Grundkörper zum Teil ganz erhebliche Stahlmengen erfordert — es sind einzelne Grundkörper mit etwa 2000 t Stahleinlagen bekannt — bewegen sich die Stahlersparnisse in Größen, die durchaus spürbar sind.

Dr.-Ing. habil. F. Siemonsen.

Erwiderung des Einsenders.

Die oben in Abb. 4 angegebene Spannungsverteilung, bei der die größte Zugspannung in der Mitte der Grundfläche auftritt, bezieht sich auf einen schmalen Pfeiler mit verbreitertem Fuß. Die annähernde Übereinstimmung dieser Zugspannung mit dem Ergebnis der Gl. (4) der Abhandlung ist hier eine zufällige und kann nicht als Bestätigung der Richtigkeit dieser Formel angesehen werden.

Bei breiten Wänden, wie sie den Erörterungen meiner Zuschrift zugrunde liegen, ergeben sich andere statische Verhältnisse. Denkt man sich z. B. nach Abb. 6 an Stelle der Auskragungen die hier entstehenden Querkräfte  $Q$  und Momente  $M$  als äußere Einflüsse angebracht, so würde, wenn man diese Einflüsse zunächst unberücksichtigt läßt, also gleich Null setzt, die Wand überhaupt kein Biegemoment erhalten, denn die von oben her als gleichmäßig verteilte Last wirkenden Kräfte  $P$  verursachen an der Bauwerkssohle einen entsprechenden Gegendruck mit entgegengesetzter gleicher Wirkung. Biegemomente entstehen also nur durch die Einflüsse  $Q$  und  $M$ . Im Mittelquerschnitt 2 ergibt sich

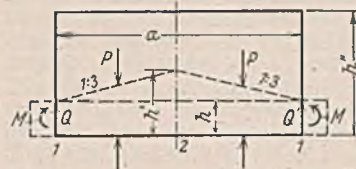


Abb. 6.

$$M_2 = Q \cdot \frac{a}{4} + M.$$

Dieser Wert stimmt mit dem Ergebnis der Formel (1a) und (1b) der Abhandlung überein.

Die hier entstehende Beanspruchung wird naturgemäß nicht von den örtlichen Beanspruchungen, die im Querschnitt 1 entstehen und von  $h$  abhängig sind, beeinflußt, da ihr Abstand von dem Querschnitt 2 zu groß ist. Es liegt daher keine Veranlassung vor, für das Widerstandsmoment an Stelle der ganzen Höhe  $h''$  (Abb. 6) die Höhe  $h$  entsprechend Gl. (4) oder  $h' = h + \frac{1}{3} \cdot \frac{a}{2}$  entsprechend Abb. 17 der Abhandlung einzusetzen. Wenn auch die Spannungen nicht geradlinig verlaufen, so spielt das keine Rolle, wenn mit der aus Biegeversuchen ermittelten Biegefestigkeit des Betons gerechnet wird.

Zahlenmäßig ergeben sich z. B. für die Wand nach Abb. 6 mit  $a = 10 \text{ m}$ ,  $h = 1,5 \text{ m}$  und  $h'' = 5,0 \text{ m}$  folgende Unterschiede für die einzelnen Berechnungsweisen. Bezeichnet  $\sigma'$  die für die Höhe  $h'' = 5,0 \text{ m}$  ermittelte Beanspruchung, so wird für  $h' = 1,5 + \frac{1}{3} \cdot \frac{10}{2} = 3,17 \text{ m}$  die

Beanspruchung  $\sigma' = \left(\frac{5,0}{3,17}\right)^2 \sigma'' = 2,49 \sigma''$  und für  $h = 1,5 \text{ m}$   $\sigma = \left(\frac{5,0}{1,5}\right)^2 \sigma'' = 11,1 \sigma''$ . Wenn nach den Vorschlägen der Abhandlung gerechnet wird, ergeben sich also hier Beanspruchungen, die das 2,5- und 11fache des tatsächlichen Wertes erreichen. In vielen Fällen wird daher diese Berechnungsweise zu umfangreichen Stahlbewehrungen Veranlassung geben, obwohl in Wirklichkeit gar keine Bewehrung erforderlich ist.

Aus wirtschaftlichen Gründen sollten daher derart ungünstige und unzutreffende Annahmen bei der Berechnung vermieden werden.

Senft.

Die Aussprache wird im Einvernehmen mit dem Herrn Verfasser, der demnächst eine Arbeit über den gleichen Gegenstand veröffentlichen wird, hiermit geschlossen.

Die Schriftleitung.

Die statische Wirkungsweise der Hohlplatten<sup>1)</sup>.

In dem genannten Aufsatz setzt Herr Dr. techn. F. Reinitzhuber die bekannte Wirkungsweise des Hohlquerschnitts auf Verdrehen aus einander und empfiehlt die Anwendung solcher Bauglieder für den Stahlbrückenbau. So wenig gegen die Theorie als solche und ihre allgemeine Anwendung zu sagen ist, so muß doch darauf hingewiesen werden, daß der sogenannte Röhrenquerschnitt bei kleineren, im Werk geschweißten Brücken vielleicht mit Erfolg angewandt werden kann, beim Bau größerer Brücken jedoch wirtschaftliche Vorteile nicht mit sich bringen wird.

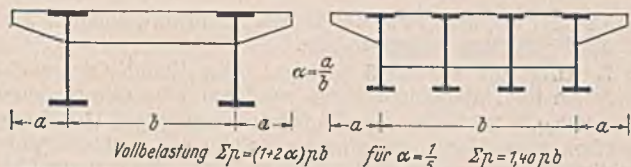
1. Die für die Bemessung maßgebende Gesamtbelastung aller Hauptträger unter Berücksichtigung der Verdrehungswirkung ergibt sich bei Trägerrostbrücken unter der Annahme starrer Querscheiben und gleicher Hauptträger und bei Brücken mit mehreren Hauptträgern und gelenkig angeschlossenen Quertägern aus der nachstehenden Übersicht (s. S. 591).

Hieraus ist zu entnehmen, daß bei Rostbrücken die Vermehrung der Trägerzahl eine Erhöhung des Hauptträgergewichts aus Verkehrslast bedingt, zu der noch das vermehrte Steggewicht kommt. Dem steht die Gewichtersparnis im Tragwerk der Fahrbahn gegenüber, die insbesondere bei unmittelbarer Auflagerung der Fahrbahnplatten auf den Hauptträgern beträchtlich sein kann.

Vorteile der Trägerrostbauweise bleiben trotz etwaiger Gewichtervermehrung: ihre einheitliche Wirkung gegen Einzellasten, ihre Sicherheit gegen Zerstörung und insbesondere die Möglichkeit, durch Verminderung der Gurtquerschnitte niedrige Bauhöhen zu erzielen. Die zur Aufnahme der Verdrehungsmomente erforderlichen Aufwendungen bleiben bei der Trägerrostbrücke im ganzen gesehen also in erträglichen Grenzen.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1941, Heft 6, S. 66.





Hauptträgerzahl	gelenkig angeschlossene Querträger	Trägerrost	Für $\frac{\alpha}{\delta} = \alpha = \frac{1}{5}$
2	$\Sigma p = (1+2\alpha+\alpha^2)pb$	—	$\Sigma p = 1,44pb$
3	$\Sigma p = (1+2\alpha+2\alpha^2)pb$	$\Sigma p = (10278+2,33\alpha+\alpha^2)pb$	$\Sigma p = 1,40pb$ $\Sigma p = 1,53pb$
4	$\Sigma p = (1+2\alpha+3\alpha^2)pb$	$\Sigma p = (10444+2,40\alpha+0,9\alpha^2)pb$	$\Sigma p = 1,52pb$ $\Sigma p = 1,56pb$
5	$\Sigma p = (1+2\alpha+4\alpha^2)pb$	$\Sigma p = (10500+2,40\alpha+1,2\alpha^2)pb$	$\Sigma p = 1,56pb$ $\Sigma p = 1,58pb$

2. Es besteht die Möglichkeit, die Drehmomente außer in den senkrechten Wänden mit waagerechten Verbänden aufzunehmen. Hierbei treten in den Gurtungen zusätzliche Längsspannungen auf<sup>2)</sup>.

Bei Anordnung des Röhrenquerschnitts treten bei Vernachlässigung der Verwölbung lediglich Schubspannungen auf. Zur Erzwingung der reinen Verdrehung ist die Anordnung von häufigen Querschotten notwendig, die in der Lage sein müssen, die Schubkräfte auch an das obere und untere Blech zu übertragen. Die Drehmomente werden aus den Schotten auf die vier Wände bei statisch bestimmter Lagerung in der Weise verteilt, daß das Drehmoment zur Hälfte von den senkrechten und zur Hälfte von den waagerechten Wänden aufgenommen wird. Sobald jedoch das Tragwerk statisch unbestimmt wird — und jedes Röhrentragwerk wird aus praktischen Gründen vielfach statisch unbestimmt —, wird die Verteilung der Verdrehungsmomente ungewiß, und es treten die Wölbkräfte auf. Die statisch Unbestimmten können dabei innere und äußere (Durchlaufträger, feste Lager in einer Ebene) sein. Für die praktische Berechnung ist es notwendig, in Rücksicht auf die Vergleichsspannungen die Verteilung von Längs- und Schubspannungen wenigstens mit annähernder Genauigkeit zu kennen. Die Vergleichsspannungen werden nach der Formel:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

von beiden Spannungsarten in verschiedener Weise beeinflußt.

3. Für die Aufnahme der senkrechten Momente durch die über die ganze Brückenbreite laufenden Platten ist die Mitwirkung der Platten notwendig. Beim Träger auf zwei Stützen wird bei nicht zu geringer Stützweite die volle Mitwirkung im allgemeinen zu erreichen sein<sup>3)</sup>, bei durchlaufenden Trägern erfährt sie jedoch an den Stützen eine wesentliche örtliche Beeinträchtigung.

4. Die Verteilung des Gurtquerschnitts auf die ganze Brückenbreite mit der praktisch möglichen Mindeststärke deckt auch bei sehr großen Stützweiten den vollen Gurtquerschnitt; eine wirtschaftliche Abstufung der Querschnitte ist also nicht mehr möglich. Die Gurtplatten erhalten auch bei verdrehungsfreier Belastung Schubspannungen. Besteht der Gurt lediglich aus dem Blech, dann ist sein Schubfluß am Randhauptträger gleich dem Schubfluß am oberen Stegblechrand des Randhauptträgers und die Summe seiner Schubflüsse an jedem mittleren Hauptträger gleich dem Schubfluß an der gleichen Stelle eines mittleren Hauptträgerstegbleches. Die Schubspannungen aus diesem Schubfluß sind bekanntlich bei großen Brücken sehr beträchtlich und machen die Vergleichsspannungen für die Bemessung der Stegstärke maßgebend. Die Verteilung der Schubspannungen in dem oberen und unteren Blech ist abhängig vom ungleichmäßig verteilten Verlauf der Längsspannungen. Die Überleitung der Schubspannungen aus senkrechter Last und Verdrehung an den Übergängen von den senkrechten zu den waagerechten Blechen erfordert wohl in den meisten Fällen eine zweischnittige oder zweireihige Vernietung. Es sei noch darauf hingewiesen, daß wohl vorwiegend die höchsten Schubspannungen bei Volllast auftreten.

5. Eine Frage, die für Röhrenbrücken unbedingt geklärt werden müßte, ist die Berücksichtigung des Nietabzuges, der bei Vorwiegen der Schubspannungen auch bei der Bemessung gegen diese und damit bei den Vergleichsspannungen in Rechnung gestellt werden müßte.

Die Längs- und Querstöße der Bleche erfordern große Nietarbeit auf der Baustelle, weil die Längsstöße zweischnittig-zweireihig, die Querstöße zweckmäßig zweischnittig-dreireihig vernietet werden müssen. Bei dreireihiger Nietung beträgt nämlich der Nietabzug 14%, bei zweireihiger 20% und bei einreihiger 33%. Der Baustoffaufwand für die Stöße gegenüber einer zusammengefaßten Gurtung ist nicht unwesentlich höher.

<sup>2)</sup> Doktorarbeit W. Bergfelder, Über den Einfluß der senkrecht wirkenden Verkehrsbelastung auf die waagerechten Verbände eiserner Balkenbrücken. Berlin 1929, Verlag Albert Antoni.

<sup>3)</sup> Chwalla, Die Formeln zur Berechnung der voll mittragenden Breite dünner Gurt- und Rippenplatten. Stahlbau 1936, Heft 10, S. 73.

6. Durch die Verteilung des Druckgurtes auf die ganze Brückenbreite wird dieser so dünn, daß seine Aussteifung gegen Ausbeulen große Aufwendungen erfordert. Ohne Berücksichtigung einer Heranziehung der Längsträger betragen diese nach überschläglichen Ermittlungen etwa 25% des Blechgewichts. Eine Herabsetzung der Beulsicherheit ist nicht vertretbar, weil sie in den Vorschriften an sich schon sehr gering gehalten ist. Letzten Endes muß ein Bauwerk in allen Teilen der Lastaufnahme voll gewachsen sein. Eine Erleichterung kann nur durch Verminderung der vorgeschriebenen Lasten oder gegebenenfalls durch Verzicht auf die Berücksichtigung der ungünstigsten Lastverteilung quer zur Brücke erreicht werden. Wenn in dem Aufsatz darauf hingewiesen wird, daß die Bleche auch im ausbeulenden Zustand noch tragfähig sind, so läßt sich dieser Umstand vielleicht im Flugzeugbau in Rechnung stellen, wo jedes einzelne Bauglied entsprechenden Untersuchungen unterworfen werden kann. Bei der Einzelanfertigung von Brücken größeren Maßstabes sind die Verhältnisse jedoch zu unübersichtlich, um hier unter voller Verantwortung Erleichterungen eintreten zu lassen.

7. Die Verwendung von Wellblechen oder abgekanteten Blechen für druckbeanspruchte Bauteile könnte den Aufwand für die Aussteifungen herabsetzen. Die dadurch vielleicht erzielte Gewichtsverminderung wird jedoch wirtschaftlich sicherlich durch die teure Ausführung aufgezehrt. Allgemein müßte vor Anwendung dünner Bleche im Brückenbau geklärt werden, ob eine Herabsetzung der bisher üblichen Mindeststärken von 9 oder 8 mm vom Standpunkt der Bauherren aus in Rücksicht auf Rostgefahr und Unterhaltungsarbeit vertreten werden kann.

Zusammenfassend muß also gesagt werden, daß die zusätzlichen Aufwendungen an Gewicht für die einwandfreie Durchbildung einer Röhrenbrücke, ganz abgesehen von der Unübersichtlichkeit des Kräfteverlaufs und der schwierigen Baustellenausführung, nicht unbedeutend sind. Der Umstand, daß das obere Blech als Tragglied zur unmittelbaren Aufnahme der Fahrbahnlast herangezogen werden kann, wird die im vorstehenden einzeln nachgewiesenen Nachteile nicht aufwiegen können. Für größere Brücken kann deshalb mit der Anwendung des Röhrenquerschnitts nichts erreicht werden. Er kann lediglich für kleine Brücken mit geringer Bauhöhe, und zwar hauptsächlich bei Ausführung in Reihenbauweise Vorteile bringen.

Dr.-Ing. K. Miesel, Dr.-Ing. U. Thran.

Erwiderung.

In meinem Aufsatz war es mir in der Hauptsache darum zu tun, die statische Wirkungsweise der Hohlplatten klarzulegen, da dem Bauingenieur die dabei auftretenden, an sich bekannten Fragen der Verdrehung meist nicht geläufig sind. Einig gehe ich mit den Herren Einsendern darin, daß es vorerst zweckmäßig ist, kleinere im Werk geschweißte Brücken mit Röhrenquerschnitt als Hohlplatten herzustellen und zu erproben. Wo die wirtschaftliche Grenze der Stützweite von Hohlplattenbrücken im allgemeinen und von Brücken mit Röhrenquerschnitt im besonderen liegt, läßt sich heute wohl noch nicht entscheiden.

Zu den einzelnen Punkten der Zuschrift ist folgendes zu sagen:

Zu 1. Die Tafeln über die maßgebende Gesamtbelastung aller Hauptträger bei gleichmäßig verteilter Belastung  $p$  lassen sich noch nach zwei Richtungen ergänzen, und zwar kann man die Gesamtbelastung aller Hauptträger bei gleichmäßig verteilter Belastung auch noch für Tragwerke mit Röhrenquerschnitt anschreiben, und weiterhin läßt sich die Gesamtbelastung aller Hauptträger infolge einer über die Brückenbreite wandernden Einzellast für den gelenkig angeschlossenen Querträger, für den Trägerrost und für den Röhrenquerschnitt ermitteln. Die so ergänzten Tafeln sind im folgenden angegeben.

Tafel 1.  
Gesamtbelastung aller Hauptträger bei gleichmäßig verteilter Belastung  $p$ .

Hauptträgerzahl	Gelenkig angeschlossener Querträger	Trägerrost	Röhrenquerschnitt	Für $\alpha = 1/5$		
				Gelenkig angeschl. Querträger	Trägerrost	Röhrenquerschnitt
2	$[1 + 2\alpha + \alpha^2] bp$	—	$[1 + 2\alpha] bp$	1,44 $bp$	—	1,40 $bp$
3	$[1 + 2\alpha + 2\alpha^2] bp$	$\left[ \frac{37}{36} + \frac{7}{3} \cdot \alpha + \alpha^2 \right] bp$		1,48 $bp$	1,53 $bp$	
4	$[1 + 2\alpha + 3\alpha^2] bp$	$\left[ \frac{47}{45} + \frac{12}{5} \cdot \alpha + \frac{9}{10} \cdot \alpha^2 \right] bp$		1,52 $bp$	1,56 $bp$	
5	$[1 + 2\alpha + 4\alpha^2] bp$	$\left[ \frac{21}{20} + \frac{12}{5} \cdot \alpha + \frac{6}{5} \cdot \alpha^2 \right] bp$		1,56 $bp$	1,58 $bp$	

Tafel 2.  
Gesamtbelastung aller Hauptträger infolge einer Einzellast  $P$ .

Hauptträgerzahl	Gelenkig angeschlossener Querträger	Trägerrost	Röhrenquerschnitt
2	2 $P$	—	} $P$
3	3 $P$	2 $P$	
4	4 $P$	2,2 $P$	
5	5 $P$	2,2 $P$	

Bei der Berechnung der Werte der Tafeln 1 und 2 für Tragwerke mit Röhrenquerschnitt wurde — gleichwie bei der Trägerrostbrücke — vorausgesetzt, daß die Querscheiben starr sind. Außerdem wurden die aus der Wölbbehinderung folgenden Einflüsse vernachlässigt; daher sind diese Werte etwas zu günstig. Die richtigen Werte liegen zwischen den Werten für Trägerroste und denen für Tragwerke mit Röhrenquerschnitt.



Wenn auch die Werte der Tafeln 1 und 2 für Tragwerke mit Röhrenquerschnitten aus diesen Erwägungen heraus etwas zu klein angegeben sind, so bleiben sie doch noch immer günstiger als die Werte für Trägerroste und Tragwerke mit gelenkig angeschlossenen Querträgern, insbesondere dann, wenn es sich um Belastungen mit Einzellasten handelt. Tatsächlich setzen sich die Brückenbelastungen gemäß den Belastungsvorschriften zusammen aus verteilten Lasten und Einzellasten. Dementsprechend sind die Werte der Tafeln 1 und 2 nur Grenzwerte. Ist der Anteil der Einzellasten an der gesamten Brückenbelastung groß, so wird die Gesamtbelastung aller Hauptträger bei Tragwerken mit Röhrenquerschnitten kleiner sein als die bei Trägerrosten und gelenkig angeschlossenen Querträgern (Tafel 2). Ist hingegen der Anteil der verteilten Belastung an der gesamten Brückenbelastung groß, so wird der Unterschied in der Gesamtbelastung aller Hauptträger nicht mehr erheblich von der Bauweise abhängen (Tafel 1). Da bei Brücken mit kleinen Stützweiten der Anteil der Einzellasten an der Brückenbelastung viel bedeutender ist als bei Brücken mit großen Stützweiten, scheint die Anwendung von Brücken mit Röhrenquerschnitt für große Stützweiten nicht mehr so vorteilhaft zu sein wie für mittlere und kleine Stützweiten, ein Ergebnis, das ohne weiteres klar ist, wenn man sich vor Augen führt, daß der Röhrenquerschnitt besonders dann zweckmäßig anzuwenden ist, wenn große Drehmomente um die Brückenlängsachse auftreten.

Die Vorteile der Trägerrostbauweise — einheitliche Wirkung gegen Einzellasten, Sicherheit gegen Zerstörung und niedrige Bauhöhe — gelten im erhöhten Maße für Brücken mit Röhrenquerschnitt, da sie außer Biegemomenten und Querkräften, wie sie in den Trägerrosten auftreten, auch noch Drehmomente mit Schubspannungen übertragen können, eine Eigenschaft, die in erster Linie den Platten eigentümlich ist.

Zu 2. Die Berechnung so hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke, wie sie die Hohlplatten darstellen, stößt zweifellos auf Schwierigkeiten. Dies kann allerdings kein Hindernis sein, sie dennoch auszuführen, denn meist hinken die Berechnungsverfahren gegenüber der praktischen Ausführung nach. Man denke z. B. an die Schalenbauten, die zunächst hergestellt wurden, ohne daß eine genaue Berechnungsweise bekannt war. Immerhin sind für ähnliche Blechtragwerke, wie sie die Hohlplatten darstellen, Berechnungsverfahren im Flugzeugbau hauptsächlich von H. Ebner entwickelt worden, die zum größten Teil in der Zeitschrift „Luftfahrtforschung“ veröffentlicht sind, und die sich zum Teil auf Hohlplatten übertragen lassen. Ich habe die Absicht, in einer demnächst erscheinenden Veröffentlichung einen Beitrag zu dieser Frage zu liefern.

Für die Praxis wird jedoch voraussichtlich eine genaue statisch unbestimmte Rechnung wegen des großen Zeitaufwandes ohnedies nicht in Frage kommen. Man wird sich wohl mit Näherungsberechnungen begnügen und die Spannungen aus den Wölbkräften als Zusatzspannungen betrachten können, ähnlich wie man das bei den Nebenspannungen von Fachwerken macht. Dies wird um so mehr zutreffen, als man annehmen darf, daß bei örtlich auftretenden Spannungen, die über der Fließgrenze liegen, eine Kräfteumlagerung stattfindet, die mit einem Spannungsabbau an den gefährdeten Punkten verbunden ist. Ein abschließendes Urteil in dieser Frage wird man erst abgeben können, wenn entsprechende Messungen von ausgeführten Bauwerken und Versuchsergebnisse vorliegen.

Zu 4. Die aus der Verteilung des Gurtquerschnitts auf die gesamte Brückenbreite sich ergebenden geringen Dicken der Deckbleche bewelsen, daß die Hohlplatten besonders für Bauwerke mit kleinen Bauhöhen geeignet sind; bei kleinen Bauhöhen lassen sich auch Abstufungen der Gurtquerschnitte durchführen.

Die aus den Längs- und Schubspannungen sich ergebenden Vergleichsspannungen sind bei frei aufliegenden Trägern nicht sehr groß, da in der Brückenmitte, wo die größten Längsspannungen auftreten, die Schubspannungen klein sind, und am Auflager, wo die größten Schubspannungen auftreten, die Längsspannungen null sind. Anders liegen die Verhältnisse beim durchlaufenden Träger, wo über den Auflagern Längs- und Schubspannungen gleichzeitig Größtwerte erreichen. Der Bereich dieser ungünstigen Beanspruchung ist aber klein, so daß Verstärkungen mit geringem Gewichts Aufwand genügen werden.

Zu 5. Die Nietverschwächungen bei Röhrenbrücken sind recht erheblich. Man wird besser mit geschweißten Ausführungen zurechtkommen, bei denen auch der große Baustoffaufwand für die Stöße wegfällt.

Zu 6. Eine wesentliche Herabsetzung des Gewichtes für die Aussteifungen der Druckgurte läßt sich erreichen, wenn man den Druckgurt, dort, wo er zugleich Fahrbahnblech ist, tonnenförmig ausbildet. Es ist dann meist überhaupt keine Aussteifung im Obergurt notwendig. Lediglich bei durchlaufenden Trägern werden im Untergurt im Bereich der Stützen Aussteifungen erforderlich sein.

Die Frage, ob es zweckmäßig ist, die Beulsicherheit bei Blechtragwerken herabzusetzen oder auf sie zu verzichten, ist grundsätzlicher Art, denn sie betrifft den gesamten Stahlblechbau. Um auf sie einzugehen, ist der Raum hier zu beschränkt. Bemerkt sei nur, daß außer im Flugzeugbau und Schiffbau auch bei amerikanischen Stahlbauwerken und bei Pionierbrückengeräten Beanspruchungen zugelassen werden, die unter der kritischen Beullast liegen. Zu erwägen wäre, ob man nicht ähnlich wie bei Knickstäben auch beim Beulen von Blechen ein Traglastverfahren

einführen sollte, bei dem nicht der kritische Beulwert, sondern die Traglast für die Bemessung maßgebend ist.

Zu 7. Hier gilt das zu 6 gesagte. Eine Klärung der zulässigen Mindestdicken für Hohlplattenbrücken aus Stahl wäre sehr zu begrüßen.

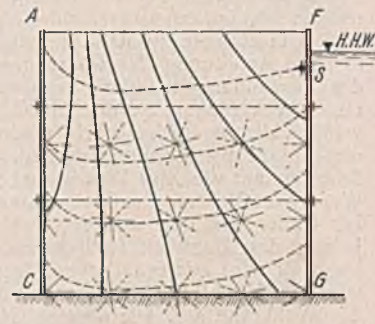
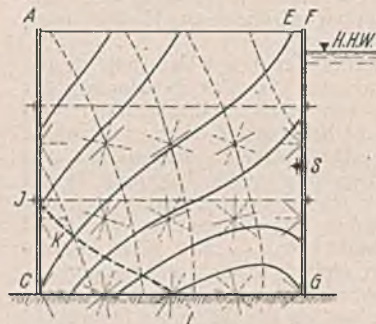
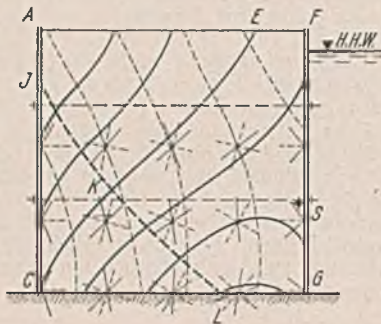
Abschließend läßt sich sagen, daß ein endgültiges Urteil über die Zweckmäßigkeit der Hohlplattenbrücken in Stahl erst nach dem Vorliegen von praktischen Erfahrungen gefällt werden kann. Zu erwarten ist nach den guten Erfahrungen, die man im Betonbrückenbau mit Hohlplattenbrücken gemacht hat, daß sie sich auch im Stahlbrückenbau bewähren werden, wobei voraussichtlich recht erhebliche Ersparnisse an Stahl gegenüber den bisher gebräuchlichen Bauweisen zu erzielen sein dürften.

Dr. techn. F. Reintzhuber.

Die Aussprache ist damit geschlossen. Die Schriftleitung.

Berichtigungen.

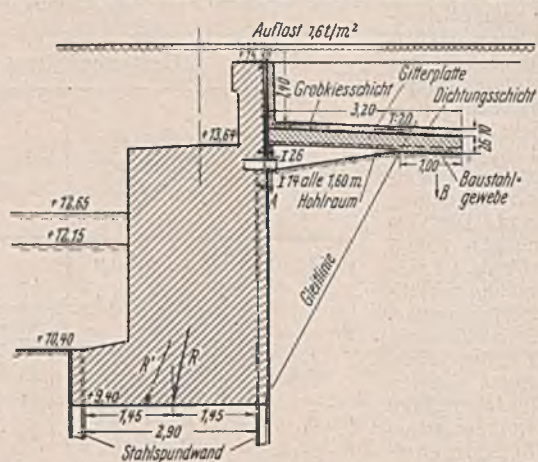
Dr.-Ing. Homberg teilt zu seinem Aufsatz „Gleitflächenbildung und Sicherheitsgrad von Fangedämmen“, Bautechn. 1941, Heft 50/51, S. 549, folgendes mit: „Bei der Einzelzeichnung der sich aus



den Richtungsfeldern ergebenden Gleitflächen bin ich teilweise nicht richtig vorgegangen, Abb. 2 auf S. 550 ist daher durch obenstehende Abbildung zu ersetzen. Die singulären Punkte S geben an den Rückwänden die Stellen an, in denen kein Schub vorhanden ist und in denen daher die Richtung der Rutschflächen wechselt. Die Fließbereiche JCLK und die Fließrichtungen der Abb. 1a u. b sind unverändert. Da die Änderungen der maßgebenden Gleitflächen nur örtlich sind, bleibt die schon angegebene Gleitmöglichkeit bestehen. Die weiteren Ausführungen ändern sich daher nicht“.

In dem Aufsatz von Tillmann über Johann August Röbling, Bautechn. 1941, Heft 52, S. 553, müssen unter dem Bilde die Jahreszahlen lauten: 1806 bis 1869.

In dem Aufsatz von Oberregierungs- und -baurat Pfeiffer über eine Hubbrücke über einen Kanal, Bautechn. 1941, Heft 22, S. 233, ist die darin erwähnte und in Abb. 3 angedeutete Gitterwand-Übergangsplatte nicht deutlich erkennbar. Der Patentinhaber, Oberingenieur Schroeter, stellt uns den nebenstehenden Querschnitt zur Verfügung.



Die Platte liegt auf einer durch Stahlträger geschaffenen Auskragung an der Rückwand des Widerlagers und am anderen Ende mit etwa 1/3 ihrer Länge auf dem Erdboden auf. Ohne die Gitterplatte würde die

Widerlagersole durch die Mittelkraft R' beansprucht werden, die Wirkung der Gitterplatte verschiebt die Schlußkraft in die Lage der Mittelkraft R, die die Sole in der Mitte schneidet. Die durch Verkehrslasten veranlaßten Schwankungen der Mittelkraft sind nach Angabe des Einsenders verschwindend gering, weil die von den Verkehrslasten erzeugten Auflagerkräfte A und B Momente erzeugen, die um die Sohlenmitte in entgegengesetztem Sinne drehen und sich gegenseitig fast aufheben.

INHALT: Vermischtes: Professor Dr.-Ing. Kurt Beyer 60 Jahre alt. — Straßenbrücken, Belastungsannahmen (DIN 1072). — Zuschriften an die Schriftleitung. — Berichtigungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.