

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011  
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

6. Jahrgang

BERLIN. 20. Januar 1933

Heft 2

### Allgemeine, unmittelbare Darstellung von Einflußlinien durch Biegelinien nach dem Formänderungsverfahren.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Krabbe, Essen.

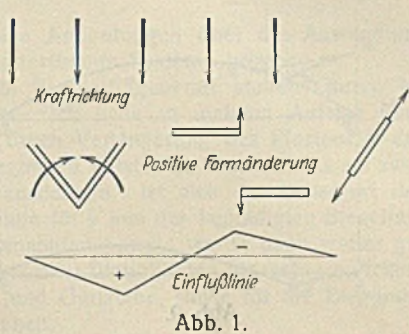
Die Einflußlinie für eine statische Größe (Moment, Querkraft, Stabkraft, Auflagerkraft) ist die Biegelinie des Tragwerklastgurtcs, erzeugt durch die Formänderung „Eins“ (Drehwinkel 1, Querverschiebung 1, Verlängerung 1, Hebung 1) des betreffenden Tragwerkteils.

Dieser ganz allgemeine Satz für Tragwerke aller Art, seien sie statisch bestimmt oder unbestimmt, vollwandig oder fachwerkartig ausgebildet, dessen Beweiss unmittelbar aus dem Prinzip der virtuellen Verrückungen folgt, stellt wohl die klarste Auffassung vom Wesen der Einflußlinie dar. Seine allgemeinere Anwendung in der Statik scheiterte wohl an der vermeintlichen Schwierigkeit, in manchen Fällen diese Biegelinien unmittelbar darzustellen. Diese Schwierigkeit führte zur Darstellung von Lastgruppen, die die gewünschte Verformung erzeugen, wie zu den schönen Verfahren von Szegö und Nemenyi<sup>1)</sup> und Kirsten<sup>2)</sup>. Beide Verfahren machen jedoch umfangreiche Vorüberlegungen nötig, die manchem das Wesen der Sache verdunkeln. In anderen Fällen begnügte man sich damit, die Einflußlinien für die statisch überzähligen Größen durch Biegelinien, erzeugt durch ihre Verschiebung, darzustellen, was in manchen Fällen schneller zum Ziele führt, aber immerhin als ein Umweg zu bezeichnen ist.

Diese Umwege vermeidet man, wenn man nicht von Lastgruppen oder Hilfsgrößen, sondern von der gewünschten Verformung selbst ausgeht. Man kommt dann zu einem leicht verständlichen, ganz allgemein anwendbaren Verfahren, welches weiterhin den Vorzug hat, daß es gleichzeitig die Einflußlinien für lotrechte und waagerechte Belastungen liefert.

Zur Darstellung der Einflußlinie für ein Moment knickt man zuerst den Träger an der betreffenden Stelle um den Drehwinkel „Eins“, für eine Querkraft verschiebt man die Querschnitte parallel um „Eins“, für eine Stabkraft verlängert man den Stab um „Eins“ und für eine Auflagerkraft hebt man hier das Tragwerk um „Eins“. Dann stellt man die hierdurch gestörten Auflagerbedingungen oder Gelenkbedingungen wieder her. Bei statisch bestimmten

Tragwerken vollzieht sich diese Wiederherstellung nach den Gesetzen der Kinematik zwanglos<sup>3)</sup>, beim statisch unbestimmten Tragwerk unter Anwendung von Kräften. Die einfache Vorzeichenregel, die auch unmittelbar aus dem Prinzip der virtuellen Verrückungen folgt, lautet: Bei Formänderungen im positiven Sinne liegen die positiven Teile der Einflußlinie von der Nulllinie aus in der Lasttrichtung (Abb. 1).



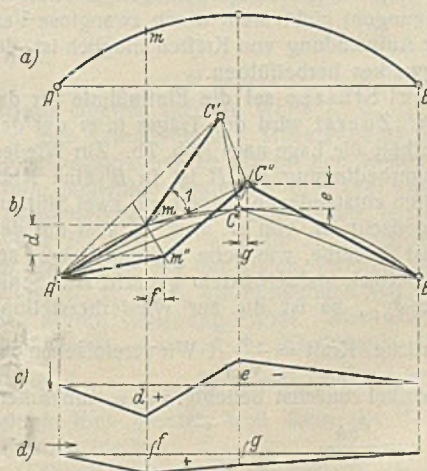
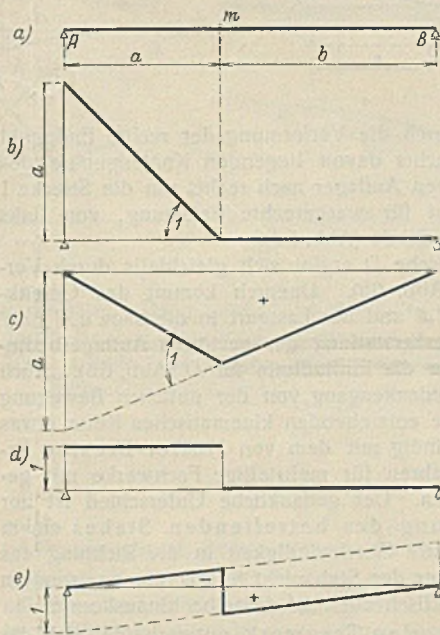
Der einfachste Fall ist der Balken auf zwei Stützen. Um die Einflußlinie für das Moment in  $m$  (Abb. 2a) zu finden, knicken wir den Balken in  $m$  um den Drehwinkel 1 (Abb. 2b), und es entsteht ohne weiteres nach Wiederherstellung der gestörten Auflagerbedingung  $A$  die Einflußlinie für das Moment in  $m$  (Abb. 2c). Ebenso ergibt Abb. 2d—e die Entwicklung der Einflußlinie für die Querkraft.

Aus diesen Bildern entwickeln sich ganz von selbst die entsprechenden Einflußlinien für den Gerberbalken.

<sup>1)</sup> Stahlbau 1931, Heft 13. — <sup>2)</sup> Stahlbau 1932, Heft 18.

<sup>3)</sup> Für statisch bestimmte Tragwerke ist dieses Verfahren grundlegend behandelt von Rob. Land: „Kinematische Theorie der statisch bestimmten Träger“, Ztschr. d. Ö. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 11 u. 162.

Schon diese einfachen Beispiele mögen zeigen, daß der hier entwickelte Gedankengang bei weitem auf dem einfachsten Wege zur Einflußlinie führt. — Beim Dreigelenkbogen (Abb. 3a) führt dieser Gedankengang auch zu einer sehr einfachen Ableitung der Einflußlinien, die von dem üblichen Verfahren der Bewegung der durch Einfügung eines Gelenkes in  $m$  entstandenen kinematischen Kette etwas abweicht. Wir knicken den Bogen  $ACB$  in  $m$  um den Drehwinkel 1, wobei wir das Gelenk in  $C$  zunächst lösen (Abb. 3b). Der Punkt  $C$  gelangt nach  $C'$ . Zur Wiederherstellung der gestörten Gelenkbedingung drehen wir die beiden Stabzüge  $AC'$  und  $BC$  um  $A$  und  $B$ . Der Schnittpunkt der Bahnen ihrer Endpunkte, die senkrecht zu  $AC$  und  $BC$  liegen, ergibt die neue Lage des Gelenkes  $C''$ , und der Linienzug  $Am''C''B$  stellt die Seilnetze des verformten Dreigelenkbogens dar. Die lotrechten Verschiebungen der Punkte  $m$  und  $C$ , nämlich  $d$  und  $e$ , ergeben dann die entsprechenden Ordinaten der Einflußlinie für lotrechte Belastung (Abb. 3c), die waagerechten Verschiebungen  $f$  und  $g$  die Ordinaten der Einflußlinie für waagerechte Belastung. Die entsprechende Darstellung der Einflußlinien für die Querkraft (Abb. 4a—d), bei der zuerst das Bogenstück  $mC$  senkrecht zur Tangente  $t$  verschoben wird, dürfte hiernach ohne weiteres verständlich sein.



Beim statisch bestimmten Fachwerk (Halbparabellträger Abb. 5a) entsteht die Einflußlinie für den Obergurtstab  $O$  durch Verlängerung des Stabes um 1; dadurch dreht sich der Lastgurt (Untergurt) um den Drehwinkel  $\frac{1}{r}$  in die Lage  $CA'$ . Durch Wiederherstellung der gestörten Auflagerbedingung  $A$ , durch Drehen um  $B$  entsteht dann die Einflußlinie für den Obergurtstab (Abb. 5b). Die Darstellung der Einflußlinie für den Untergurtstab  $U$ , die in derselben Weise erfolgt (Abb. 5c), bietet insofern

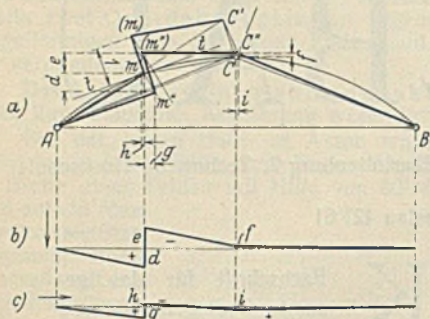


Abb. 4.

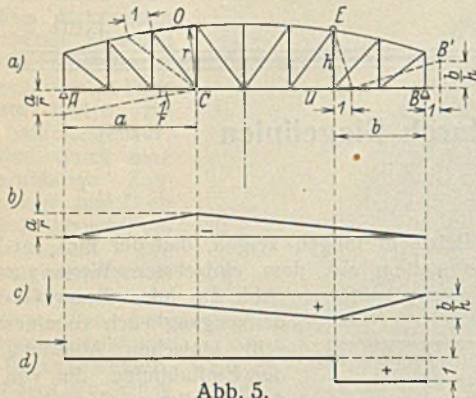


Abb. 5.

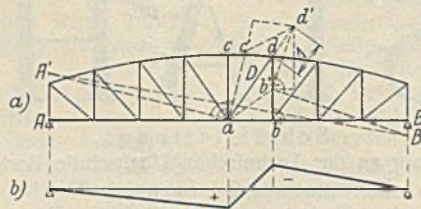


Abb. 6.

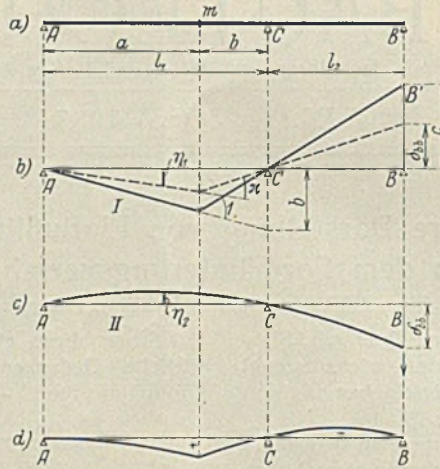


Abb. 7.

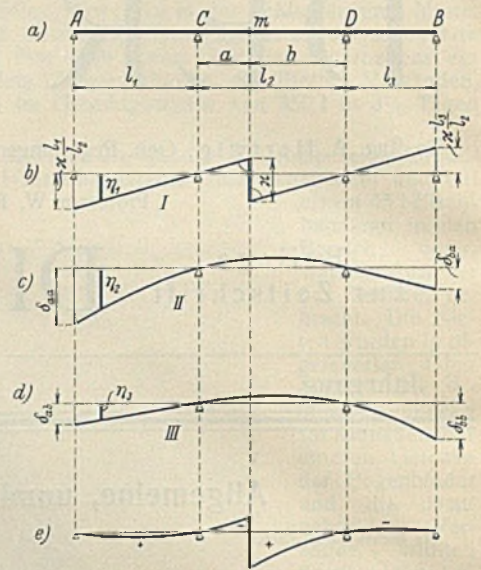


Abb. 8.

eine Besonderheit, als sich durch die Verformung der rechte Endpunkt des Stabes und damit alle rechts davon liegenden Knotenpunkte des Lastgurtes samt dem beweglichen Auflager nach rechts um die Strecke 1 verschoben haben. Das ergibt für waagerechte Belastung, von links nach rechts gerichtet, die Einflußlinie (Abb. 5d).

Die Einflußlinie für die Stäbe D ergibt sich gleichfalls durch Verlängerung derselben um 1 (Abb. 6a). Dadurch kommt das Gelenkviereck  $abcd$  in die Lage  $a'b'c'd'$  und der Lastgurt in die Lage  $aA' \perp ac'$  und  $bB' \perp C'd'$ . Durch Wiederherstellung der gestörten Auflagerbedingungen bei A und B erhält man die Einflußlinie für D (Abb. 6b). Auch dieses Verfahren weicht im Gedankengang von der üblichen Bewegung der durch Fortnahme der Stäbe entstehenden kinematischen Kette etwas ab, deckt sich aber fast vollständig mit dem von Müller-Breslau angegebenen kinematischen Verfahren für mehrteilige Fachwerke mit gelenkig gedachten Knotenpunkten. Der gedankliche Unterschied ist nur der, daß dort nach Beseitigung des betreffenden Stabes einem seiner Endpunkte eine bestimmte Geschwindigkeit in der Richtung des Stabes erteilt wird, während hier der Stab nicht fortgenommen, sondern um 1 verlängert wird, was praktisch aber auf dasselbe hinauskommt.

Beim statisch unbestimmten Tragwerk unterscheidet sich das Verfahren von dem bisherigen nur dadurch, daß die Wiederherstellung der durch die Verformung zunächst gestörten Auflagerbedingungen (Gelenkbedingungen, Kontinuitätsbedingungen) nicht mehr durch zwanglose Verschiebungen, sondern nur unter Aufwendung von Kräften möglich ist, die weitere Verformungen des Tragwerkes herbeiführen.

Bei einem Balken auf drei Stützen sei die Einflußlinie für das Moment in  $m$  gesucht (Abb. 7a). Zuerst wird der Träger in  $m$  um den Drehwinkel  $1$  geknickt, und er erhält die Lage nach Abb. 7b. Zur Wiederherstellung der gestörten Auflagerbedingung bei B ist in  $B'$  eine Kraft erforderlich, die das Ende des nun entstandenen Trägers auf zwei Stützen, der im Knickpunkt  $m$  erstarrt gedacht ist, von  $B'$  nach B, also um den Betrag  $c$ , senkt. Die Wirkung ist dieselbe, wie beim geraden Träger auf zwei Stützen (Abb. 7c), da ja der Knick als sehr klein gedacht ist. Senkt nun Last 1 das Trägerende B um  $\delta_{bb}$ , so ist die zur Wiederherstellung der Auflagerbedingung erforderliche Kraft  $= \frac{c}{\delta_{bb}}$ . Wir vereinfachen uns

die Sache, indem wir den Drehwinkel zunächst beliebig,  $= 1 \times$ , annehmen. Setzen wir dann

$$\times = \frac{\delta_{bb}}{c}$$

so ist in B die Kraft 1 erforderlich, um die durch den Knick gestörte Auflagerbedingung wiederherzustellen; d. h. die Ordinaten  $\eta_2$  der Biegelinie II sind zu den Ordinaten  $\eta_1$  der Biegelinie I (mit dem Knick  $\times$ ) zu addieren, um die endgültige, einzig und allein durch den Knick  $\times$  verursachte Biegelinie des Balkens auf drei Stützen zu erhalten (Abb. 7d). Sie ist die Einflußlinie für das Moment in  $m$  und hat den Beiwert  $\mu = \frac{1}{\times} = \frac{c}{\delta_{bb}}$ . Wir erhalten zwar hier wie in den folgenden Fällen die Einflußlinie in altbekannter Form; der wesentliche Unterschied ist im

unbekannte Hilfsgröße  $X$  tritt dabei überhaupt nicht in Erscheinung.

Die Einflußlinie für die Querkraft möge am Balken auf vier Stützen erläutert werden.

Durch Parallelverschiebung im Querschnitt  $m$  um eine zunächst unbekannte Strecke  $\times$  entsteht die Verformung Abb. 8b, wobei  $m$  ( $m'$ ) als vollkommen starre Verbindung angesehen wird. Zur Wiederherstellung der gestörten Auflagerbedingungen sind in  $A'$  und  $B'$  Kräfte anzubringen, die  $A'$  um  $\times \frac{l_1}{l_2}$  heben und  $B'$  um  $\times \frac{l_3}{l_2}$  senken. Der verformte Balken I wird wiederum durch einen geraden Balken ersetzt gedacht (Abb. 8c, d), wodurch sich die Biegelinien II und III in bekannter Weise ergeben.

Durch Addition der Ordinaten  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  und  $\times \eta_3$  der drei Biegelinien I, II und III erhalten wir dann die durch die Parallelverschiebung  $\times$  in  $m$  verursachte Biegelinie des Trägers auf vier Stützen (Abb. 8e); sie ist die Einflußlinie für die Querkraft in  $m$  und hat den Beiwert  $\mu = \frac{1}{\times}$ .

Um die Einflußlinie für das Moment in  $m$  des vollwandigen Zweigelenkbogens zu finden (Abb. 9a), knicken wir den Bogen in  $m$  um den vorläufig unbekanntem Drehwinkel  $\times$ . Der Auflagerpunkt A gelangt dann nach  $A'$ , und die Entfernung der Auflagergelenke ist um die Strecke  $\times \cdot y$  vergrößert. Ist nun  $\delta_{aa}$  die waagerechte Verschiebung der Auflager durch eine Kraft  $H = 1$ , so ist die zur Wiederherstellung der richtigen Auflagerentfernung erforderliche Kraft

$$H = \times \cdot \frac{y}{\delta_{aa}}$$

Wir wählen  $H = 1$ , damit wird

$$\times = \frac{\delta_{aa}}{y}$$

Für  $H = 1$  zeichnen wir die Biegelinie (Abb. 9b). Diese ist aber in  $m$  um den Drehwinkel  $\times$  geknickt, wodurch der Punkt A der Biegelinie nach  $A'$  gelangt. Durch Absenken von  $A'$  nach A (Drehung um B), wobei Kräftewirkungen nicht eintreten, entsteht in Abb. 9c die durch Knicken in  $m$  um den Drehwinkel  $\times = \frac{\delta_{aa}}{y}$  bedingte Biegelinie des Zweigelenkbogens. Sie ist die Einflußlinie für das Moment in  $m$  mit dem Beiwert  $\mu = \frac{1}{\times} = \frac{y}{\delta_{aa}}$ . Das ist genau dieselbe Einflußlinie, die wir auch nach dem üblichen Verfahren erhalten.

Die Einflußlinie für das Moment in  $m$  eines unsymmetrischen, eingespannten Rahmens (Abb. 10a) wird auf folgende Weise gefunden. Der

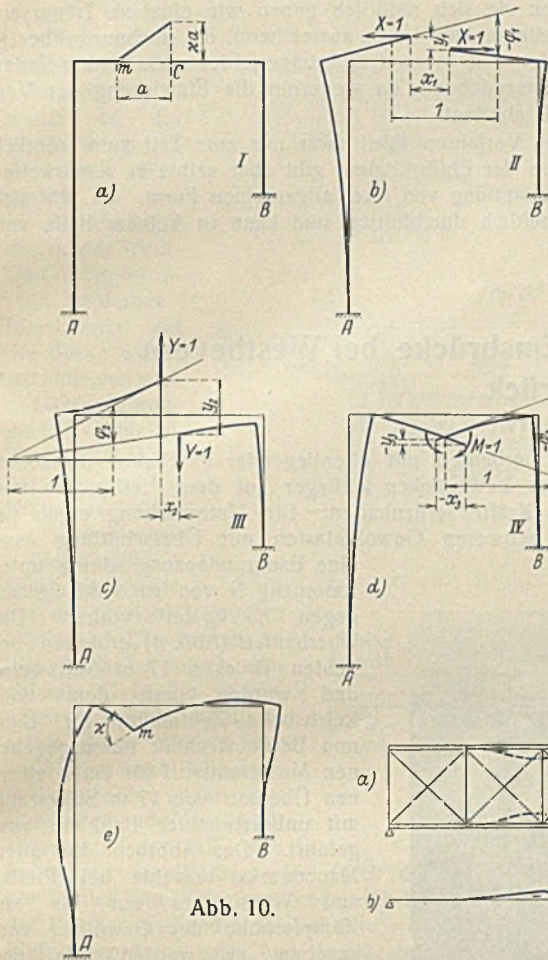


Abb. 10.

Rahmen wird zunächst in C getrennt gedacht. Wir knicken den Rahmen in m um den Drehwinkel  $\alpha$ . Zur Wiederherstellung der gestörten Kontinuitätsbedingung sind dann in C die Kräfte X und Y sowie das Moment M erforderlich. Wir zeichnen die drei Biegelinien für  $X=1$ ,  $Y=1$  und  $M=1$  (Abb. 10b bis d), die die freien Enden bei C in waagerechter Richtung um  $x_1, x_2, x_3$ , in senkrechter Richtung

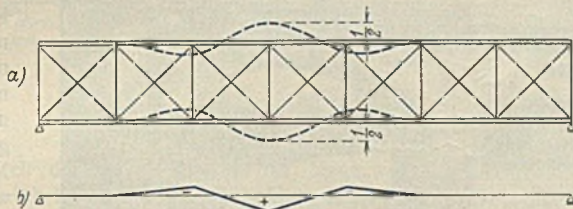


Abb. 11.

um  $y_1, y_2, y_3$  gegeneinander verschieben und um  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  gegeneinander verdrehen. Wir erhalten dann die drei Gleichungen:

$$\begin{aligned} x_1 + \alpha x_2 + \beta x_3 &= 0, \\ y_1 + \alpha y_2 + \beta y_3 &= -\alpha \cdot a, \\ \varphi_1 + \alpha \varphi_2 + \beta \varphi_3 &= -\alpha. \end{aligned}$$

Hiervon dienen je zwei beliebige Gleichungen zur Bestimmung von  $\alpha$  und  $\beta$  als Funktionen von  $\alpha$ , die dritte zur Festlegung des bisher beliebig angenommenen Drehwinkels  $\alpha$ . Die Ordinaten der Biegelinien III und IV sind dann mit  $\alpha$  und  $\beta$  zu multiplizieren. Dann ist durch Addition der Ordinaten der Biegelinien I, II, III, IV die in C gestörte Kontinuität wiederhergestellt, und die so gefundene Biegelinie ist die durch den Knick  $\alpha$  in m bedingte endgültige Biegelinie des eingespannten Rahmens. Ihre lotrechten Abweichungen von der ursprünglichen Rahmenform ergeben die Einflußlinien für lotrechte Belastung, ihre waagerechten Abweichungen die Einflußlinien für waagerechte Belastung. Beide Einflußlinien haben den Beiwert  $\mu = \frac{1}{\alpha}$ .

Zum Schluß seien noch einige Andeutungen über die Anwendung des Verfahrens auf hochgradig unbestimmte Systeme gegeben.

Der in Abb. 11a dargestellte Parallelträger mit steifen Gurten ist neunzehnfach statisch unbestimmt. Ich habe in meinem Aufsatz über den Rautenträger<sup>4)</sup> gezeigt, daß durch Verlängerung des Pfostens V die punktiert gezeichneten Gurtverbiegungen entstehen, die sich nur auf zwei Felder rechts und links von V ausdehnen. Ist also der Untergurt der Lastgurt, so entsteht die Einflußlinie für V aus der begradierten Biegelinie desselben (Abb. 11b). In dem genannten Aufsatz wurde dann weiter gezeigt, wie sich durch Vereinigung solcher Einflußlinien für mehrere Pfosten die Einflußlinien für die Streben und Gurtstäbe, sowie für die Biegemomente in den Gurtknoten ergeben.

Die vier Hauptträger einer Blechbalkenbrücke seien durch fünf Querträger kontinuierlich verbunden (Abb. 12a). Gesucht sei das Einflußliniensystem für das Biegemoment des Hauptträgers III in m.

Es ist verhältnismäßig einfach, die spezifischen Widerstände der Kreuzungspunkte des Trägerrostes zu ermitteln, d. h. die Lasten, unter denen sich diese Kreuzungspunkte um 1 senken. Diese spezifischen Widerstände  $\frac{1}{\delta_{xx}}$  seien für alle Kreuzungspunkte gefunden. Wir knicken nun den Hauptträger III in m um den Drehwinkel Eins. Wir bestimmen dann die Biegelinie dieses geknickten Hauptträgers auf den beiden festen Stützen A und B und den fünf elastischen Stützen, deren spezifische Widerstände wir dadurch erhalten, daß wir von den bereits als bekannt

vorausgesetzten Widerständen  $\frac{1}{\delta_{xx}}$  die entsprechenden Widerstände des Trägers selbst abziehen (Abb. 12b). Wir haben dann die endgültige Biegelinie des Trägers III und damit die Einflußlinie für das Moment m für unmittelbar auf dem Träger III selbst angreifende Belastung.

Diese Biegelinie wird am einfachsten wie folgt ermittelt.

Der auf zwei festen und fünf elastischen Stützen mit den spezifischen Widerständen  $w_1, w_2, w_3, w_4, w_5$  ruhende Träger AB wird auf starre Stützen gesetzt, die die elastischen Stützen umgeben. Dann wird er in m um den Drehwinkel 1 geknickt (Abb. 12b). Die starren Stützen werden dann um  $\eta_1, \dots, \eta_5$  gesenkt und hierdurch infolge der Spannkraft der elastischen Stützen mit den Kräften

$$\begin{aligned} P_{10} &= +w_1 \eta_1, & P_{30} &= +w_3 \eta_3, \\ P_{20} &= +w_2 \eta_2, & P_{40} &= +w_4 \eta_4, \\ & & P_{50} &= +w_5 \eta_5 \end{aligned}$$

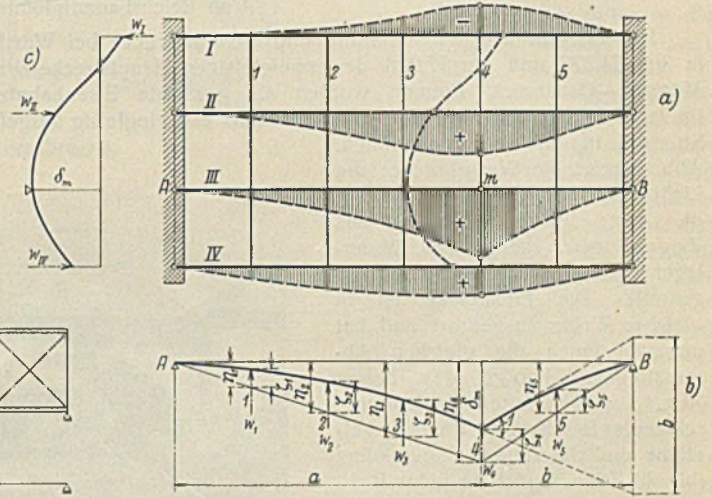


Abb. 12.

vorbelastet. Dann werden nacheinander die Zustände  $\zeta_1 = 1$  bis  $\zeta_5 = 1$  durch Hebung der betreffenden starren Stützen um 1 hergestellt. Dadurch erhalten die starren Stützen weiterhin folgende Belastungen:

Beim Zustand  $\zeta_1 = 1$ :

$$\begin{aligned} P_{11} &= -w_1 + R_{11} \\ P_{21} &= +R_{21} \\ &\vdots \\ &\vdots \\ P_{51} &= +R_{51} \end{aligned}$$

und entsprechende Belastungen für die übrigen Zustände.  $R_{mn}$  bezeichnet diejenige Kraft, die bei Hebung der starren Stütze n von dem Träger auf die starre Stütze m ausgeübt wird. Da die Gesamtbelastungen der ja in Wirklichkeit nicht vorhandenen starren Stützen Null sein müssen, erhalten wir für die fünf Werte  $\zeta$  die Gleichungen:

$$\begin{aligned} P_1 = 0 &= P_{10} + P_{11} \zeta_1 + \dots + P_{15} \zeta_5 \\ &\vdots \\ &\vdots \\ P_5 = 0 &= P_{50} + P_{51} \zeta_1 + \dots + P_{55} \zeta_5; \end{aligned}$$

daraus ergeben sich die Werte  $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \zeta_4, \zeta_5$ .

Bei Symmetrie des Trägersystems ist die Nennerdeterminante des Gleichungssystems zu Haupt- und Nebenachse symmetrisch. Durch vorläufig beliebige Annahme des Drehwinkels  $= 1 \cdot \alpha$  läßt sich aus dem Gleichungssystem eine Unbekannte ausscheiden. Man erhält dann die Werte  $P_{10}$  usw. in der Form  $P_{10} = \alpha w_1 \eta_1$  usw. Setzt man dann  $\zeta_3 = 1$ , so erhält man aus der ersten, zweiten, vierten und fünften Gleichung die Werte  $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_4, \zeta_5$  als Funktionen von  $\alpha$ , während sich der Wert  $\alpha$  aus der dritten Gleichung ergibt. Man erhält dann die Biegelinie für den Drehwinkel  $\alpha$ ; sie ist die Einflußlinie für das Moment in m mit dem Beiwert  $\mu = \frac{1}{\alpha}$ . Es wurde hier absichtlich die mittlere Ordinate  $\zeta_3$  gleich Eins gesetzt, weil dann die Nennerdeterminante doppelt symmetrisch bleibt.

Damit ist auch die endgültige Lage des Punktes m des Querträgers 4 gegeben, der nun als fest anzunehmen ist, während der Querträger noch auf drei weiteren elastischen Stützen ruht. Von den für diese bereits gefundenen Werten  $\frac{1}{\delta_{xx}}$  ziehen wir wiederum die elastischen Widerstände

des in m festgestützten Querträgers selbst ab, und wir erhalten die elastischen Stützungen  $w_1, w_{II}, w_{IV}$  des Querträgers. Seine Biegelinie zeigt Abb. 12c. Bei Übertragung dieser Biegelinien in das Trägernetz der Abb. 12a zeigt sich, daß wir nun für jeden der übrigen Hauptträger I, II und IV einen Punkt der Biegelinie haben, nämlich die Senkungen der

<sup>4)</sup> Stahlbau 1931, Heft 15.

Punkte  $n$ ,  $o$ ,  $p$ . Daraus ermitteln wir in derselben Weise wie beim Hauptträger III die Biegelinien der Träger I, II und IV, die in Abb. 12a punktiert eingetragen sind. Diese stellen die Einflußlinien für das Moment des Hauptträgers III in  $m$  bei Belastung der einzelnen Hauptträger dar.

Nimmt man gleiche Abmessungen der vier Hauptträger an, so ist eine wichtige Prüfungsmöglichkeit dadurch gegeben, daß die Summe der Ordinaten der vier Einflußlinien an einem beliebigen Querträger gleich der Ordinate der Einflußlinie für das Moment in  $m$  des einfachen Hauptträgers auf zwei Stützen sein muß, denn bei gleicher Belastung aller

Hauptträger verhalten sie sich natürlich genau wie einzelne Träger auf zwei Stützen. Im allgemeinen ist es ausreichend, die Rechnung über je zwei Hauptträgerfelder und je zwei Querträgerfelder nach beiden Seiten des Punktes  $m$  hinauszudehnen, da weiterhin die Einwirkung der Verformung sehr schnell abklingt.

Das vorstehende Verfahren führt zwar nur zum Teil zu wesentlich neuen Konstruktionen der Einflußlinien, gibt aber selbst in verwickelten Fällen eine klare Vorstellung von ihrer allgemeinen Form. Es läßt sich ganz allgemein einheitlich durchführen und kann in keinem Falle versagen.

## Der Umbau der Wersebrücke bei Sudmühle und der Emsbrücke bei Westbevern auf der Strecke Münster—Osnabrück.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahndiplomingenieur Ebbinghaus, Münster (Westf.).

Die Wersebrücke bei Sudmühle und die Emsbrücke bei Westbevern in km 74,327 und km 77,228 der zweigleisigen Hauptstrecke Wanne—Münster—Osnabrück—Bremen wurden als gewölbte Eisenbahnbrücken im Jahre 1870 gebaut und 1871 mit der damals erst eingeleisig ausgeführten Strecke in Betrieb genommen.

Abb. 1 zeigt die Wersebrücke; die Lichtweite der Öffnungen beträgt rd. 14 m; die Gewölbe sind aus Ziegelsteinen, Pfeiler und Widerlager aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Die Emsbrücke ist in gleicher Weise ausgeführt und hat ungefähr auch die gleichen Abmessungen. Infolge des hohen Alters, mangelhafter Abdichtung, schlechter Beschaffenheit der Ziegelsteine und des starken Zugverkehrs (bis 80 Züge täglich in jeder Richtung) traten bei beiden Brücken in den letzten Jahren Zerstörungserscheinungen auf, die immer größeren Umfang annahmen. An der Unterseite der Gewölbe fielen einzelne Teile heraus (Abb. 2).

Versuche, die schadhaften Stellen auszubessern, mißlingen, da auch die umgebenden Schichten mit dem Kern des Mauerwerks nur noch lose Verbindung hatten. Beim Abklopfen der Gewölbe wurden dumpfe Geräusche festgestellt, die zu der Annahme zwangen, daß die Zerstörung

Einbau stählerner Überbauten mit oberliegender Fahrbahn vorgesehen unter Anordnung der beweglichen Auflager auf dem Pfeiler, um von diesem waagerechte Kräfte fernzuhalten. Die Untersuchung ergab infolge Fortfall der schweren Gewölbelasten mit Übersättigung usw.

eine Baugrundbeanspruchung unter Lastenzug  $N$  von rund  $3,5 \text{ kg/cm}^2$  gegen  $7,5 \text{ kg/cm}^2$  vorher. Die Überbauten (Abb. 4) erhielten bei beiden Brücken 17 m Stützweite und wurden nach dem vom Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik herausgegebenen Musterentwurf für einen eisernen Überbau von 17 m Stützweite mit unbeschränkter Bauhöhe ausgeführt. Der Abbruch des alten Mauerwerks brauchte bei Pfeiler und Widerlagern nur bis auf Kämpferhöhe des Gewölbes vorgesehen zu werden, da das vorhandene Bruchsteinmauerwerk unterhalb der Kämpfer sich in gutem baulichen Zustande befand.

Um für die umfangreichen Abbruch- und Betonierungsarbeiten den erforderlichen Arbeitsraum zu gewinnen, wurden die Betriebsgleise auf Hilfsbrücken verlegt, die beiderseits der vorhandenen Brücken errichtet wurden (Abb. 4 u. 5). Als Hilfsträger für die zu überbrückenden Öffnungen wurden die neuen



Abb. 1. Eisenbahnbrücke über die Wersse vor dem Umbau.



Abb. 2. Schadhafte Stellen des Gewölbes der Wersebrücke.



Abb. 3. Beim Abbruch festgestellte Zerstörung des Gewölbes der Wersebrücke.

im Innern weit fortgeschritten sei. Der spätere Abbruch bestätigte die Richtigkeit dieser Annahme. Abb. 3 zeigt eine Stelle des Gewölbes während des Abbruchs, an der ein Viertel der gesamten Gewölbstärke bereits völlig zerstört ist.

Für den Umbau der Brücken konnte leider eine Erneuerung der Gewölbe nicht in Frage kommen. Der Mittelpfeiler erwies sich bei der statischen Untersuchung als nicht stark genug, um bei einseitiger Belastung des Gewölbes Eigenlast und Betriebslast durch Lastenzug  $N$  aufnehmen zu können. Die Beanspruchung des Baugrundes betrug unter Lastenzug  $G$  bereits  $7,5 \text{ kg/cm}^2$ . Es wurde daher der

stählernen Überbauten verwendet. Der Anschluß an die Böschung wurde durch Blechträger mit 11,45 m Stützweite hergestellt, so daß rd. 60 m überbrückt wurden. Als Auflager wurden in Höhe der Widerlager und des Pfeilers stählerne Böcke aufgestellt (Abb. 4), deren Stützdrücke durch I-Träger teils auf das vorhandene Mauerwerk, teils auf gerammte Pfahljoche übertragen wurden. Die 30 cm starken Holzpfähle erhielten im ungünstigsten Falle 15 t Belastung; bei einer Länge von 9 bis 12 m erreichten sie eine vorher durch Bohrungen festgestellte Mergelschicht. Die Eindringtiefe der letzten Hitze von zehn Schlägen betrug bei 1500 kg Bärgewicht und 1 m Fallhöhe 3 bis 5 cm, Senkungen wurden während des

sieben Wochen dauernden Zugverkehrs über die Hilfsbrücken weder an der Werser noch an der Ems festgestellt.

Das Verlegen der in der Werkstatt fertiggestellten stählernen Überbauten auf die Böcke wurde mit Hilfe von zwei 25-t-Kranen durchgeführt (Abb. 6). Zur Aufnahme der waagerechten Kräfte senkrecht zur Brückenachse (Seitenstöße, Wind) wurden die auf den Böcken liegenden stählernen Überbauten an den Auflagern durch eingebaute C-Profile miteinander verbunden, die Böcke selbst durch Streben aus L-Profilen und hölzernen Balken 24/24 gegen das stehengebliebene Mauerwerk abgestützt, so daß jede Seitenkraft unmittelbar oder durch die Zuganker auf das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager übergeführt wurde. Die in der Längsrichtung der Brücken wirkenden Bremskräfte wurden an den Böcken in Höhe der Widerlager durch zug- und druckfeste Streben aus L-Profilen teils auf die gerammten Pfahljoche, teils auf das Fundamentmauerwerk der Wider-

zeigt die Umbau-  
stelle an der Ems  
nach Abbruch der  
Gewölbe und des  
Stirn- und Flügel-  
mauerwerks.

Nach Fertigstellung der neuen Auflager am Widerlager und Pfeiler wurden dann auf einer Verschiebbahn die Stahlüberbauten von den Hilfsbrücken nach der Mitte in die endgültige Lage verschoben.

Um bei zweimaliger Verwendung der stählernen Böcke die beiden Brücken nacheinander in einem Sommer fertigstellen zu können, war die sorgfältige Einhaltung der einzelnen Arbeitsabschnitte nach einem festgelegten Zeitplan erforderlich, zumal bei der Ems bei eintretendem schlechten Herbstwetter mit

Hochwasser gerechnet werden mußte. Der vorgesehene Zeitplan konnte bei der Ausführung mit geringfügigen Abweichungen eingehalten werden. Die neue Werserbrücke wurde am 21. August, die neue Emsbrücke am 6. November 1932 in Betrieb genommen. Um einen reibungslosen Verlauf der Umbauarbeiten sicherzustellen, war der Ein- und Ausbau beider Hilfs-

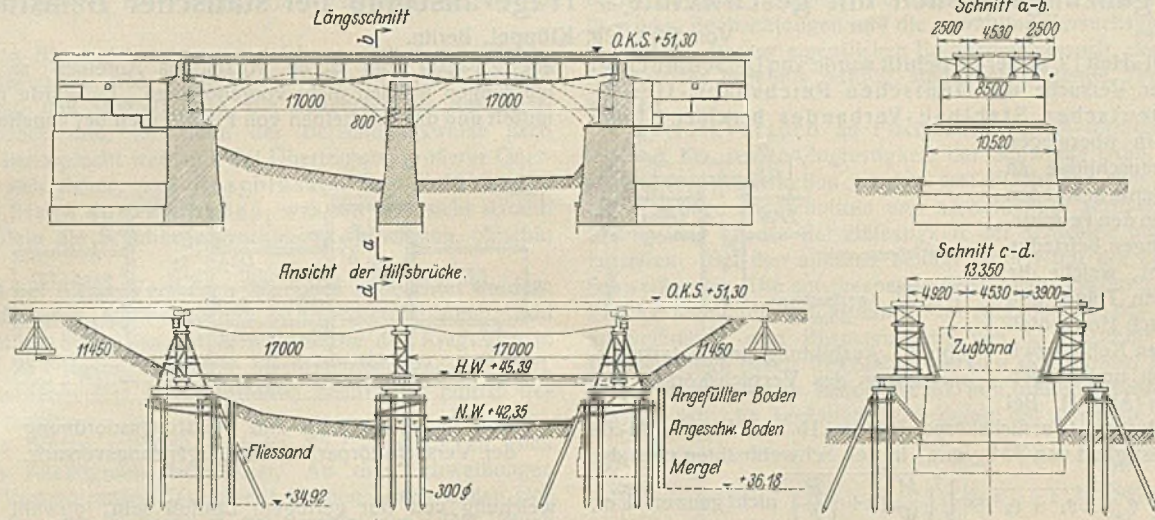


Abb. 4. Umbau der Werserbrücke.

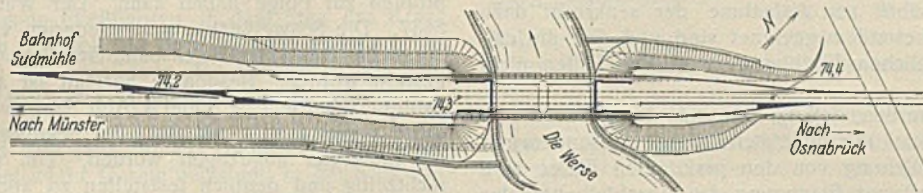


Abb. 5. Lageplan der Werserbrücke.

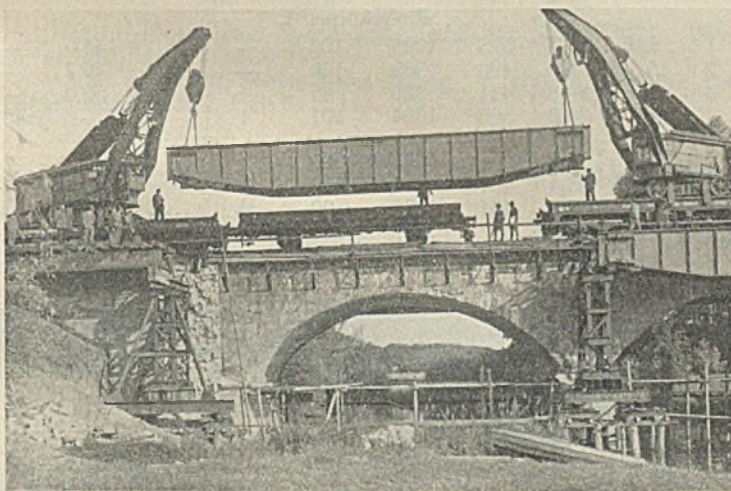


Abb. 6. Verlegen der Stahlüberbauten auf die Böcke.

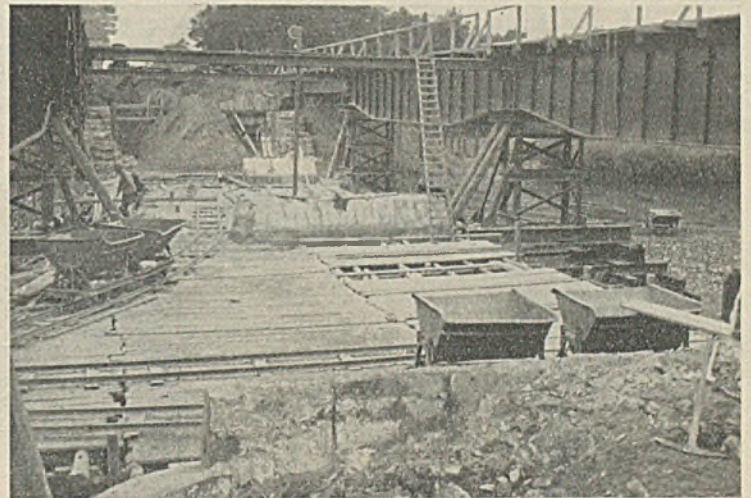


Abb. 7. Baustelle an der Ems zwischen den Hilfsbrücken nach Abbruch der Gewölbe.

lager übergeleitet. Die stählernen Böcke in Höhe des Pfeilers wurden als Pendelstützen angesehen.

Da die Werser- und Emsbrücke in ihren Abmessungen nahezu übereinstimmten, war es möglich, die stählernen Böcke und I-Träger der Hilfsbrücken über die Werser beim Umbau der Emsbrücke in gleicher Weise noch einmal zu verwenden und auf diese Weise erhebliche Kosten zu sparen. Infolge anderer Höhenverhältnisse an der Ems war es nur erforderlich, die stählernen Böcke am Mittelpfeiler um das unterste Feld zu kürzen. Abb. 7

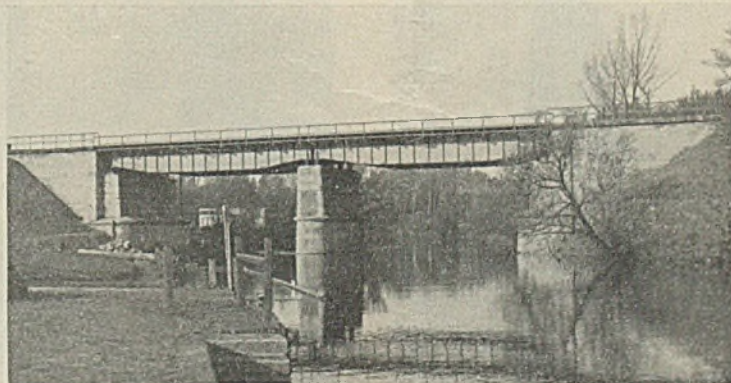


Abb. 8. Eisenbahnbrücke über die Werser nach dem Umbau.

brücken der Firma C. H. Jucho in Dortmund übertragen, die auch für die Werserbrücke die Überbauten lieferte. Die vier Überbauten für die Emsbrücke wurden von den Firmen Norddeutscher Eisenbau in Wilhelmshaven und H. C. E. Eggers in Hamburg geliefert. Die Abbruch- und Betonierungsarbeiten beider Brücken wurden von der Firma Peter Büscher & Sohn in Münster, die erforderlichen Erd- und Gletsarbeiten von der Firma Peter Buschung in Münster ausgeführt.

Abb. 8 zeigt die Werserbrücke nach dem Umbau.

## Ergänzungsversuch mit geschweißtem Trägeranschluß bei statischer Belastung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Klöppel, Berlin.

Im Jahrgang 1931, Heft 12, dieser Zeitschrift wurde von Dr. Schmuckler über die Dresdener Versuche der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Deutschen Stahlbau-Verbandes berichtet. Unter den Versuchskörpern überwogen bei weitem Trägeranschlüsse an Stützen. Beide Elemente bestanden aus IP-Profilen. Von den verschiedenen Nahtanordnungen befriedigten diejenigen nicht, welche die Verbindung zwischen Träger und Stütze lediglich durch Horizontalnähte in den äußeren Kehlen zwischen Stützenflansch und Trägerflanschen herstellten (Abb. 1). Bei der dargestellten Belastung (Versuchskörper Ia<sub>1</sub>, Ia<sub>2</sub>, Ib<sub>1</sub> und Ib<sub>2</sub>) wurde die rechnerische Bruchfestigkeit von 30 kg/mm<sup>2</sup> in den Schweißnähten nach der

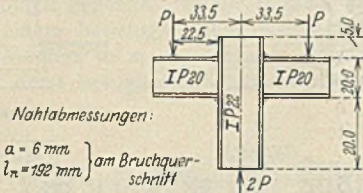


Abb. 1. Ausbildung und Belastungsanordnung des Versuchskörpers Ia<sub>1</sub>.

empirischen Formel  $e = \sqrt{e_1^2 + e_2^2} = \sqrt{\left(\frac{M}{W}\right)^2 + \left(\frac{P}{F}\right)^2}$  nicht ganz erreicht, während die entsprechenden Werte für die Versuchskörper mit zusätzlich angeschweißtem Steg darüberlagen. Mithin mußte vermutet werden, daß die horizontalen Flanschkehlnähte zur Aufnahme der senkrecht dazu wirkenden Querkraft  $P$  nicht besonders geeignet sind und daß die empirischen Formeln den tatsächlichen Einflüssen in solchen Fällen nicht genügend gerecht werden.

Es muß allerdings betont werden, daß die Unterschreitung der rechnerischen Bruchfestigkeit von 3 t/cm<sup>2</sup> nur unbedeutend war, besonders mit Rücksicht darauf, daß in Abweichung von den praktischen Fällen eine verhältnismäßig große Querkraft zur Erzeugung des Anschlußmomentes erforderlich war, weil die Abmessungen der Versuchskörper einen größeren Abstand der Einzelkraft vom Trägeranschluß nicht gestatteten. In praktischen Fällen, beispielsweise bei Stahlskelettrahmen, würde also der nachteilige Einfluß der Querkraft bei solchen Anschlüssen i. a. nicht so stark in Erscheinung treten.

Auf Vorschlag des Versuchs- und Materialprüfungsamtes an der Technischen Hochschule Dresden wurde an dieser Anstalt unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Gehler ein Ergänzungsversuch zur Klärung der aufgeworfenen Fragen durchgeführt, dessen Eigenart darin bestand, daß der Anschluß des Trägers an die Stütze mit lediglich zwei äußeren Flanschkehlnähten auf reine Biegebbeanspruchungen — also querkraftfrei — untersucht wurde. Die Ausschaltung der Querkraftwirkung auf diese Anschlüsse erfolgte durch die in Abb. 2 dargestellte Versuchsanordnung. Die Kragträger sind besonders kräftig

angeschweißt, um deren vorzeitiges Abreißen zu verhindern. Feinmessungen wurden nicht vorgenommen. Es wurde nur die Bruchlast ermittelt und das Erscheinen von Fließfiguren bei zunehmender Belastung beobachtet. Untersucht wurden zwei gleiche Probekörper. Im Gegensatz zu den früheren Versuchen sind in diesem Falle Normalprofile gewählt worden. Für den Vergleich mit den früheren Versuchen dürfte diese Abweichung von nur geringem Einfluß sein, obwohl nicht zu verkennen ist, daß die größere Nachgiebigkeit des breiteren Stützenflansches bei IP-Profilen u. U. eine zeitigere Zerstörung des Anschlusses als bei Normalprofilen zur Folge haben kann. Der Werkstoff des Versuchskörpers ist St37. Die Schweißnähte sind wiederum vom Ausbesserungswerk Wittenberge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit nackten Elektroden hergestellt worden. Besondere Sorgfalt ist auf die Messung der Schweißnahtquerschnitte 1, 2, 3 und 4 (Abb. 2) verwendet worden, um die Schweißdicke  $a$  genau zu ermitteln. Bei Bestimmung der Schweißlängen  $l$  sind die Endkrater abgezogen worden. Um auftretende Fließerscheinungen rechtzeitig und deutlich feststellen zu können, wurden die Probekörper, mit Ausnahme der Schweißnähte, mit Kalkmilch gestrichen. Die Ergebnisse der Versuche sind in der folgenden Tafel zusammengestellt. Neben den Abmessungen der Nähte, ihren Trägheits- und Widerstandsmomenten enthält diese Tafel die nach DIN 4100 ermittelten Beanspruchungen bei dem im Augenblick des Bruches vorhandenen Biegemoment  $M_B$ . Mit  $\sigma_B$  ist

Abb. 2. Ausbildung und Belastungsanordnung der Versuchskörper für den Ergänzungsversuch.

weilung von nur geringem Einfluß sein, obwohl nicht zu verkennen ist, daß die größere Nachgiebigkeit des breiteren Stützenflansches bei IP-Profilen u. U. eine zeitigere Zerstörung des Anschlusses als bei Normalprofilen zur Folge haben kann. Der Werkstoff des Versuchskörpers ist St37. Die Schweißnähte sind wiederum vom Ausbesserungswerk Wittenberge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit nackten Elektroden hergestellt worden. Besondere Sorgfalt ist auf die Messung der Schweißnahtquerschnitte 1, 2, 3 und 4 (Abb. 2) verwendet worden, um die Schweißdicke  $a$  genau zu ermitteln. Bei Bestimmung der Schweißlängen  $l$  sind die Endkrater abgezogen worden. Um auftretende Fließerscheinungen rechtzeitig und deutlich feststellen zu können, wurden die Probekörper, mit Ausnahme der Schweißnähte, mit Kalkmilch gestrichen. Die Ergebnisse der Versuche sind in der folgenden Tafel zusammengestellt. Neben den Abmessungen der Nähte, ihren Trägheits- und Widerstandsmomenten enthält diese Tafel die nach DIN 4100 ermittelten Beanspruchungen bei dem im Augenblick des Bruches vorhandenen Biegemoment  $M_B$ . Mit  $\sigma_B$  ist

Schweiß-dreieck	a	l	F	J <sub>schw.</sub>	W <sub>schw.</sub>	Bruch In Nr.	M <sub>B</sub>	σ	σ <sub>B</sub>
	mm	mm	mm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>		kgm	kg/mm <sup>2</sup>	kg/mm <sup>2</sup>
Probekörper 1.									
1	6,0	87,5	525	1094	105	—	4624	44,0	—
2	5,8	86,0	499	989	100	—		46,2	—
3	5,2	84,8	441	989	89	—		52,0	—
4	5,9	85,8	506	1094	101	4		—	45,8
Probekörper 2.									
1	5,4	85,4	461	936	92	—	4182	45,5	—
2	5,5	83,9	461	1022	92	—		45,5	—
3	5,8	87,4	507	1022	101	—		41,4	—
4	5,0	85,7	429	936	86	4		—	48,6

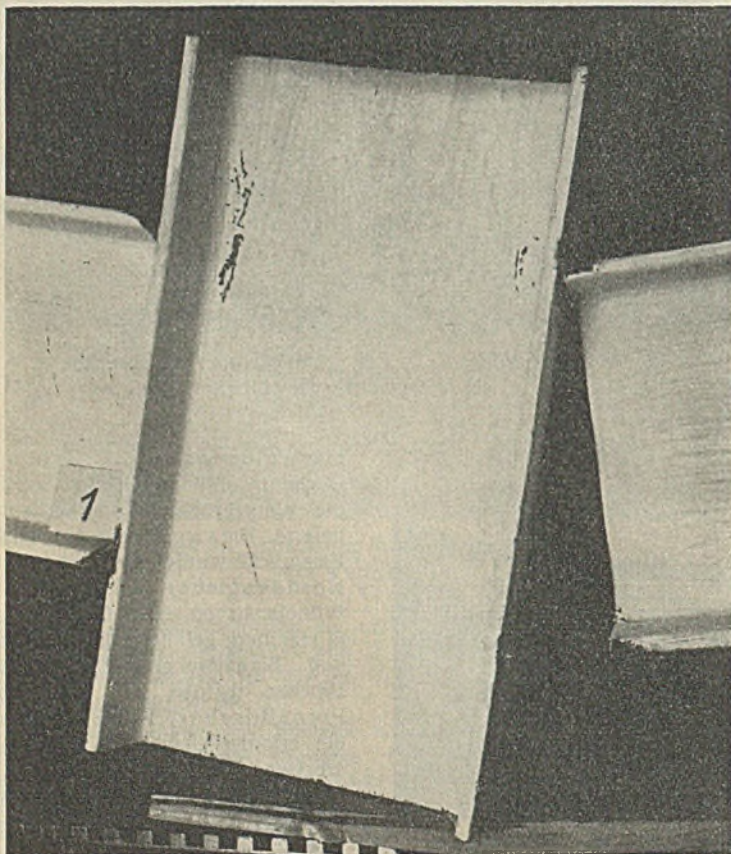


Abb. 3. Zerstörter Probekörper.

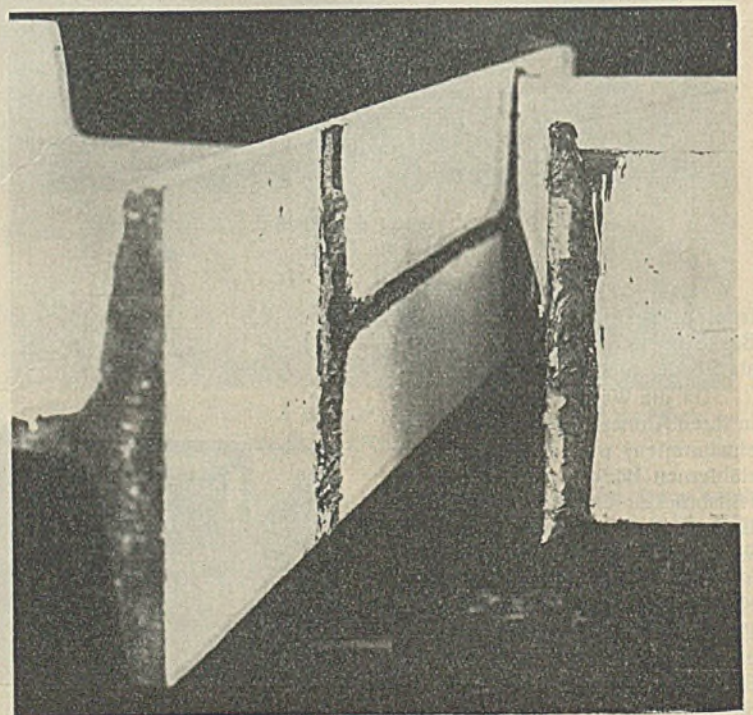


Abb. 4. Ausbildung des Schweißnahtbruches.

die Bruchspannung in der zerstörten Schweißung bezeichnet und mit  $\sigma$  die Spannung, welche die anderen noch unverletzten Schweißungen bei Eintritt des Bruches hatten.

Die rechnerischen Biegungsspannungen zeichnen sich durch Gleichmäßigkeit aus und liegen alle über  $40 \text{ kg/mm}^2$ . Die Ergebnisse bestätigen mithin die Vermutung, daß Schweißnähte, die waagrecht zu der Querkrafttrichtung angeordnet sind, im Sinne der Berechnungsweise nach DIN 4100 ungünstig beansprucht werden. Bei Übertragung größerer Querkraft empfiehlt es sich daher, bei Anschlüssen von I-förmigen Trägern auch die Stege anzuschließen, was mit Rücksicht darauf, daß die Stege fast allein die Schubbeanspruchungen aufnehmen, ohnehin zu erwarten war.

Im einzelnen ist bei diesen Versuchen folgendes beobachtet worden:

Die ersten Fließfiguren erschienen bei  $20 \text{ t}$  Gesamtbelastung, und zwar im Steg der einen Stütze an der Anschlußstelle des Kragteiles in der Druckzone. Bei  $25 \text{ t}$  hatten sich diese Fließerscheinungen erweitert, und auch an den anderen drei Anschlußstellen konnte der Eintritt des Fließens beobachtet werden.

Bei der zweiten Stütze machten sich bei  $25 \text{ t}$  ebenfalls an allen vier Anschlußstellen Fließfiguren bemerkbar. An den Schweißungen konnten noch keine Veränderungen festgestellt werden. Auch ließen sich noch keine Geräusche, wie Knistern u. dgl., vernehmen. Der Bruch erfolgte bei  $27,2 \text{ t}$  Gesamtbelastung, und zwar im Schweißdreieck 4, also in der Zugzone. Abb. 3 zeigt den einen Teil des Probekörpers nach dem Bruch. Es sind im Bruchzustande Fließfiguren in dem Steg des Kragteiles vorhanden, während sich im Steg des Zwischenträgers noch keine erkennen lassen. Abb. 4 zeigt die Ausbildung des Bruches und einige Fließfiguren, die im unteren Flansch des Mittelfeldes in der Bildung begriffen waren.

Bei Probekörper 2 ergaben sich ganz ähnliche Beobachtungen. Der Bruch trat hier jedoch schon bei  $24,6 \text{ t}$  Gesamtbelastung in der Schweißnaht 4, also wieder in der Zugzone, ein. Die Bruchbilder beider Probekörper zeigen überraschende Übereinstimmung bezüglich des Verlaufes der Bruchfläche in der Schweißnaht. Beide Male ist in der Mitte des Stützenflansches der Bruch in der Kathete des rechtwinkligen, nahezu gleichschenkligen Schweißdreiecks erfolgt. In den beiderseits angrenzenden Teilen dagegen verläuft der Bruch in der Ebene des Lotes auf die Hypotenuse des Schweißdreiecks, während an den beiden Enden des Flansches sich wieder dieselbe Bruchfläche wie in der Mitte ausgebildet hat. Man könnte geneigt sein, aus dieser Feststellung auf den Verlauf der Kräfteübertragung zu schließen und die Untersuchungen von Olsson<sup>1)</sup> und Mies<sup>2)</sup> über

<sup>1)</sup> Olsson: Der ebene Spannungszustand der Schweißnaht. Bauingenieur 1932, Heft 21/22, S. 294.

<sup>2)</sup> Mies: Über die Spannungsverteilung in Stirnkehlnähten. Die Elektroschweißung 1932, Heft 8, S. 141.

Spannungszustände der Kehlnähte mit den experimentellen Ergebnissen in Einklang zu bringen. Zu diesen Zwecken reichen jedoch die vorliegenden Beobachtungen und die gewählten Versuchsverhältnisse nicht aus.

Außer diesem eigentlichen Ergänzungsversuch, der also ein recht befriedigendes Ergebnis zeitigte, sind noch folgende Versuche durchgeführt worden:

ZerreiBversuch an Flachstäben mit X-förmiger Stumpfnah zur Prüfung der reinen Zugfestigkeit der Schweißung (Abb. 5). Von dem geschweißten Blechstreifen wurden drei Flachstäbe von etwa  $40 \text{ mm}$  Breite mit der Säge abgeschnitten und nacheinander zerrissen. Nur bei einem Stab gelang es, die ZerreiBfestigkeit der Schweißung mit  $33,1 \text{ kg/mm}^2$  festzustellen. Bei den anderen beiden Proben trat der Bruch außerhalb der Schweißung ein. Die entsprechende Bruchbeanspruchung des Bleches betrug  $21,6 \text{ kg/mm}^2$  und  $22,1 \text{ kg/mm}^2$ . Im Augenblicke des Bruches hatten die Schweißnähte eine Beanspruchung von  $33,1 \text{ kg/mm}^2$  und  $36,7 \text{ kg/mm}^2$ . Der vorzeitige Bruch des Stabes 1 erklärt sich daraus, daß die betreffende Probe absichtlich vom Rande des  $200 \text{ mm}$  breiten Blechstreifens entnommen worden ist. Es bestätigte sich damit die bekannte Tatsache, daß die

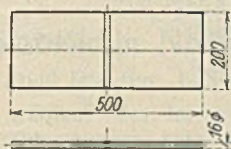


Abb. 5. Probekörper für den ZerreiBversuch.



Abb. 6. Probekörper für den Torsionsversuch.

Festigkeit unmittelbar an den Enden einer Schweißnaht vermindert ist. Immerhin übersteigt sie im vorliegenden Falle mit  $33,1 \text{ kg/mm}^2$  den nach den Vorschriften allgemein verlangten Wert von  $30 \text{ kg/mm}^2$ .

Torsionsversuch an Rundstäben mit X-förmiger Stumpfnah zur Feststellung der Schubfestigkeit der Schweißung (Abb. 6). Die  $30 \text{ mm}$  starken Rundstäbe wurden auf  $24 \text{ mm}$  Durchmesser abgedreht und an den Enden mit entsprechenden Köpfen versehen, um sie in die Amslersche Torsionsmaschine einspannen zu können. Das Drehmoment konnte jeweils an der Maschine abgelesen werden, so daß sich die Schubspannungen  $\tau_B$  rechnerisch bestimmen ließen. Diese Werte zeigten wiederum große Gleichmäßigkeit. Auf Grund des bekannten theoretischen Verhältnisses von Schubfestigkeit zu Zugfestigkeit können die ermittelten Schubspannungen  $\tau_B$  auch als Anhaltspunkt für Güterwerte der Schweißung herangezogen werden. Der Bruch erfolgte bei diesen Torsionsversuchen jeweils in der Schweißung. Die rechnerische Bruchspannung beträgt  $28,5 \text{ kg/mm}^2$ .

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß sämtliche Schweißungen, soweit dies durch den Augenschein beurteilt werden kann, ein fehlerfreies Gefüge aufwiesen. Zu gleichen Feststellungen ist das Ausbesserungswerk Wittenberge gekommen, das stichprobenweise durch Röntgenbilder die Schweißnähte untersucht hat.

Alle Rechte vorbehalten.

## Umbau einer Förderbrücke zu einer Brikett-Lagerhalle.

Von Dr.-Ing. O. Abisch, Köln.

Auf der Roddergrube in Knappsack bei Köln wurde eine Braunkohlen-Förderbrücke (Abb. 1) nicht mehr benutzt, da seit einiger Zeit die Förderung durch Großraumwagen erfolgt. Diese seinerzeit von der Firma C. H. Jucho in Dortmund erbaute Brücke hatte 6 Öffnungen mit Balken-

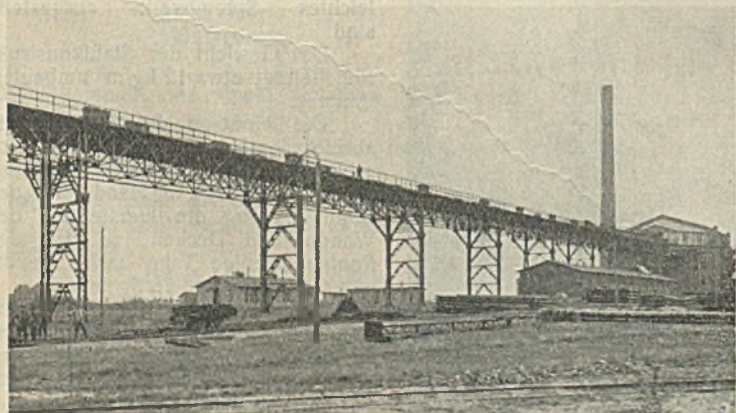


Abb. 1. Ansicht der Förderbrücke.

trägern von etwa  $23 \text{ m}$  Stützweite und 2 Öffnungen von  $30 \text{ m}$  Stützweite (Abb. 2). In jeder Öffnung waren 4 Hauptträger nebeneinander vorhanden. Somit standen im ganzen zur Verfügung: 24 Brückenträger von  $23 \text{ m}$  und 8 von  $30 \text{ m}$  Länge, ferner die Stahlteile der Brückenträger und die Quertträger. Aus den vorhandenen Konstruktionsteilen sollte eine möglichst große Lagerhalle zur Stapelung von Braunkohlen-Briketts errichtet werden.

Die Stahlkonstruktion der Halle (Abb. 3) zeigt Dreigelenkbogen von  $40,50 \text{ m}$  Stützweite, deren Scheiben je aus einem alten Brückenträger von

$23 \text{ m}$  Länge bestehen, während die Träger von  $30 \text{ m}$  Länge um 3 Felder gekürzt werden mußten. Das Scheitelgelenk und die Kämpfergelenke liegen in der Systemlinie des Obergurtes. Hierdurch wurde es erreicht, daß in jedem Belastungsfall im Untergurt nur Zugkräfte auftreten. Die Dreigelenkbogen stützen sich gegen Seitenbinder von  $6 \text{ m}$  Stützweite, die gleichfalls als Dreigelenkrahmen ausgebildet sind. Durch das gewählte System wurde auch erreicht, daß etwa auftretende Bodensenkungen ohne

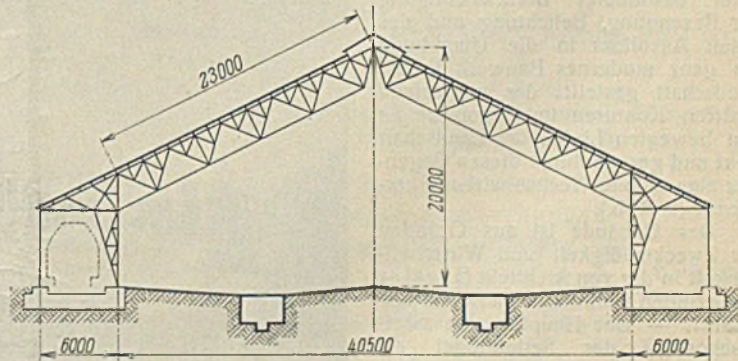


Abb. 3. Querschnitt der Lagerhalle.

Einfluß auf den Spannungszustand des Binders sind. Aus den vorhandenen Profilen und der zulässigen Beanspruchung wurde der größtmögliche Binderabstand ermittelt; er ergab sich für die normalen Binder zu  $7 \text{ m}$ , für die schweren Binder, die aus den  $30 \text{ m}$ -Trägern gebildet werden, zu  $10 \text{ m}$ . Hierdurch wurde das vorhandene Material am vollkommensten ausgenutzt. Die Gesamtlänge der Halle beträgt somit  $12 \cdot 7 + 3 \cdot 10 = 114 \text{ m}$  zwischen den beiden äußersten Bindern, ihr Fassungsvermögen etwa  $4000$  Waggons Briketts.

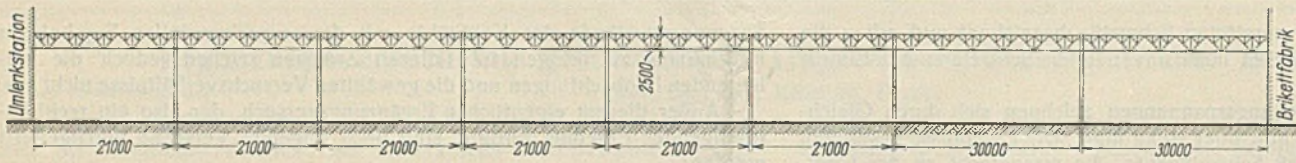


Abb. 2. System der Förderbrücke.

Im einzelnen ist zu der Ausführung noch folgendes zu bemerken: Die Dacheindeckung besteht aus Well-

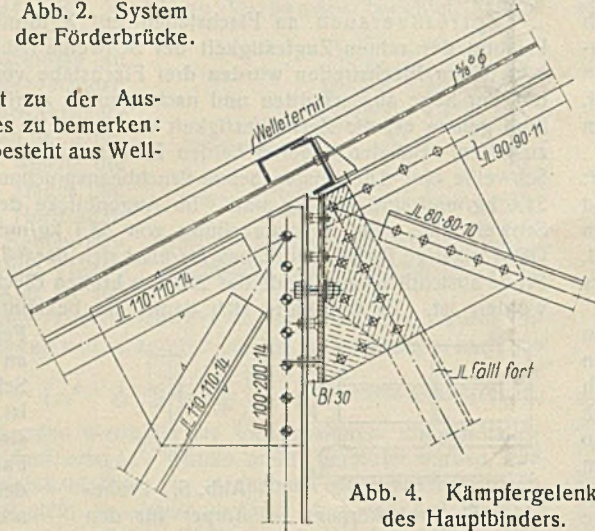
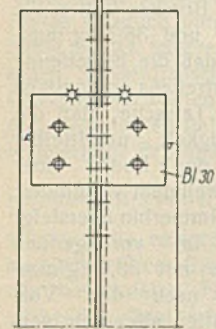


Abb. 4. Kämpfergelenk des Hauptbinders.

liegende Winkel bzw. Träger; außerdem wurden die üblichen Verbände und Portale angeordnet. Bei der Um-  
arbeitung der Eisen-  
konstruktion wurde in reichlichem Maße vom elektrischen Schweiß-  
verfahren Gebrauch gemacht. Abb. 4 zeigt den Auflagerpunkt des  
Hauptbinders am Seitenbinder, Abb. 5 das Scheitelgelenk, beide

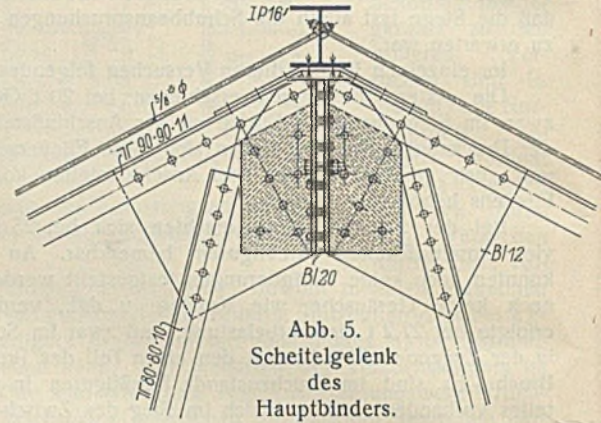


Abb. 5. Scheitelgelenk des Hauptbinders.

Eternit, das in diesem Falle besonders wegen seines geringen Eigengewichts geeignet war und einen guten Schutz gegen den Angriff der Gase bildet. Die Pfetten liegen in einem Abstände von etwa 1,15 m und sind in jedem Feld durch zwei Zugstangen nach oben aufgehängt. Sie liegen über den Knotenpunkten der normalen Binder, die mit denen der schweren Binder nicht übereinstimmen, so daß der Obergurt der normalen Binder noch für das zusätzliche Biegemoment aus Pfettenlast untersucht werden mußte. Um eine größere Steifigkeit der Halle in der Längsrichtung zu erzielen, wurde jede sechste Pfette seitensteif ausgebildet durch aufgeschweißte, waagrecht

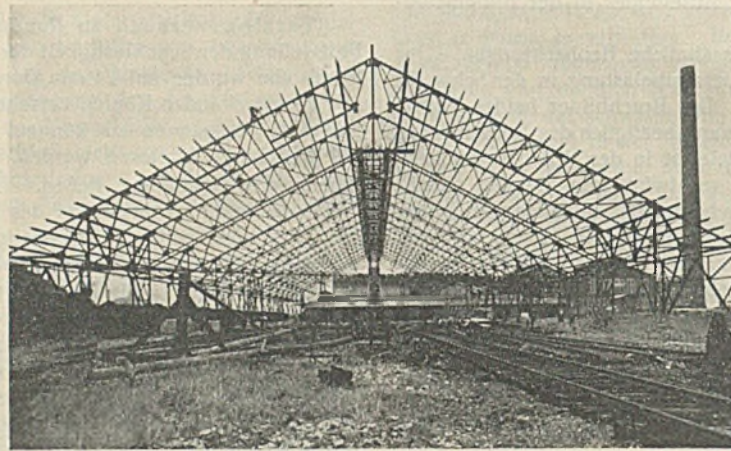


Abb. 6. Stahlkonstruktion der Halle.

für die normalen, in 7 m Abstand stehenden Binder. Sämtliche Konstruktionsteile wurden aus Altmaterial hergestellt, auch die Seitenbinder und Pfetten. So bestehen z. B. die Pendelstützen der Seitenbinder aus den aus 2 C-Profilen zusammengesetzten Stützen der alten Brücke. Abb. 6 zeigt einen Einblick in die nahezu vollendete Stahlkonstruktion der Halle; im Vordergrund stehen die schweren Binder mit 10 m Abstand.

Die Ausführung dieses bemerkenswerten Umbaus einer alten Stahlkonstruktion zu einem ganz anderen Anforderungen genügenden Bauwerk erfolgte nach den Plänen des Verfassers.

Verschiedenes.

Die Jugendherberge „Lönshaus“ bei Müden. An einem der reizvollsten Punkte der Lüneburger Heide liegt die Jugendherberge „Lönshaus“ zur Erinnerung an den Dichter Hermann Löns, der diesen Teil der Heide besonders liebte und als Weidmann durchstreifte.

Der Erbauer des Jugendheims, Architekt Otto Haesler, Celle, hat unter besonderer Berücksichtigung der Besonnung, Belichtung und des freien Ausblicks in die Umgebung ein ganz modernes Bauwerk in die Landschaft gestellt, das mit seinen scharfen Konturen im Gegensatz zu den bewegten Linien der Landschaft steht und gerade durch diesen Gegensatz eine schöne Wechselwirkung hervorruft (s. Abb.).

Das Gebäude ist aus Gründen der Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit in der von Architekt Haesler bevorzugten Stahlskelettbauweise ausgeführt. — Der Hauptbau ist zweigeschossig, der Seitenflügel als Aufenthaltsraum eingeschossig. Eine Unterkellerung ist nicht ausgeführt, alle Nebenräume sind im Erdgeschoß des Hauptbaus untergebracht.

Die Dachhaut des Flachdaches besteht aus einer Bitumenabdeckung auf 4 cm Zementestrich, darunter 3 cm Korkplattenisolierung und 10 cm Försterdecke auf Stahlträgern. Mit Schneelast und unterem Deckenputz ist die Belastung 350 kg/m<sup>2</sup>. Die Zwischendecke besteht aus 2 cm Steinholzestrich, 4 cm Aufbeton und 10 cm Försterdecke auf Stahlträgern. Mit 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast und unterem Putz ist die Gesamtlast der Zwischendecke 470 kg/m<sup>2</sup>. — Die Stützen sind aus zwei ungleichschenkligen Winkeln gebildet. Die Außenwände bestehen aus 14 cm-Bimszement-

hohlsteinen mit innerer Verkleidung aus 6 cm-Tektondielen und Außen- und Innenputz, die Innenwände aus Bims-hohlsteinen mit Außen- und Innenputz.

Die Fensterstürze sind aus einfachen Winkeln hergestellt, die bei den größeren Öffnungen durch leichtes Sprengwerk ausgesteift sind.

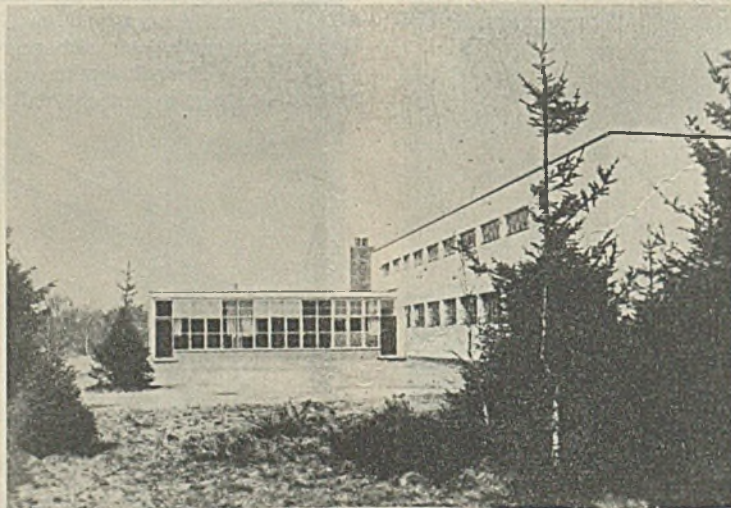
Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 12 kg/m<sup>3</sup> umbauten Raumes.

Die Montage des Stahlskeletts abseits der Hauptstraße dauerte einschließlich der Antransporte rund 14 Tage. Hand in Hand mit der Montage ging die Herstellung der Wände und Decken, so daß der Rohbau wenige Tage nach Beendigung der Montage fertig war.

Eine ähnliche Stahlskelettkonstruktion weist der vom gleichen Architekten ausgeführte Neubau des Direktorwohnhauses für das Gymnasium in Celle auf.

Beide Stahlkonstruktionen wurden geliefert von Hermann Rüter, Langenhagen bei Hannover.

Dipl.-Ing. O. Rüter.



Jugendherberge „Lönshaus“ bei Müden.

**INHALT:** Allgemeine, unmittelbare Darstellung von Einflußlinien durch Biegelinien nach dem Formänderungsverfahren. — Der Umbau der Wersebrücke bei Sudmühle und der Emsbrücke bei Westbevern auf der Strecke Münster—Osnabrück. — Ergänzungsversuch mit geschweißtem Trägeranschluß bei statischer Belastung. — Umbau einer Förderbrücke zu einer Brikett-Lagerhalle. — Verschiedenes: Die Jugendherberge „Lönshaus“ bei Müden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW68.