DER STAHLBAU

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

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 17. April 1931 | Heft 8

Versuche über die Abscher- und Lochleibungsfestigkeit von Nietverbindungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. H. Kayser, Darmstadt.

I. Veranlassung und Ziel der Versuche.

Obwohl die Bauglieder von Stahlkonstruktionen seit über 100 Jahren durch Vernietung verbunden werden und die seitherige Berechnungsart dieser Nietverbindungen sich in der Praxis durchaus bewährt hat, weiß man über die inneren Vorgänge bei der Beanspruchung von Nietverbindungen, über die örtlichen Spannungen und Dehnungen noch sehr wenig. Man könnte sich auf den Standpunkt stellen, daß, da die seitherigen mehr empirischen Berechnungsmethoden ausreichten, gegenwärtig keine Veranlassung besteht, sich mit diesen Problemen eingehender zu befassen. Diese Ansicht ist jedoch falsch. Denn einmal ist es notwendig, wenn man die Unzulänglichkeit eines gebräuchlichen Berechnungsverfahrens erkannt hat, schon aus rein wissenschaftlichem Interesse die auftretenden Fragen und Zweifel zu beseitigen. Anderseits macht es die in den letzten Jahren erfolgte Einführung hochwertiger Stahlsorten mit den hohen zulässigen Beanspruchungen der Bauglieder wie auch der Nietverbindungen notwendig, die hinsichtlich der Spannungs- und Kräfteverteilung sowie der Sicherheitsgrade aufgetauchten Bedenken auf ihre Berechtigung hin zu prüfen. Auch bei älteren Brücken, deren Bauteile oft infolge Erhöhung der Verkehrslasten wesentlich stärker beansprucht sind als zur Zeit der Erbauung, ist die tiefere Erkenntnis über die Spannungsvorgänge in den Nietverbindungen von größter Wichtigkeit. Wissenschaft und Praxis haben somit an der Klärung dieser Fragen, die mit der Festlegung der zulässigen Abscherspannungen und des zulässigen Lochleibungsdruckes zusammenhängen, ein gleich großes Interesse.

Durch die „Vorschriften für Eisenbauwerke" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (BE 1925) ist festgelegt, daß bei Nieten in Stahlkonstruktionen die zulässige Abscherbeanspruchung gleich dem 0,8fachen, die zulässige Lochleibungsbeanspruchung gleich dem 2,5fachen Wert der für die betreffende Stahlsorte zugelassenen Zug- und Biegungsspannung zu setzen ist. Diese Bestimmung ist insofern bemerkenswert, als damit die zulässige Lochleibungsbeanspruchung von Stahlnieten vom 2,0fachen (vgl. vorläufige Fassung der BE von 1922) auf das 2,5fache der zulässigen Normalbeanspruchung erhöht wurde. Man darf dabei nicht übersehen, daß der 2,5fache Wert der zulässigen Spannung bei den derzeitigen Stahlsorten und den festgesetzten Grenzen für die Nutzbeanspruchung weit über die normale Fließgrenze des Zugversuches hinausgeht und sich stark der Bruchgrenze nähert. Zum Beispiel ist bei St 37:

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul} = 2{,}5 \cdot 1400 = 3500 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_B = 3700 \text{ kg/cm}^2.$$

Natürlich ist demgegenüber zu bemerken, daß die nach dem üblichen Verfahren ermittelte Lochleibungsbeanspruchung nur ein ideeller Rechnungswert ist und sicherlich mit den wirklichen Spannungen, über deren Größe und Verteilung keine Klarheit besteht, nicht übereinstimmen wird.

Da von manchen Seiten ernstliche Bedenken gegen diese Milderung der Vorschriften, die in der Erhöhung der zulässigen Lochleibungsbeanspruchung vom 2,0- auf den 2,5fachen Wert der normalen zulässigen Spannung liegt, erhoben wurden, veranlaßte die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Zusammenwirken mit den Laboratorien der Hochschulen München, Dresden und Karlsruhe die Durchführung bestimmter Versuche zur Nachprüfung dieser Bestimmung. Der in der „Bautechnik" 1927, S. 668 ff., von Reichsbahnoberrat Weidmann, München, veröffentlichte Versuchsbericht[1]) kommt zu der Schlußfolgerung, daß „der von der Deutschen Reichsbahn zugelassene Lochleibungsdruck von $\sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul}$ gerechtfertigt ist, da die Lochleibungsfestigkeit, also der Beginn des Fließens bedeutend höher liegt".

Diese Versuche wurden an Probestücken mit nur einem Niet durchgeführt. Die unumschränkte Anwendung der Ergebnisse, welche die Unterlagen zu vorstehender Folgerung abgaben, war jedoch nicht möglich, weil mit Recht Bedenken laut wurden, ob sich diese Ergebnisse aus einer Verbindung mit einem Niet ohne weiteres auf Verbindungen mit mehreren Nieten übertragen lassen. Auch mußte geprüft werden, ob bei mehreren Nieten der Abstand dieser Niete auf die Festigkeitsverhältnisse der Verbindung von wesentlichem Einfluß sein würde. Zudem waren die vorbezeichneten Versuche auf Probestäbe aus St 37 und St 48 beschränkt und nur auf Ermittlung der Lochleibungsfestigkeit abgestellt. Es bestand daher das Bedürfnis, das Verhalten einer der Ausführung in der Praxis mehr entsprechenden Verbindung mit drei Nieten, bei verschiedener Nietteilung und verschiedenen Stahlsorten zu untersuchen; zudem sollten die Versuche bei ruhender Belastung (Zugbelastung) und bei wiederholter Wechselbelastung (Zug- und Druckbelastung) durchgeführt werden. Der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, beauftragte im Einvernehmen mit der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft den Berichterstatter, Versuche zur Klärung dieser Fragen unter der Wirkung ruhender Belastung im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt anzustellen, während die Versuche mit Wechselbelastung in Stuttgart zur Ausführung gelangen.

II. Versuchsprogramm und Anordnung.

Nach den für die Versuchsdurchführung getroffenen Vereinbarungen sollte der Beginn des Gleitens, des Fließens und der Bruchbelastung festgestellt werden. Die Belastung sollte in jeder Laststufe einmalig

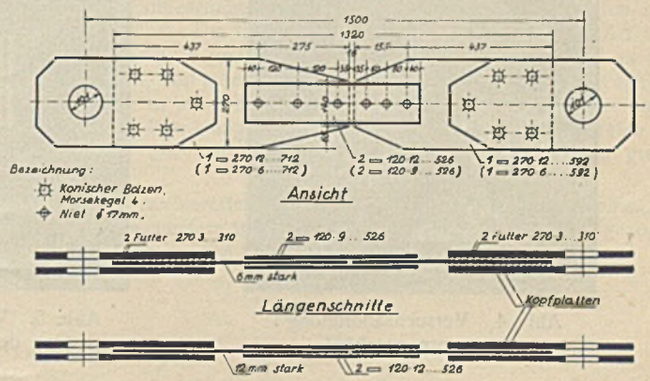

Abb. 1. Ausbildung der Versuchsstäbe.

erfolgen und stetig ansteigen. Ergänzt wurde dieses Versuchsprogramm noch dadurch, daß eine Anzahl von Stäben bis zur $1^1/_2$fachen Nutzbelastung mehrmals (10- bis 20mal) überlastet wurde; es galt, die bei diesen mehrmaligen Belastungen eintretenden bleibenden Dehnungen zu ermitteln. Die Bewegungen der Niete sollten durch Feinmessungen an möglichst vielen Meßpunkten — mindestens 12 — festgestellt werden. Die Auswahl und Anbringung der Apparate war dem Laboratorium überlassen.

Für die Probestäbe wurde eine Form gemäß Abb. 1 gewählt. Wie bereits betont, waren die Verbindungslaschen auf jeder Seite mit drei Nieten angeschlossen. Auch wurden (in Abänderung der Ausbildung der Versuchsstäbe bei früheren Versuchen) die Zwischenbleche breiter aus-

[1]) Vgl. auch Findeisen, Versuche über Lochleibungsdruck. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien, 1928.

geführt, so daß ihre Form derjenigen der Knotenbleche von Fachwerkkonstruktionen nahekommt. Der Nietdurchmesser wurde zu 17 mm gewählt. Der Nietabstand ist auf beiden Seiten verschieden, und zwar gleich dem in den Reichsbahnvorschriften angegebenen Grenzwert von $3{,}5 \cdot d = 60$ mm auf der einen und $7 \cdot d = 120$ mm auf der anderen Seite; der Randabstand in der Kraftrichtung beträgt $2 \cdot d = 35$ mm. Die Dicke der Zwischenbleche wurde zu 6 bzw. 12 mm gewählt, so daß beim Zerreißversuch die Zerstörung der ersten Gruppe durch Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit, diejenige der zweiten Gruppe durch Abscheren zu erwarten war. Die Kopfstücke, mit denen die Stäbe in die Maschine eingebaut wurden, waren zum Auswechseln mit den eigentlichen Versuchsstäben durch konische Bolzen verschraubt; es genügte daher ein Satz solcher Kopfplatten für alle Versuchsstäbe. Die Versuchsstäbe wurden in St 37 und St 52 je dreifach hergestellt; die Niete waren jeweils aus dem gleichen Baustoff wie die Stäbe und mit dem Preßlufthammer von Hand geschlagen.

Nach Baustoff und Blechdicke lassen sich die zum Versuch verwendeten Stäbe in vier Gruppen einteilen, für welche die nachstehenden Abkürzungen als Kennzeichen eingeführt werden:

Baustoff	St 37	St 52
gefährdet auf Lochleibung . .	Gruppe 37/*l*	Gruppe 52/*l*
gefährdet auf Abscheren . . .	Gruppe 37/*a*	Gruppe 52/*a*

Die Versuche wurden auf einer 300 t-Prüfmaschine, Bauart MAN, durchgeführt. Im Bereich niedriger Laststufen, in welchem nur geringe Bewegungen zu erwarten waren, erfolgte die Messung dieser Verschiebungen mit Huggenbergerschen Dehnungsmessern (Tensometer) mit einem Übersetzungsverhältnis von etwa 1 : 1000. Das Auftreten größerer Formänderungen bei höheren Lasten wurde aus den Anzeigen der Maschinenmanometer ermittelt.

um Baustoff normaler Qualität, für die Stäbe jeder Gruppe dem Material einer Charge entnommen, so daß größtmögliche Gleichmäßigkeit angenommen werden konnte. Die Materialuntersuchung der Zwischenbleche, auf deren Verhalten bei Lochleibungszerstörung es in erster Linie ankam,

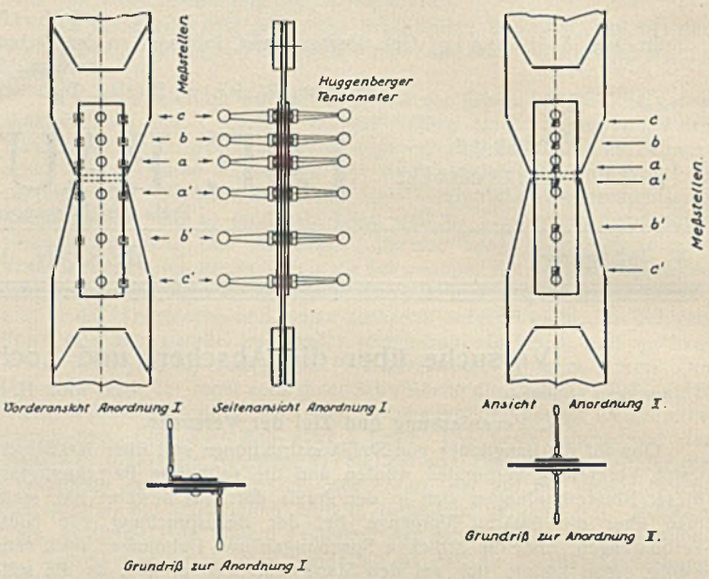

Abb. 2. Abb. 3.
Anordnung der Meßstellen.

sowie der Niete ergab die in den nebenstehenden Tafeln I bis III zusammengestellten Werte.

Kritisiert man diese Versuchsergebnisse unter Zugrundelegung der einschlägigen Reichsbahnbestimmungen[1]), so ist folgendes zu bemerken:

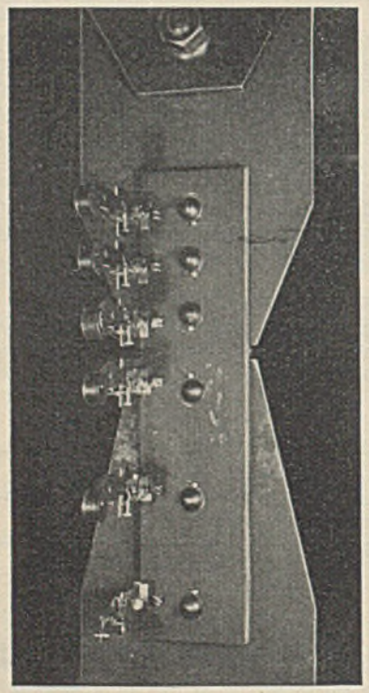

Abb. 4. Versuchsanordnung I (von vorn gesehen).

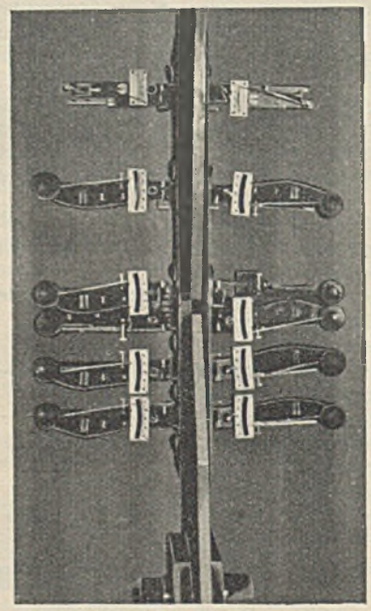

Abb. 5. Versuchsanordnung II (von der Seite gesehen).

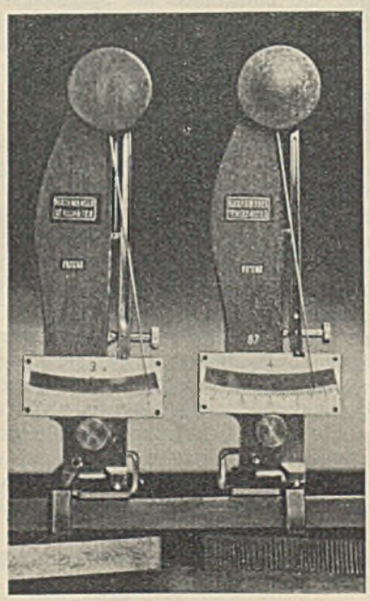

Abb. 6. Die Meßinstrumente „Tensometer Huggenberger".

Die 12 Meßstellen für die Feinmessungen wurden nach Anordnung I und II gewählt (Abb. 2 u. 3). Von der bei den ersten Versuchen verwendeten Anordnung I ging man zur Anordnung II über, da im ersteren Falle die Meßergebnisse die der Größe nach unbekannten Formänderungen der Laschen enthielten und deshalb zur Feststellung der gesuchten Verschiebungsgrößen weniger zweckmäßig schienen als die Ergebnisse der Anordnung II. Auffällige Unterschiede haben sich jedoch nicht gezeigt. Einzelheiten der Meßinstrumente und der Versuchsanordnung sind aus den Abb. 4, 5 u. 6 zu ersehen.

III. Versuchsdurchführung und Ergebnisse.

Um die Hauptversuche richtig auswerten zu können, war die Kenntnis der Materialeigenschaften der Probestäbe notwendig. Nach Angabe der Herstellerfirma der Versuchsstäbe handelte es sich bei Blechen wie Nieten

Zu Tafel I. Die Stäbe der Gruppen 37/*l* und 52/*a* erfüllten die Bedingungen. Die Stäbe der Gruppe 37/*a* erzielten eine unzureichende Bruchgrenze (vorhanden $\sigma_B = 3620$ kg/cm²; gefordert $\sigma_B \geqq 3700$ kg/cm²), diejenigen der Gruppe 52/*l* eine unzureichende Dehnung (vorhanden $\delta_{10} = 18{,}7$ %; gefordert $\delta_{10} \geqq 20$ %). Die Unterschreitung der vorgeschriebenen Grenzwerte ist jedoch gering, wobei noch darauf hinzuweisen ist, daß es sich bei dem verwendeten St 52 um Material aus dem Sommer 1928 handelt, also einer Zeit, wo dieser Stahl noch nicht die heute erreichte Qualität besaß.

[1]) Für St 37: Vorläufige Fertigungsvorschriften für Stahlbauwerke (Fassung vom 26. April 1926, 3. Aufl.). — Für St 52: Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl 52 (Fassung vom 6. Juni 1929).

Tafel I. **Festigkeitswerte der Bleche.**

a) Zerreißproben.

Gruppe	Stab Nr.	Breite cm	Dicke cm	Querschnitt cm²	Streckgrenze kg	Streckgrenze kg/cm²	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Bruchdehnung %	Bemerkungen
37/*l*	1	2,385	0,616	1,47	4 230	2880	5 730	3900	30,7	langer Proportionalstab
	2	2,387	0,610	1,46	4 200	2880	5 730	3920	25,7	
	3	2,377	0,615	1,46	4 150	2840	5 740	3930	28,2	
					im Mittel:	2870		3920	28,2	
37/*a*	4	2,640	1,210	3.19	9 000	2910	11 500	3610	26,1	langer Normalstab
	5	2,650	1,205	3,19	9 760	3060	11 500	3610	27,8	
	6	2,647	1,212	3,21	9 500	2960	11 680	3640	27,0	
					im Mittel:	2980		3620	27,0	
52/*l*	7	2,365	0,633	1,50	6 350	4230	8 840	5890	19,1	langer Proportionalstab
	8	2,368	0,638	1,51	6 200	4110	9 000	5960	18,5	
	9	2,357	0,638	1,50	6 100	4070	8 800	5870	18,5	
					im Mittel:	4140		5910	18,7	
52/*a*	10	2,500	1,208	3,02	11 000	3310	18 880	6250	18,5	langer Normalstab
	11	2,520	1,195	3,02	12 000	3980	18 490	6120	21,5	
	12	2,510	1,200	3,02	12 000	3970	19 440	6440	19,2	
					im Mittel:	3750		6270	19,7	

b) Faltproben.

Die Faltversuche bei sämtlichen Proben genügten den Bedingungen derart, daß bei Falten bis 180° keine Anrisse auf der Zugseite auftraten.

Tafel II. **Festigkeitswerte des Nietstahles.**

a) Zerreißproben.

Material	Stab Nr	Durchmesser cm	Querschnitt cm²	Streckgrenze kg	Streckgrenze kg/cm²	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Bruchdehnung %	Bemerkungen
St 34	1	1,00	0,785	3700	4710	4010	5110	27,4	zylindrische Stablänge 32 mm
	2	1,00	0,785	2600	3310	3450	4400	36,0	
	3	1,00	0,785	2650	3380	3320	4230	36,0	
	4	1,00	0,785	2900	3700	3460	4400	28,9	zylindrische Stablänge 45 mm
	5	1,00	0,785	2420	3080	3120	3980	35,6	
	6	1,00	0,785	2860	3660	3520	4480	33,4	
			im Mittel:		3640		4430	32,9	
St 52	7	1,00	0,785	Versuchsstäbchen ausgerissen					zylindrische Stablänge 32 mm
	8	1,00	0,785	3500	4460	5500	7000	16,3	
	9	1,00	0,785	4000	5100	6560	8380	10,0	
	10	1,00	0,785	3500	4460	6100	7770	—	zylindrische Stablänge 45 mm
	11	1,00	0,785	3500	4460	6910	8800	16,3	
	12	1,00	0,785	3000	3820	5720	7300	14,0	
			im Mittel:		4460		7850	14,2	

Tafel III. b) Scherproben.

Material	Stab Nr.	Durchmesser cm	Scherfläche*) cm²	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Bemerkungen
St 34	1	0,80	1,00	3350	3350	kurze Niete für 6 mm dicke Bleche
	2	0,80	1,00	3440	3440	
	3	0,80	1,00	3370	3370	
	4	0,80	1,00	3340	3340	lange Niete für 12 mm dicke Bleche
	5	0,80	1,00	3530	3530	
	6	0,80	1,00	3510	3510	
			im Mittel:		3420	
St 52	7	0,80	1,00	4510	4510	kurze Niete für 6 mm dicke Bleche
	8	0,60	0,565	2440	4320	
	9	0,60	0,565	2510	4450	
	10	0,80	1,00	4280	4280	lange Niete für 12 mm dicke Bleche
	11	0,60	0,565	2340	4150	
	12	0,60	0,565	2500	4420	
			im Mittel:		4360	

*) Der Abscherversuch wird natürlich für zweischnittige Beanspruchung durchgeführt; die Scherfläche ist also: $F_s = 2\pi \cdot \frac{d^2}{4}$.

Zu Tafel II. Die Abmessungen der Niete, aus denen die Ver-Versuchsstäbe hergestellt wurden, bedingten Probestäbchen, welche den Proportionalstäben gemäß DIN 1000 nicht entsprachen. Die Werte der Spalte: „Bruchdehnung" sind deshalb mit den üblichen Materialforderungen nicht ohne weiteres vergleichbar. Es läßt sich aber aus den Ergebnissen klar folgern, daß der Nietstahl St 34 bedingungsgemäß ist, während der Nietstahl St 52 eine sehr hohe Bruchgrenze bei zu geringer Dehnung aufweist (vorhanden $\delta = 14{,}2\,\%$; gefordert $\delta \geqq 20\,\%$).

Zu Tafel III. Die Abscherversuche für den Nietstahl liefern bei beiden Stahlsorten genügende Ergebnisse, da für Niete aus St 34 eine Scherfestigkeit zwischen 2500 und 3600 kg/cm² (vorhanden $\sigma_a = 3420$ kg/cm²), für Niete aus St 52 eine solche zwischen 3600 und 4800 kg/cm² (vorhanden $\sigma_a = 4360$ kg/cm²) gefordert wurde.

Zusammenfassend ist als Ergebnis dieser Vorversuche zur Feststellung der Materialeigenschaften zu sagen, daß das Material der Bleche bei beiden Stahlsorten und der Niete aus St 34 im großen und ganzen den normalen Bedingungen genügte. Die kritisierten Mängel bei Nietstahl der Qualität St 52 haben sich auch bei anderen Versuchen gezeigt und bekanntlich im Juni 1930 zu einem Erlaß der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Anlaß gegeben, demzufolge für Bauwerke aus St 52 künftig ein Nietstahl St 44 (Bruchgrenze 44 bis 52 kg/mm²; Dehnung 23 %; Scherfestigkeit 32 bis 44 kg/mm²) Verwendung finden soll.

Nunmehr konnten die Hauptversuche durchgeführt werden. Über die gewählte Anordnung ist alles Nähere bereits unter II. beschrieben.

Die hohe Empfindlichkeit der Feinmeßinstrumente (Tensometer Huggenberger) gestattete die Verwendung derselben nur innerhalb sehr tief liegender Grenzen. Bei einer größeren Anzahl von Versuchsstäben wurden diese Feinmessungen auf der Seite der engen und weiten Nietteilung durchgeführt. Die Ergebnisse waren bei Stäben gleicher Art zwar abweichend, aber doch von einer gleichartigen Tendenz, so daß es ausreichend erscheint, von jeder Gruppe ein typisches Beispiel wiederzugeben. Durchweg zeigte es sich, daß bei den Nieten auf der Seite der engen Teilung größere Bewegungen bei bestimmten Laststufen auftraten als bei den Nieten mit weiter Teilung unter der Wirkung gleich großer Laststufen.

Analog früheren Veröffentlichungen wurden nicht so sehr die absoluten Belastungsgrößen, sondern Belastungsziffern α und β in Betracht gezogen. Diese Werte α und β sind wie folgt zu definieren:

$$\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}} = \frac{P}{\sigma_{zul}\, n\, d\, \delta},$$

$$\beta = \frac{\sigma_a}{\sigma_{zul}} = \frac{P}{\sigma_{zul}\, n\, 2\pi \frac{d^2}{4}},$$

wobei n = Nietzahl (hier $n = 3$),
d = Nietdurchmesser (hier $d = 1{,}7$ cm),
δ = Blechstärke (hier $\delta = 0{,}6$ cm),
σ_{zul} = normale zulässige Beanspruchung
bei St 37: $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm²,
bei St 52: $\sigma_{zul} = 2100$ kg/cm²,
P = Maschinenlast.

Die graphische Darstellung der Mittelwerte der Verschiebungen auf der Seite der engen Nietteilung für je einen Stab jeder Gruppe liefert die flachen Kurven der Abb. 7. Die steilen Kurven stellen die entsprechenden Verschiebungen an je einem Stab nach 10maliger Belastung dar. An den ausgeprägten Knickstellen dieser Kurven ist der Begriff „Gleitgrenze" eingetragen, eine Kenzeichnung, deren Definition später

Tafel IV. Festigkeitswerte der Nietverbindung.

Gruppe	Stab Nr.	Maßgeb.[1]) Nietfläche cm²	Zulässig[2]) kg/cm²	Zulässig[2]) kg	Streckgrenze kg	Streckgrenze kg/cm²	Streckgrenze α oder β[3])	Bruchgrenze kg	Bruchgrenze kg/cm²	Sicherheitsgrad[4]) gegen Streckgrenze	Sicherheitsgrad[4]) gegen Bruchgrenze	Zerstört durch Blechdicke mm
37/a	1	13,62	1120	15 250	38 700	2 840	2,03	50 610	3 710	2,53	3,31	Abscheren ($\delta = 12$ mm)
	2	13,62	1120	15 250	38 410	2 820	2,02	53 060	3 900	2,52	3,48	
	3	13,62	1120	15 250	34 880	2 560	1,83	50 610	3 710	2,29	3,31	
					im Mittel:	2 740	1,96		3 770	2,45	3,37	
52/a	1	13,62	1680	22 900	—	—	—	76 440	5 610	—	3,34	Abscheren ($\delta = 12$ mm)
	2	13,62	1680	22 900	64 900	4 760	2,26	78 570	5 770	2,83	3,43	
	3	13,62	1680	22 900	68 660	5 040	2,40	76 800	5 650	3,00	3,36	
					im Mittel:	4 900	2,33		5 680	2,92	3,38	
37/l	1	3,06	3500	10 700	26 500	8 680	6,20	30 290	9 920	2,48	2,83	Lochleibung ($\delta = 6$ mm)
	2	3,06	3500	10 700	31 350	10 250	7,35	33 470	10 940	2,93	3,13	
	3	3,06	3500	10 700	27 820	9 100	6,50	33 110	10 800	2,60	3,09	
					im Mittel:	9 340	6,68		10 550	2,67	3,02	
52/l	1	3,06	5250	16 050	38 410	12 540	6,00	46 450	15 150	2,39	2,89	Lochleibung ($\delta = 6$ mm)
	2	3,06	5250	16 050	46 800	15 300	7,30	47 840	15 600	2,92	2,98	
	3	3,06	5250	16 050	40 180	13 100	6,26	52 000	17 000	2,50	3,24	
					im Mittel:	13 650	6,52		15 920	2,60	3,04	

[1]) Die maßgebende Nietfläche ist errechnet:

bei Gefährdung durch Abscheren $F = n\,2\,\pi \frac{d^2}{4} = 3 \cdot 2\,\pi \frac{1{,}7^2}{4} = 13{,}62\ \text{cm}^2$,

bei Gefährdung durch Lochleibung $F = n\,d\,\delta = 3 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}6 = 3{,}06\ \text{cm}^2$.

[2]) Als zulässige Beanspruchungen sind eingesetzt

auf Abscheren bei St 37: $\sigma_a = 0{,}8 \cdot 1400 = 1120$ kg/cm²; bei St 52: $\sigma_a = 0{,}8 \cdot 2100 = 1680$ kg/cm²,

auf Lochleibung bei St 37: $\sigma_l = 2{,}5 \cdot 1400 = 3500$ kg/cm²; bei St 52: $\sigma_l = 2{,}5 \cdot 2100 = 5250$ kg/cm².

[3]) Die α- und β-Werte sind definiert durch $\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}}$ $\beta = \frac{\sigma_a}{\sigma_{zul}}$.

[4]) Der Sicherheitsgrad ist errechnet

gegen Streckgrenze: $\frac{\sigma_s}{\sigma_{a\,zul}} = \frac{\sigma_s}{0{,}8\,\sigma_{zul}}$ bzw. $\frac{\sigma_s}{\sigma_{l\,zul}} = \frac{\sigma_s}{2{,}5\,\sigma_{zul}}$,

gegen Bruchgrenze: $\frac{\sigma_B}{\sigma_{a\,zul}} = \frac{\sigma_B}{0{,}8\,\sigma_{zul}}$ bzw. $\frac{\sigma_B}{\sigma_{l\,zul}} = \frac{\sigma_B}{2{,}5\,\sigma_{zul}}$.

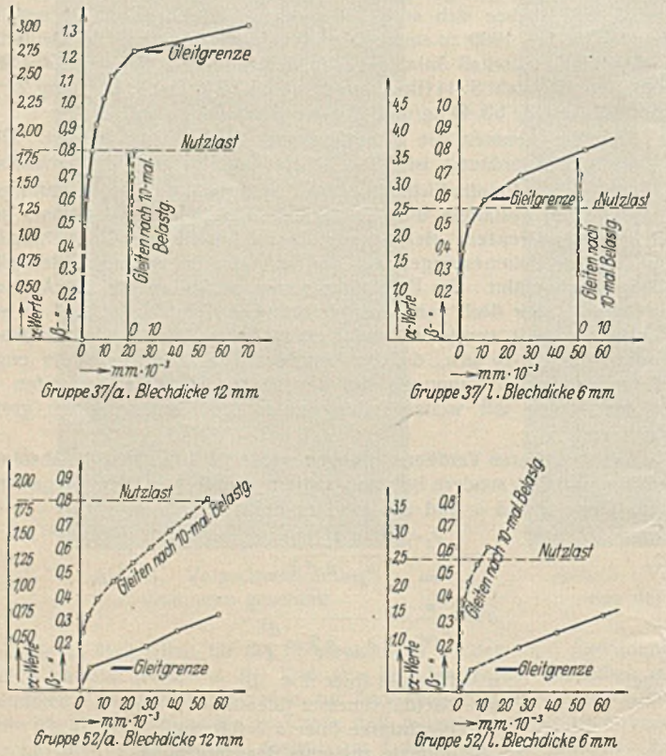

Abb. 7. Graphische Darstellung der Abhängigkeit zwischen Verschiebungswegen und α- bzw. β-Werten.

gegeben wird. Die Feinmessungen erwiesen außerdem, daß die ersten größeren Bewegungen durchweg an den äußeren Nieten (Gruppe *a* bzw. *a'* der Abb. 2 u. 3) auftraten, daß dann die mittleren und schließlich die inneren Niete folgten; daraus wäre zu folgern, daß der größte Kraftanteil auf die äußeren Niete entfällt.

Nach Ermittlung der Meßwerte, welche die Unterlagen zu vorstehenden Kurven gaben, wurden die Verschiebungswege so groß, daß die weitere Verwendung der hochempfindlichen Huggenbergerschen Tensometer unmöglich wurde. Die Manometeranzeigen der Maschine lieferten die deutlich erkennbaren Grenzwerte für das „kritische Fließen" sowie die Bruchfestigkeit. Bei diesem „kritischen Fließen" traten plötzlich sehr große Bewegungen auf, sei es infolge zu hohen Lochleibungsdruckes oder zu hoher Abscherbeanspruchung. Dieses „kritische Fließen" (Streckgrenze) entspricht also der „Lochleibungsfestigkeit" bei den von Weidmann beschriebenen früheren Nietversuchen und liefert damit die entscheidende Grenze, die zur Beurteilung der α- und β-Werte dient.

Die Versuchsergebnisse sind in der vorstehenden Tafel IV zusammengestellt und in Abb. 8 graphisch aufgetragen.

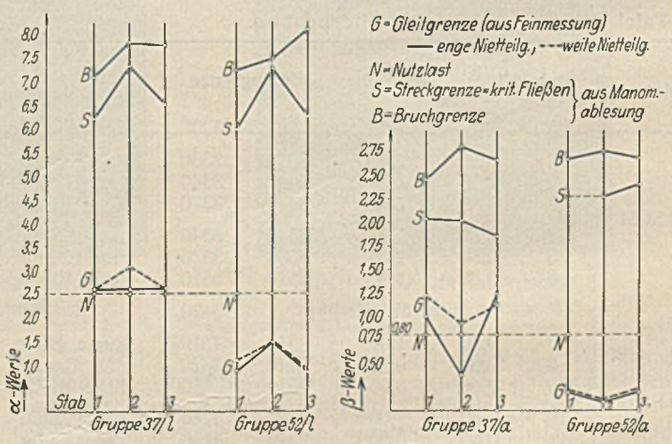

Abb. 8. Graphische Darstellung der Gleitgrenze, Streckgrenze und Bruchgrenze der Nietverbindung.

IV. Folgerungen.

Die kritische Bewertung der im Abschnitt III zusammengestellten Versuchsergebnisse gibt zu folgenden Betrachtungen und Folgerungen Anlaß:

Die Kurven der Abb. 7 lassen einen auffälligen Unterschied zwischen dem Verhalten der Niete aus St 34 und St 52 erkennen. Bei den Versuchsstäben aus St 37 ergeben sich bei beiden Gruppen 37/*a* und 37/*l*, wie in dem zunächst gemessenen niederen Lastbereich nicht anders zu

erwarten, hinsichtlich des Kurvenverlaufes ähnliche Bilder, die durch einen steilen und im Bereich höherer Lasten durch einen flachen Ast gekennzeichnet sind. Die Erklärung für diesen Kurvenverlauf dürfte darin zu suchen sein, daß im untersten Bereich die Nietverbindung die Kräfte im wesentlichen durch Reibung überträgt. Diese Reibung entsteht bekanntlich durch das Zusammenpressen der Bleche infolge der Verkürzung der Niete beim Abkühlen nach Herstellung der Schließköpfe. Von einer bestimmten Laststufe an reicht die Reibung nicht mehr aus, den wesentlichen Teil der Kräfte aufzunehmen. Die Reibungskraft bleibt wohl konstant, die anwachsenden Lasten müssen aber durch Flächendruck zwischen Nietloch und -schaft übertragen werden. Da diese Flächen ungenau sind, abhängig von der Güte des geschlagenen Nietes, ergeben sich Verformungen an den Berührungsstellen. Das Material wird sich abplatten, so lange fließen, bis die zur Erzielung einer bestimmten Spannung an der Berührung zwischen Niet und Loch erforderliche Fläche vorhanden ist. Dieser Fließvorgang hat natürlich größere Bewegungen zur Folge. Dieselben zeigen sich in der Abflachung der Kurven in Abb. 7. Der Übergang von dem Kraftzustand, in dem die Reibung den wesentlichsten Teil der Kräfte übernimmt, zu dem Zustand, in welchem der Flächendruck zwischen Nietloch und Schaft vorherrschend wird, hat natürlich keine ausgeprägte Grenze, ist also weich wie die Materialvorgänge der meisten technischen Baustoffe. Immerhin läßt sich aus den Kurven durchweg eine Knickstelle ermitteln, die im Sinne obenstehender Definition die Grenze kennzeichnet, unterhalb deren fast ausschließlich die Reibungskräfte wirken und oberhalb deren das Gleiten der Niete erfolgt. Diese Grenze soll als „Gleitgrenze" bezeichnet werden.

Diese Erklärung macht es auch ohne weiteres verständlich, daß die Bewegungen bei 10- oder 20mal wiederholten Belastungen stets kleiner werden (vgl. die steilen Kurven in Abb. 7). Die Verformung zwischen Nietloch und Schaft ist so weit erfolgt, daß bei bestimmten Laststufen Gleichgewichtszustand herrscht. Die gleichwohl auftretenden weiteren Bewegungen sind von sehr geringer Größenordnung und werden sich bei praktischen Versuchen nie ganz ausschalten lassen.

Bemerkenswert ist noch, daß die „Gleitgrenze" bei den Versuchsstäben aus St 37 mit 12 mm Blechdicke wesentlich höher liegt als bei den Stäben mit 6 mm Blechdicke. Bei den typischen Beispielen der Abb. 7 findet sich die Gleitgrenze bei dem 12 mm-Stab bei $\beta = 1{,}22$; bei dem 6 mm-Stab bei $\beta = 0{,}6$. Eine solche Abweichung war in diesem niederen Lastbereich zunächst nicht zu erwarten. Sie läßt sich zum Teil dadurch erklären, daß längere Niete sich als Folge der Abkühlung nach dem Schlagen mehr verkürzen als kurze Niete, dadurch eine stärker zusammenpressende Kraftwirkung ausüben und so einen höheren Reibungswiderstand haben. Im übrigen wird die „Gleitgrenze" stets recht schwankend sein. Das ist sehr wohl verständlich, wenn man berücksichtigt, von wieviel zufälligen Faktoren der Reibungswiderstand einer Nietverbindung abhängt. Bekanntlich hat ja auch Bach, der umfangreiche Versuche über diese Fragen angestellt hat, ganz erhebliche Abweichungen hinsichtlich des Reibungswiderstandes ermittelt. Interessant ist noch, daß die „Gleitgrenze" bei den Versuchsstäben aus St 37 über der Nutzlast liegt.

Bei den Versuchsstäben aus St 52 ergeben sich ähnliche Kurven, die gleiche Tendenz zeigen. Allerdings tritt die „Gleitgrenze" sehr viel schärfer hervor und liegt — was besonders bemerkenswert ist — erheblich tiefer als bei den Stäben aus St 37, und zwar weit unter der Nutzlast. Daraus ist zu folgern, daß der Reibungswiderstand der Nietverbindungen aus St 52 geringer ist als derjenige bei Nieten aus St 34, mit anderen Worten, die Stauchbarkeit der verwendeten Nieten aus St 52 weniger gut war. Dieser Mangel ist durch die bereits erwähnten neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn vom Juni 1930 über Nietstahl St 44 inzwischen behoben. In Übereinstimmung mit dieser Feststellung ergeben sich bei 10mal wiederholter Belastung bei Nieten aus St 52 größere Bewegungen. Es werden also bei Bauwerken aus hochwertigem Stahl schon bei kleineren Lasten bleibende Formänderungen eintreten als bei Bauwerken aus St 37. Allerdings soll damit keineswegs gesagt werden, daß diese frühzeitigen Formänderungen von schädlicher Bedeutung für das Bauwerk sein müssen. Sie treten — abgesehen von Wechselstäben — in voller Größe nur einmal auf und erfahren nach mehrmaligen Belastungen keine Zunahme mehr, so daß der Gleichgewichtszustand zwar etwas später als bei Bauwerken aus St 37, aber doch sehr bald erreicht sein wird.

Aus der Zahlentafel IV sowie der entsprechenden graphischen Darstellung (Abb. 8) lassen sich folgende Erkenntnisse bzw. Rückschlüsse folgern: Die Ergebnisse der Feinmessungen, die im vorstehenden bereits kritisiert und ausgewertet waren, sind mit der Nutzlast für sämtliche untersuchten Stäbe nochmals aufgetragen in dem Sinne, daß jeweils die „Gleitgrenze" eingesetzt wurde. Es zeigt sich, daß im allgemeinen wesentliche Unterschiede auf der Seite der engen oder weiten Teilung nicht bestehen, wenn auch zu erkennen ist, daß durchweg die weite Teilung eine etwas höhere „Gleitgrenze" hat. Als Erweiterung sind ferner die durch die Manometeranzeige ermittelten Streckgrenzen und Bruchgrenzen festgelegt. Als Ordinaten sind wiederum die α- bzw. β-Werte gewählt, so daß ein unmittelbarer Vergleich in dem Verhalten der Stäbe der einzelnen Gruppen zu gewinnen ist. Es läßt sich erkennen, daß im großen und ganzen für beide Stahlsorten diese Grenzen bei etwa gleichen α- bzw. β-Werten liegen. Errechnet man hieraus den Sicherheitsgrad nach der bei Tafel IV gegebenen Definition, so zeigt sich das interessante Ergebnis, daß diese Sicherheitsgrade bei allen Gruppen und beiden Stahlsorten ungefähr gleich groß sind, wobei es offen bleibe, ob man die Sicherheit auf die Streckgrenze oder Bruchgrenze der Nietverbindung beziehen will. Vergegenwärtigt man sich dabei, daß für ein Bauglied aus St 37 im allgemeinen eine Sicherheit hinsichtlich der Streckgrenze von $\frac{2400}{1400} = \sim 1{,}7$; hinsichtlich der Bruchgrenze von $\frac{3700}{1400} = 2{,}64$ als ausreichend erachtet wird (die Sicherheitsgrade sind bei hochwertigen Stahlsorten die gleichen), so erkennt man, daß die Nietverbindungen bei Zugrundelegung der seitherigen Berechnungsmethoden höhere Sicherheiten haben als das durchlaufende Material. Das ist zweifellos gut und notwendig, läßt aber erkennen, daß eine Verschärfung der Bestimmungen über die zulässige Abscher- oder Lochleibungsbeanspruchung nicht erforderlich ist.

Es scheint empfehlenswert, hier nochmals einen Vergleich mit den früheren, von Reichsbahnoberrat Weidmann beschriebenen Versuchen (vgl. Literaturhinweis S. 85) anzustellen. Weidmann ermittelt bei St 37 — Verbindungen mit nur einem Niet — einen α-Wert als Charakteristikum der Lochleibungsfestigkeit von durchschnittlich 4,4. Die vorstehend beschriebenen Versuche liefern einen α-Wert von rd. 6,6; derselbe ist also etwa 50 % höher. Wie man erwarten konnte, liegt der α-Wert bei Verbindungen mit mehreren Nieten höher als bei Verbindungen mit nur einem Niet. Das ist begreiflich, wenn man bedenkt, daß bei mehreren Nieten ein verhältnismäßig größerer Blechquerschnitt bei Überwindung der Lochleibungsfestigkeit abgeschert werden muß als bei einnietigen Verbindungen. Der α-Wert der Weidmannschen Versuche stellt also das ungünstigste Minimum dar; es ist anzunehmen, daß der α-Wert der dreinietigen Verbindung ein guter Mittelwert ist und durch Erhöhung der Nietzahl oder anderweitige Anordnung sogar noch gesteigert werden könnte.

Zusammenfassend ist als Ergebnis dieser Versuche festzustellen, daß bei ruhenden Belastungen Nietverbindungen aus St 52 früher glitten als solche aus St 37, ohne dadurch irgendwie gefährdet zu sein; daß aber die vorhandenen Sicherheitsgrade bei Nieten aus St 52 und St 34 die Beibehaltung von

$$\sigma_a = 0{,}8 \cdot \sigma_{zul} \quad \text{und} \quad \sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul}$$

rechtfertigen. Ob bei Wechselbelastungen ähnliche Verhältnisse vorliegen, wird — wie eingangs vermerkt war — andernorts untersucht werden.

Zum Schluß möchte ich nicht versäumen, der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sowie dem Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, die beide die Durchführung der Versuche durch Überweisung der erforderlichen Geldmittel ermöglichten, auch an dieser Stelle bestens zu danken.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Wahl der zulässigen Anstrengungen bei Stahlbrücken.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Der nutzbare Querschnitt eines achsial gezogenen Stabes folgt aus

$$F_n = \frac{\max S}{\sigma_{zul}}$$

worin max S die gleichmäßig auf den Querschnitt verteilte größte Stabkraft und σ_{zul} die als zulässig erachtete Spannung bedeutet. Anfänglich wurde der gleiche Wert σ_{zul} angenommen, gleichgültig ob es sich um eine ruhende Belastung handelte, oder ob die Belastung und damit die Anstrengung sich schnell änderte und oftmals wiederholt wurde. Gerber hat als erster bei der Berechnung der Mainzer Eisenbahnbrücke den Wert σ veränderlich angenommen, und zwar um so kleiner, je größer die von der Verkehrslast herrührende Beanspruchung im Vergleich zur Spannung unter dem Eigengewicht war. Für die Gurtstäbe von Balkenfachwerkbrücken aus Stahl, deren größte und kleinste Anstrengung im Verhältnis $(g + p) : g$ stehen $\left(\begin{matrix} g \\ p \end{matrix}\right\}$ Belastung auf die Längeneinheit des Trägers aus $\left.\begin{matrix} \text{ständiger} \\ \text{veränderlicher} \end{matrix}\right\}$ Last$\Big)$, hat Gerber die zulässige Spannung aus

$$\sigma = \frac{g + p}{g + 3p} \cdot 1600 \text{ kg/cm}^2$$

errechnet. Er hielt diese Formel auch aufrecht für Stäbe, die abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, während amerikanische Ingenieure für diesen Fall

$$F = \frac{\max S + \min S}{\sigma_{zul}}$$

wählten. (Auf die Berücksichtigung der Knickgefahr soll hier nicht eingegangen werden.)

Von Anfang an haben Meinungsverschiedenheiten darüber bestanden, ob bei der Wahl der zulässigen Spannung von der Bruchfestigkeit oder von der Elastizitätsgrenze auszugehen sei. Wenn auch die Vermeidung von bleibenden Formänderungen wünschenswert erschien, so wurde andererseits eine Sicherheit gegen Bruch als unbedingt nötig erachtet. Weyrauch[1]) u. a. traten deshalb für die Bruchfestigkeit als Ausgangspunkt ein. Unkontrollierbare und in ihrer Auswirkung unberechenbare Einflüsse (Stoffehler, Rost, Stöße, Erschütterungen, Ungleichmäßigkeiten der Kraftverteilung, Mängel der Berechnung usw.) sollten im Sicherheitsgrad berücksichtigt werden, dessen Festsetzung dem Ermessen des Konstrukteurs anheimgestellt war.

Die Widerstandsfähigkeit der Werkstoffe gegen oftmals wiederholte Belastung ist erstmals von Wöhler durch Versuche festgestellt worden. Die Ergebnisse seiner in den Jahren 1858 bis 1870 durchgeführten Dauerversuche[2]) hat Wöhler in folgende Sätze zusammengefaßt:

„Der Bruch des Materials läßt sich nicht nur durch eine die Tragfestigkeit t überschreitende ruhende Belastung, sondern auch durch vielfach wiederholte Anstrengungen, von welchen keine den Wert t erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhangs insoweit maßgebend, als mit ihrem Wachsen die Minimalspannung, welche den Bruch herbeiführen kann, sich verringert." Wöhler hat weiterhin für verschiedene Beanspruchungen die Zahl der Wiederholungen festgestellt, bei der der Bruch eintrat und in der sogenannten Wöhlerlinie dargestellt. Hiernach durfte die Beanspruchung um so höher gewählt werden, je weniger Wiederholungen in Aussicht zu nehmen waren. Schließlich hat Wöhler für die zulässigen Beanspruchungen bei wiederholten Anstrengungen von gleicher Größe, aber entgegengesetzter Richtung, bei wiederholten Anstrengungen in gleicher Richtung von Null bis zu einer oberen Grenze ansteigend und wieder absinkend und bei ruhender Belastung die Verhältniszahlen 1:2:3 angegeben, die heute noch benutzt werden.

Bauschinger führte die bahnbrechenden Forschungsarbeiten Wöhlers weiter, indem er auch die Formänderungen beobachtete, um zu einer Erklärung der von Wöhler nachgewiesenen Erscheinungen zu gelangen[3]). Die Ergebnisse seiner Versuche faßte Bauschinger in folgende Sätze zusammen:

1. Wenn bei wiederholten Anstrengungen auf Zug, deren untere Grenze Null ist, die obere Grenze in der Nähe der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt, so wird auch durch 5 bis 16 Millionen Wiederholungen dieser Anstrengungen der Bruch nicht erreicht.

2. Durch oftmals wiederholte Anstrengungen zwischen Null und einer oberen Spannung, welche in der Nähe oder auch mehr oder weniger über der ursprünglichen Elastizitätsgrenze gelegen ist, wird diese gehoben und bis über, manchmal weit über die obere Grenze der Anstrengungen hinaus und um so höher, je größer die Anzahl der Anstrengungen ist, ohne jedoch eine gewisse Höhe überschreiten zu können.

3. Wiederholte Anstrengungen zwischen Null und einer oberen Grenze, welche die ursprüngliche Elastizitätsgrenze noch über jene obere Grenze hinauszuheben vermögen, führen den Bruch nicht herbei; wenn aber ihre obere Grenze so hoch liegt, daß die Elastizitätsgrenze nicht mehr darüber hinaus gehoben werden kann, so muß der Bruch nach einer beschränkten Anzahl solcher Anstrengungen erfolgen.

4. Die Zugfestigkeit zeigt sich durch millionenmal wiederholte Anstrengungen nicht vermindert, eher erhöht, wenn das Probestück nach jenen Anstrengungen mit ruhender Belastung abgerissen wird.

5. Millionenmal wiederholte Anstrengungen des Eisens und Stahls bringen keine Änderung der Struktur hervor. Die eigentümlichen Zeichnungen, welche an Brücken ersichtlich sind, die während solcher wiederholter Anstrengungen entstanden, rühren von einer Strukturänderung her, die sich lediglich auf die äußerste Oberfläche der Bruchstellen beschränkt.

Von den verschiedenen Arbeits-Festigkeitswerten (nach Launhardt) wurden drei besonders hervorgehoben: Die Schwingungsfestigkeit (s) bei wechselnder Anstrengung gleicher Größe in entgegengesetzter Richtung, die Ursprungfestigkeit (u) bei wiederholter Be- und Entlastung in gleicher Richtung und die Tragfestigkeit (t) (statische Bruchfestigkeit) bei ruhender oder allmählich anwachsender und stetig einwirkender Belastung.

Auf Grund der Versuche von Wöhler und Bauschinger hat Launhardt die Formel

$$a = u\left(1 + \frac{t-u}{u} \cdot \frac{\min B}{\max B}\right)$$

für die Arbeitsfestigkeit eines auf mittigen Zug oder Druck in den Grenzen max B und min B beanspruchten Stabes aufgestellt. Die Launhardt'sche Formel wurde von Weyrauch für Wechsel von Zug und Druck ergänzt durch

$$a = u\left(1 - \frac{u-s}{u} \cdot \frac{\max B'}{\max B}\right)$$

worin max B, min B und max B' Absolutwerte ohne Vorzeichen bedeuteten. Mit den durch Versuche festgestellten Arbeitsfestigkeiten des damaligen Baustahls $t = 3290$, $u = 2190$ und $s = 1170$ hat Weyrauch

$$\frac{t-u}{u} = \frac{u-s}{u} = \frac{1}{2}$$

gesetzt und unter der Annahme einer dreifachen Sicherheit die bekannten Formeln für die zulässigen Spannungen:

$$\sigma_{zul} = 700\left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\min B}{\max B}\right)$$

für Zug oder Druck und

$$\sigma_{zul} = 700\left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\max B'}{\max B}\right)$$

für Wechsel von Zug und Druck erhalten. Für die Sonderfälle folgt daraus bei ruhender Belastung $\sigma_{zul} = 1050$ kg/cm², bei oftmals wiederholter Be- und Entlastung in gleicher Richtung $\sigma_{zul} = 700$ kg/cm², bei oftmals wiederholtem Wechsel von gleich großem Zug und Druck $\sigma_{zul} = 350$ kg/cm². Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Werte der nach Launhardt-Weyrauch errechneten Arbeitsfestigkeiten a als Ordinaten und die zugehörigen Vorspannungen als Abszissen auf, so erhält man den in Abb. 1 dargestellten Linienzug. Über den wirklichen Verlauf der Dauerfestigkeitskurve haben erst spätere Versuche Aufschluß gegeben.

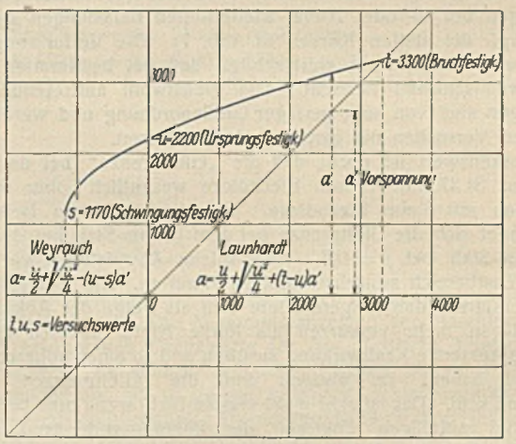

Abb. 1.

Man hat der Launhardt-Weyrauch'schen Ableitung entgegengehalten, daß die Einbeziehung der aus dem gewöhnlichen Zugversuch ermittelten Bruchfestigkeit t (heute σ_B bezeichnet) in den Linienzug nicht richtig sei und deshalb später die Streckgrenze (σ_S) als maßgebende obere Beanspruchungsgrenze gesetzt, schon weil mit dem Überschreiten der Streckgrenze unzulässig große Formänderungen verbunden seien.

Weiterhin ist die Wahl der Streckspannung als den für die Bemessung entscheidenden Grenzwert damit begründet worden, daß bei oftmals wiederholten Anstrengungen im gleichen Sinn über die Streckgrenze hinaus bei jedem Be- und Entlastungsvorgang ein Teil des plastischen Arbeitsvermögens aufgebraucht wird, bis schließlich der Bruch eintritt, während bei oftmals wiederholter Anstrengung im gleichen Sinn unterhalb der Streckgrenze kein Bruch zu erwarten sei. Eine Ausnahme machen die Wechselstäbe, die entgegengesetzt gerichteten Kraftwirkungen ausgesetzt sind und für die deshalb in den Vorschriften eine besondere Regelung getroffen ist. Neuere Dauerversuche an Stäben mit Bohrungen und Kerben haben jedoch gezeigt, daß die Dauerfestigkeit der mit Bohrung und Kerben versehenen Stäbe mehr oder minder tief unter der Streckgrenze des Werkstoffs liegt und daß bei oftmals wiederholten Anstrengungen im gleichen Sinn der Bruch auch unterhalb der Streckgrenze eintreten kann.

In neuester Zeit haben Smith[4]) und Moore[5]) den Einfluß beliebiger Belastungsunterschiede auf die Dauerfestigkeit ausführlich verfolgt. Mit einer Schwingungsmaschine die gleichzeitig achsiale Zug- und Druckbelastungen der Prüfstäbe (entsprechend Abb. 2) gestattete, konnten die Schwingungsfestigkeit (Schwingung um die mittlere Anstrengung Null), die Ursprungsfestigkeit (Schwingung einseitig von der Anstrengung Null) begrenzt, die Dauerfestigkeit bei ganz kleinen Schwingungen um Grenzwerte

[1]) Weyrauch, „Die Festigkeitseigenschaften und die Methoden der Dimensionenberechnung bei Eisen- und Stahlkonstruktionen". Leipzig 1889. Verlag von B. G. Teubner.

[2]) Z. f. Bauwes., 1860, 1863, 1866 u. 1870.

[3]) Bauschinger, Mitteilungen, 1886, Heft XIII.

[4]) Journal of the Iron and Steel Institute 1910, S. 246 ff.

[5]) Graf, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente", S. 20 u. 21. Berlin. Verlag Julius Springer.

der Zug- und Druckbelastungen und beliebige Zwischenlagen, festgestellt werden. In Abb. 3 sind die Versuchsergebnisse von Smith und Moore eingetragen und zwar für jeden Versuch die Grenzen der Schwingung, die oftmals

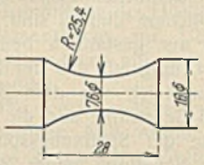

Abb. 2.

ertragen wurden, in bezug auf die mittlere Anstrengung, d. h. das arithmetische Mittel der Grenz- und der Vorspannung. Die höchsten Anstrengungen, die bei ganz kleinen Schwingungen und hohen Vorbelastungen dauernd ertragen werden können, liegen dabei etwas unter der Fließ- bzw. Quetschgrenze des Werkstoffs.

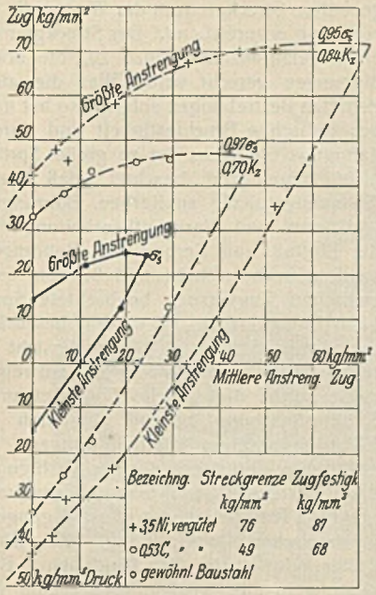

Abb. 3.

In Abb. 4 sind die von Moore festgestellten Werte entsprechend Abb. 1 aufgetragen. Der Unterschied gegenüber der Launhardt-Weyrauch'schen Kurve ist augenfällig. Das Verhältnis der Anstrengungen für die drei Hauptbelastungsfälle, nämlich gleich große Schwingungen nach zwei Richtungen, Schwingungen nach einer Richtung und ruhende Belastung auf Zug oder Druck beträgt nach Smith und Moore 1 : 1,5 : 1,7 gegenüber 1 : 2 : 3 nach Wöhler.

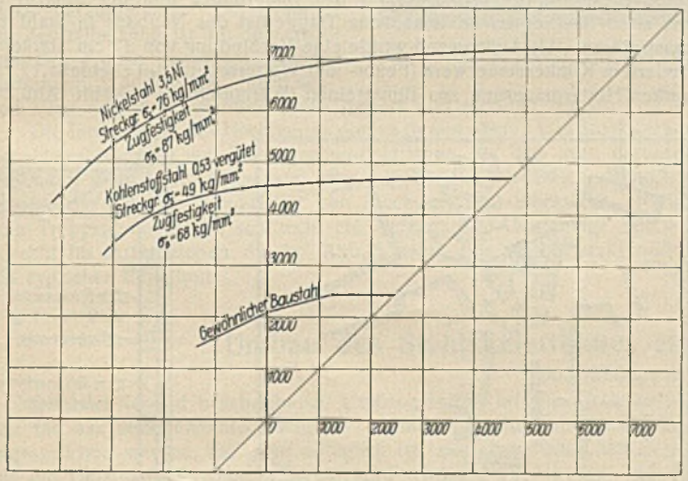

Abb. 4.

Die neuen Verhältniszahlen sind von Graf für gewöhnliche Stähle mit verhältnismäßig geringer Kerbempfindlichkeit zur Einführung empfohlen worden.

Die Ermittlung der Dauerfestigkeiten geschah bisher mit bearbeiteten Proben, meist mit umlaufenden, auf Biegung beanspruchten, sorgfältig polierten Rundstäben. Deshalb dürfen streng genommen die Verhältniszahlen 1 : 1,5 : 1,7 = Schwingungsfestigkeit : Ursprungsfestigkeit : Dauerfestigkeit bei ruhender Belastung nur für Wellen ähnlicher Beschaffenheit angewandt und nicht auf andersgeartete technische Ausführungen übertragen werden. Die Beanspruchungsgrenzen müssen unter Verhältnissen erkundet werden, die mit denen der praktischen Anwendung in Einklang stehen. Wie liegen die Verhältnisse im Stahlbrückenbau? Die Walzerzeugnisse werden mit der Walzhaut verwendet. Da die Dauerfestigkeit in hohem Maße von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe abhängt, und da mit Walzhaut versehene Stäbe weniger widerstandsfähig gegen oftmals wiederholte Anstrengung sind als polierte Stäbe, so kommen für die Beurteilung der Dauerfestigkeit nur die Ergebnisse von Dauerversuchen an Stäben mit Walzhaut in Betracht. Weiterhin sind die Bohrungen für die Nietanschlüsse zu beachten, die außer der Querschnittsverschwächung eine mehr oder weniger erhebliche Verminderung der Dauerfestigkeitswerte zur Folge haben. In ähnlicher Weise wirken Kerben, Eindrehungen, Oberflächenverletzungen, unstete Übergänge, Wulste u. dgl. Bezüglich der Einflüsse der Walzhaut und der Bearbeitung, insbesondere der Bohrungen, Kerben usw. zeigen die verschiedenen Stahlsorten recht große Unterschiede:

Kennzeichnung der Probestäbe	Dauerfestigkeiten für Anstrengungen zwischen einer unteren Vorspannung (100 kg/cm²) und einem oberen Grenzwert[6])			
	Stahl A Streckgrenze 3065 kg/cm² Zugfestigkeit 4190 kg/cm²		Stahl B Streckgrenze 3685 kg/cm² Zugfestigkeit 5705 kg/cm²	
	kg/cm²		kg/cm²	
Flachstab mit Walzhaut $F_n = 6{,}6 \cdot 1{,}0 = 6{,}6\ \text{cm}^2$	< 3290	> 3070	< 3000	> 2900
Flachstab mit Walzhaut und 23 mm Bohrung $F_n = (18{,}9 - 2{,}3) \cdot 1{,}0 = 16{,}6\ \text{cm}^2$	< 1895	> 1800	< 1905	> 1795

Für die Zwecke des Brückenbaus sind deshalb die maßgebenden Dauerfestigkeitswerte an gelochten Stäben mit Walzhaut (Flachstäben) zu erkunden, wobei die in der Praxis übliche Art der Herstellung und Bearbeitung der Bohrlöcher zu beachten ist[7]).

Was die Nietverbindung anlangt, so ist noch die wichtige Frage zu klären, ob und wie in einem Stabanschluß oder -Stoß bei oftmals wiederholten Anstrengungen die entsprechenden Dauerfestigkeitswerte des gelochten Stabes erreicht werden können.

Maßgebend für die Wahl der zulässigen Spannungen ist schließlich die Art der Anstrengung, ruhende Belastung, oftmals wiederholte Belastung von Null oder einer beliebigen Vorbelastung bis zu einem oberen Grenzwert und Wechselbelastung zwischen gleichen oder verschieden großen Grenzwerten. Nach den Berechnungs-Grundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn sind die Stabkräfte, Auflagerkräfte, Momente und Querkräfte getrennt für die ständige Last, für die senkrechten Teilkräfte der Verkehrslast, für die waagerechten Fliehkräfte, für Wärmewirkung, für den Winddruck, für die Reibungswider-

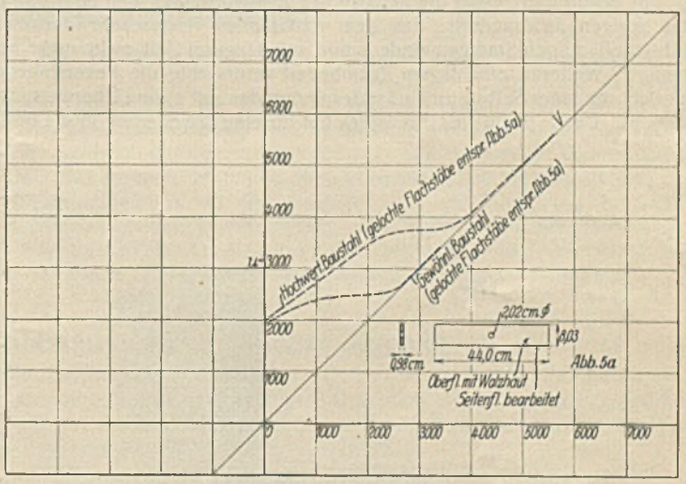

Abb. 5.

stände der Lager und für etwaiges Ausweichen der Widerlager und Setzen der Pfeiler nachzuweisen. Damit die Anstrengungen im Betrieb dauernd ertragen werden, müssen die unter der ungünstigsten Zusammenstellung der Kraftwirkungen einschließlich der dynamischen Einflüsse errechneten Spannungen unter gewissen, durch Erfahrungen und Versuche bestimmten zulässigen Grenzen bleiben. Die Grenze darf höher gesetzt werden, wenn die der Rechnung zugrunde liegenden Anstrengungen nur ausnahmsweise auftreten, sie muß niedriger gewählt werden für Anstrengungen im regelmäßigen Betrieb, die sich also oftmals wiederholen. Neben der absoluten Größe der Anstrengung spielt aber auch der Unterschied zwischen oberer und unterer Grenzanstrengung oder Anstrengung durch ständige Last allein und der Spannungswechsel eine große Rolle.

Neuere Versuche, die von Prof. O. Graf an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt worden sind, haben bestätigt, daß die Dauerfestigkeit bei Probestäben mit Walzhaut erheblich kleiner ausfällt als bei allseitig bearbeiteten, in der Zugrichtung

[6]) Graf, „Einige Bemerkungen über die Wahl der zulässigen Anstrengung der Werkstoffe. Mitteilungen aus neueren Versuchen über die Dauerfestigkeit von Nähten". Maschinenbau, 1931, Heft 3.

[7]) Schaechterle, „Die Grundlagen der Festigkeitsberechnung von Stahlbrücken. Zulässige Spannungen und Sicherheitsgrade". Der Bauingenieur 1929, Heft 7 u. 8.

geschlichteten und geschmirgelten Stäben, und daß Bohrungen eine weitere Abnahme der Dauerfestigkeit bedingten[6]).

Dauerversuche an gelochten Flachstäben mit Walzhaut aus einem hochwertigen Baustahl ergaben bezüglich der Ursprungfestigkeit geringe Unterschiede gegenüber dem gewöhnlichen Baustahl, dagegen erheblich zunehmende Widerstandsfähigkeit bei wachsender Vorspannung. Das unterschiedliche Verhalten der beiden Stähle kann auf Grund der bisherigen Erkenntnisse angenähert durch die Linienzüge der Abb. 5 gekennzeichnet werden.

Der Linienzug für einen hochwertigen Baustahl zeigt das Ansteigen der Dauerfestigkeitswerte, wenn die Vorspannung allmählich von Null ausgehend nach Linie $o\,V$ gesteigert wird. Im weiteren Verlauf nehmen die Unterschiede der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen und für die Zerstörung des Zusammenhangs maßgebend sind, mit wachsender Vorspannung immer mehr ab. Der Linienzug für einen gewöhnlichen Baustahl verläuft flacher. Die zulässigen Spannungen können mehr oder weniger tief unter der Dauerfestigkeitslinie gewählt werden, müssen aber unter der Streckgrenze σ_{su} des betreffenden Werkstoffs bleiben, wenn unzulässige Formänderungen vermieden werden sollen. Hiernach ist die Überlegenheit der Stähle mit höherer Streckgrenze und höherer statischer Bruchfestigkeit vor allem bei hohen Vorspannungen zu suchen. Solche Verhältnisse liegen im Großbrückenbau vor. Der hochwertige Stahl erscheint deshalb für die Hauptträger weitgespannter Brücken besonders geeignet, während er für die Fahrbahnteile und die Hauptträger kleiner und mittlerer Spannweite kaum Vorteile bietet.

Sobald genügend Versuchsergebnisse vorliegen, können die bestehenden Vorschriften für die Berechnung und Bemessung der Brückentragwerke in einfacher Weise den neuen Erkenntnissen der wissenschaftlichen Forschung angepaßt werden.

Die beim gewöhnlichen Zugversuch an bearbeiteten Vollstäben festgestellten Streckgrenzen der Werkstoffe sind als Grundlage der Festigkeitsrechnung unzureichend. Der Streckgrenze kommt höchstens die Bedeutung einer Gefahrenzonengrenze zu, die aber nicht allen vorkommenden Bedingungen gerecht wird. Was die auf Erhöhung der Streckgrenze gerichteten Bestrebungen anlangt, so hat man sich wohl durch die Begrenzung der statischen Bruchfestigkeit und durch die Bedingung eines Mindestdehnungsvermögens vor zu großer Sprödigkeit zu schützen versucht, aber nicht hinreichend beachtet, daß konstruktiv bedingte Unstetigkeiten (Spannungsspitzen an Kerben, Bohrungen . . .), Oberflächenbeschaffenheit (Walzhaut) und Werkstattbearbeitung von erheblichem Einfluß sind, daß der Einfluß von Kerben und Bohrungen nicht nur gestaltlich bedingt, sondern auch in hohem Maße vom Gefüge abhängig ist, daß der beim statischen Zugversuch beobachtete Spannungsausgleich vor dem Bruch beim Dauerversuch nur in sehr beschränktem Maße eintritt und die verschiedenen Stähle in dieser Hinsicht (Abnahme der Spannungsspitzen) recht verschiedenes Verhalten aufweisen. Zur Schaffung neuer Werkstoffe reicht die übliche Festigkeitsprüfung nicht aus. Hier muß die Strukturforschung helfend eingreifen und über die Möglichkeit einer Kohäsionserhöhung Klarheit bringen. Die Feststellung der Grenzen des elastischen Verhaltens der zur Verfügung gestellten Werkstoffe sowie der damit hergestellten Konstruktionselemente, Konstruktionsteile für die praktisch vorkommenden Anstrengungen ist die wichtigste Aufgabe der mechanischen Dauerprüfung. Bei Überschreitung dieser Grenzen tritt früher oder später der Bruch ein. Bis zu diesen Grenzen sind nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der jeweiligen Anstrengungsart Ausgleichzustände mit rein elastischem Verhalten zu erwarten. Die auf Dauerprüfergebnissen aufgebaute Festigkeitsrechnung fußt demnach auf elastisch-mechanischer Grundlage. Innerhalb der aus Dauerversuchen hergeleiteten Anstrengungsgrenzen gelten die mathematischen Gesetze der Elastizitätslehre.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Posthochhaus in Schorndorf.

Von Postbaurat Luz.

In Schorndorf besitzt die Reichspost ein Postamt aus den 90er Jahren des vorigen Jahrhunderts, das dem wachsenden Postverkehr der stark industriell tätigen Stadtgemeinde schon seit längerer Zeit nicht mehr voll genügt. Weiteren erheblichen Raumbedarf verursachte die bevorstehende Einrichtung eines Selbstanschlußamtes verbunden mit einem Überweisungsfernamt. Das vorhandene Grundstück bot für eine Erweiterung in die Breite

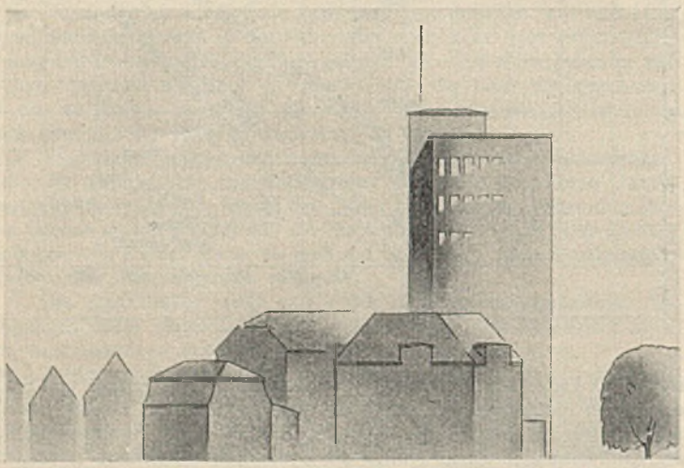

Abb. 1. Das Posthochhaus im Stadtbild.

keinen Raum, seine ausgezeichnete Verkehrslage zwischen Marktplatz und Bahnhof legte es jedoch nahe, einen Platzwechsel zu vermeiden. Es blieb also nichts anderes übrig, als den Ausweg in die Höhe zu suchen. Hierfür lagen die Verhältnisse baurechtlich und städtebaulich günstig. Auf der Nordseite des Grundstücks liegt ein kleiner Platz, der eine größere Höhenentwicklung ohne Schaden für nachbarliche Lichtrechte gestattete. Seine Lage am Rand des alten Stadtkerns ergab einen ausreichenden Abstand von der die Dominante des alten Stadtbildes bildenden Stadtkirche. Das Hochhaus erhebt sich mit 33,60 m Höhe in der Zone der mittelalterlichen Stadtmauer und ihrer einstmaligen Türme (Abb. 1).

Der alte Bau ist auf einem Eckgrundstück errichtet und hat von beiden Flanken her Zufahrten zu einem schmalen Hof (s. Lageplan Abb. 2). Die nördliche Durchfahrt wurde durch das Hochhaus überbrückt und lieferte so ungefähr ein Drittel seiner Grundfläche. Die Stadtgemeinde ließ die Überbauung des Gehwegs mit Pfeilern zu; der Rest der Grundfläche des Hochhauses wurde aus dem alten Bau gewonnen.

Die beschränkte Tragfähigkeit des Baugrundes und der Eingriff in den alten Bau legten es nahe, das Traggerüst des Neubaus in Stahl zu konstruieren. Als Außenwand wurde eine Verbindung von 12 cm starkem, armiertem Klinkermauerwerk (Feuer- und Wetterschutz) mit ebenfalls 12 cm starker Hintermauerung aus Bimssteinen (Wärmeschutz) gewählt (Abb. 3).

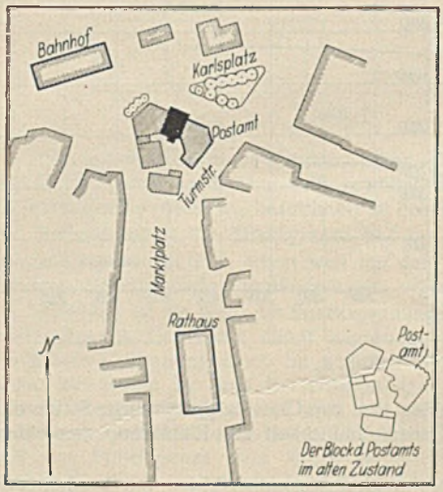

Abb. 2. Lageplan.

Abb. 3. Durchbildung der Außenwand.

Die Gesamtstärke der Außenwände beschränkt sich so auf 25 cm bei sehr mäßigem Gewicht. Die Last der Geschoßwände ist in jedem Stockwerk auf das Stahlgerüst übertragen. Die dem armierten Backsteinmauerwerk eigentümliche Fugenteilung wird beim Ausfugen noch besonders herausgehoben und der äußeren Gliederung nutzbar gemacht. Einzelne Werkstücke (Fensterstürze, Abdeckung der oberen Brüstung u. a.) sind in Kunststein ausgeführt, der, soweit erforderlich, armiert wurde. Das Stahlskelett (Abb. 4 u. 5) besteht in der Hauptsache aus breitflanschigen Profilen, die Deckenträger liegen völlig innerhalb des Deckenquerschnitts. Die Decken selbst sind als Eisenbeton-Hohlstegdecken mit mäßigen Spannweiten ausgeführt. Es handelt sich also bei der Gesamtkonstruktion um eine Mischung von Stahlbau und Eisenbetonbau, bei der die Deckenhilfsträger wegfallen. Diese Mischung ist hier vielfach mit gutem technischen und wirtschaftlichen Erfolg verwendet worden.

Das Fundament des Hochhauses ist in ähnlicher Weise durchgebildet. Es besteht aus breiten armierten Betonbanketten, auf welchen einbetonierte stählerne Längsträger ruhen. Auch hier war es die Rücksicht auf das teilweise zu unterfangende alte Gebäude, die zur Verwendung von Stahl führte. Insgesamt ist reichlich die Hälfte der Grundfläche des Hochhauses als Fundamentfläche zur Übertragung der Gebäudelast auf den Baugrund verwendet.

Die vorhin näher beschriebenen dünnen Außenwände des Gebäudes konnten zur Aufnahme der Winddrücke nicht herangezogen werden. Auch die Treppenhauswände im Innern ergaben, weil sie an vielen Stellen durch Türen durchbrochen werden mußten, keine geeigneten Versteifungsflächen. Infolgedessen wurden die Winddrücke dem Stahlgerüst zugewiesen. Die senkrechten Stützen sind durchweg mit den Stockwerkträgern zu biegungssteifen Rahmen mit Hilfe von Knotenblechen verbunden worden. Die waagerechte Aussteifung ist durch die Stockwerksdecken in Eisenbeton gegeben, ebenso durch die in gleichem Material ausgeführte Laufplatte der massiven Treppe.

Den oberen Abschluß des Hochhauses bildet eine begehbare Plattform. Das Treppenhaus ist über diese heraufgeführt. Der Kamin der Zentralheizung ist mit dem Aufbau der Treppe zu einem Körper verbunden, wodurch der Umriß des von allen Seiten frei sichtbaren Baukörpers klar erhalten wurde.

Die Innenräume des Hochhauses dienen in den oberen vier Stockwerken der Unterbringung von Fernsprecheinrichtungen, in den vier darunterliegenden dem Postbetrieb samt den zugehörigen Kanzleien. Die Aufteilung der Geschosse wechselt von Stockwerk zu Stockwerk. Neben dem Treppenhaus gehen senkrecht ein Aufzug, die Abortanlage und ein Schacht für Installationen durch. Abb. 5 zeigt einen Stockwerkgrundriß mit typischer Einteilung.

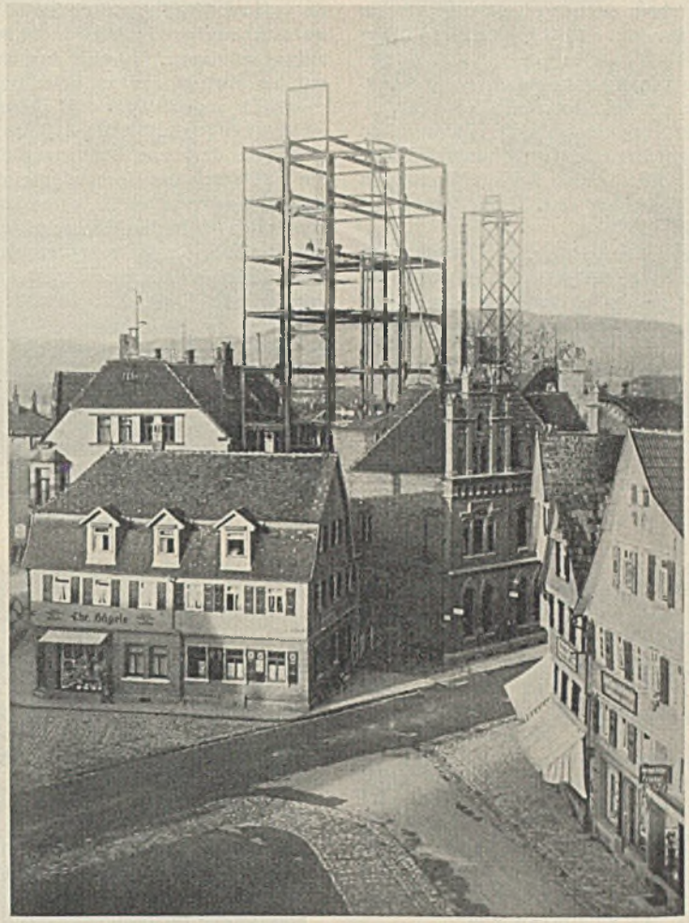

Abb. 4. Kurz vor Beendigung der Stahlskelett-Montage.

Mit den Bauarbeiten wurde Mitte August 1930 begonnen. Zunächst nahm die sehr schwierige Fundierung $1^1/_2$ Monate in Anspruch. Der Aufbau des Stahlskelettes folgte von Oktober an. Hand in Hand mit diesem ging der Einbau der Eisenbetondecken. Zur Zeit ist die Aufmauerung der Außenwände im Gang, die von einem Hängegerüst

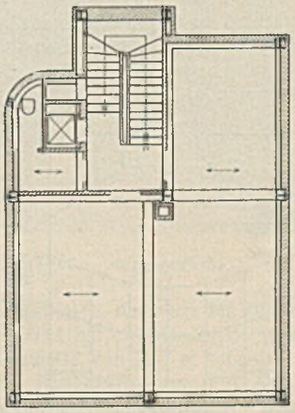

Abb. 5. Grundriß mit Angabe der Stützenstellung und der Spannrichtung der Eisenbetondecken.

aus erfolgt und binnen kurzem fertiggestellt sein wird. Dem Ausbau des Hochhauses folgen in verschiedenen Etappen Umbauarbeiten im alten Gebäude, das während der ganzen Bauzeit in Benutzung bleibt. Die Fertigstellung der gesamten Anlage einschließlich einer gründlichen Überholung der alten Gebäudefronten kann für den Herbst 1931 in Aussicht genommen werden.

Der Bauentwurf stammt vom Verfasser, die örtliche Bauleitung erfolgt durch Architekt Gaiser in Schorndorf. Die statischen Berechnungen fertigte das Ingenieurbüro von Reg.-Baumeister Drück in Stuttgart, das im Zusammenwirken mit dem Bauleiter auch die Ausführung der Stahl- und Eisenbetonarbeiten überwachte. Die Stahlkonstruktion wurde von der Firma Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen, die Eisenbetonarbeit von der Firma Heselschwerdt & Schmitt, Stuttgart ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau des Stahlskelettbaues zum Hochhaus „Grenzwacht" Aachen.

Von Oberingenieur Klatte, Eschweiler.

Die nachstehend beschriebenen Umbauarbeiten an dem Stahlskelettbau für das obengenannte Hochhaus können sicherlich als eine Arbeit angesprochen werden, die nicht alltäglich ist, zunächst einmal mit Bezug auf die Umänderungsarbeiten selbst und alsdann mit Hinsicht auf die Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit.

Der Stahlskelettbau stand jahrelang als unvollständiges Stahlgerippe am Bahnhofsplatz in Aachen und bildete ein trauriges Wahrzeichen der Wirtschaftsverhältnisse für das ganze Aachener Gebiet.

Nachdem der inzwischen verstorbene Architekt Dr. h. c. Koerfer, Köln, die vorhandene Gebäudekonstruktion zum Zwecke der endgültigen Fertigstellung käuflich erworben hatte, ist von ihm insofern ein neues, zweifellos gefälligeres Projekt aufgestellt worden, als der Turm in erheblich schlankerer Form ausgeführt werden sollte als bei dem ursprünglichen Bauvorhaben (Abb. 1 u. 2). Damit wurde durch Wegnahme der Stützen auf der einen Seite erreicht, daß der Turm nunmehr auf beiden Seiten gegen den Langbau zurückspringt. Außerdem wurde auch am entgegengesetzten Ende des Baues der für ein Theater vorgesehene Innenausbau einer grundsätzlichen Änderung unterworfen.

Abb. 1. Das Stahlskelett des Turmes vor dem Umbau.

Abb. 2. Verminderung der Turmbreite.

Wiederum war hier Gelegenheit, den Vorteil der leichten Umbaumöglichkeiten von Stahlbauten zu beobachten.

Ist ein solcher Bau nach zur Zeit gültigen Grundsätzen und Überlegungen in Bezug auf den Verwendungszweck usw. errichtet worden und stellt sich dann im Laufe der Zeit heraus, daß durch Fabrikationsverbesserungen Umänderungen notwendig werden, z. B. Wegfall von Stützen, Entfall ganzer Wände oder Wandteile, so hat man bei reiner Stahlkonstruktions-Bauweise den großen Vorteil, daß solche Änderungen sich grundsätzlich vornehmen lassen, weil nämlich, falls dies erforderlich wird, Verstärkungen und Ergänzungen an der Stahlkonstruktion sich sowohl in statischer wie in praktischer Beziehung einwandfrei und schnell ausführen lassen.

Diese Tatsache wird in Zukunft um so mehr in die Waagschale fallen

weil durch die vorgeschrittene Schweißtechnik derartige Umkonstruktionen an vorhandenen Stahlbauwerken noch um so viel leichter und damit billiger hergestellt werden können als früher.

In dieser Beziehung ist der Umbau des Stahlskelettbaues des Hochhauses Grenzwacht Aachen geradezu ein Schulbeispiel.

Was zunächst die Schmälerung der Turmkonstruktion anbetrifft, so ist dabei besonders zu betonen, daß durch das autogene Schneidverfahren die überflüssigen Turmteile von den verbleibenden Konstruktionsteilen abgetrennt werden konnten, ohne daß überhaupt eine Erschütterung der Konstruktion damit verbunden war.

Wenn man in Sonderheit die Umbaukonstruktion im Theaterraum betrachtet, so wird hierbei ganz besonders augenfällig der Beweis erbracht, daß diese Umbaukonstruktion überhaupt unmöglich gewesen wäre, wenn nicht als ursprüngliche Bauweise der Stahlskelettbau zur Anwendung gekommen wäre.

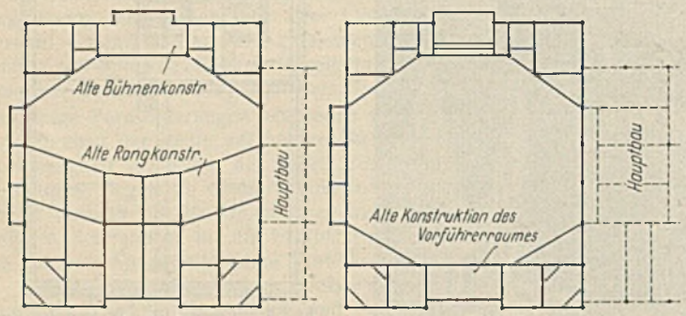

Abb. 3. Abb. 3a.

Abb. 3 u. 3a. Grundrisse des Theaterraumes vor dem Umbau.

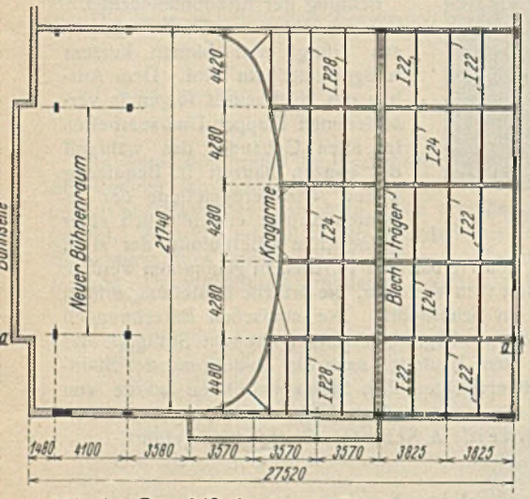

Abb. 4. Grundriß der neuen Theaterraum-Tragkonstruktion.

Zur Erläuterung dieser Tatsache sei auf Abb. 3 u. 3a verwiesen, aus welcher die Grundrisse der vorhandenen Theaterkonstruktion zu ersehen sind.

Daraus geht hervor, daß die Rang-Konstruktion auf Zwischenstützen ruhte, während die neue Raumausbildung durch alleinige Auflagerung der Konstruktion in den Umfassungswänden jede Zwischenstütze vermied (Abb. 4).

Das gleiche gilt von der Tragkonstruktion des Vorführraumes (Abb. 3a), welcher früher ebenfalls

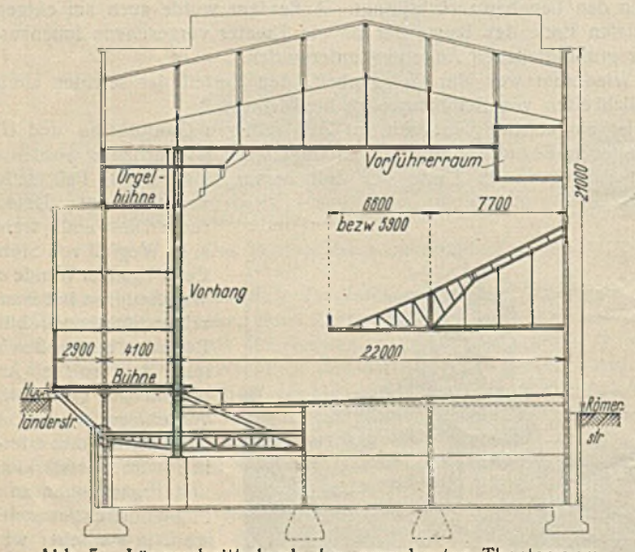

Abb. 5. Längsschnitt durch den umgebauten Theaterraum.

von Zwischenstützen getragen wurde, und der in der jetzigen Ausführung durch freitragende Fachwerkträger, also auch wieder ohne Zwischenstützen, aufgenommen wird (Abb. 5).

Wäre diese Konstruktion im Zusammenhang mit der Wandkonstruktion in einer anderen Bauweise hergestellt worden, so würden bei Entfernung der ganzen Innenkonstruktion die Stützen in den Umfassungswänden wahrscheinlich recht stark in Mitleidenschaft gezogen worden sein, ganz abgesehen davon, daß eine organische Verbindung der neuen Konstruktion mit der alten in einwandfreier Form kaum durchzuführen gewesen wäre.

Noch augenfälliger tritt diese Tatsache hervor, wenn man den senkrechten Längsschnitt (Abb. 5) betrachtet, welcher insgesamt ein Bild davon gibt, wie der neue Bühnenausbau in der Richtung nach der Bahnseite hin sich durch das Vorhandensein des Stahlskeletts in einer statisch einwandfreien Weise hat ausführen lassen, weil es eben möglich war, auf dem geradesten Wege durch Einschaltung einer entsprechenden Konsolkonstruktion (in Abb. 5 stärker hervorgehoben) das Kragmoment des Bühnenausbaues durch ein Gegenmoment in der vorhandenen Konstruktion, welche unterhalb des Parkettfußbodens bestehen blieb, zum Ausgleich zu bringen.

Auch das Bühnenhaus war bei dem vorhandenen Stahlskelettbau von mehreren mittleren Stützen getragen (Abb. 3 u. 3a). Diese sind beim Umbau des Theaters entfallen und durch 3 Fachwerkträger ersetzt worden, so daß dadurch ein moderner, stützenloser Bühnenraum entstand.

Den Auftrag zur Ausführung der Umänderungsarbeiten bzw. Neulieferungen an dem Skelettbau erhielt die Firma F. A. Neuman, Eschweiler, Kr. Aachen, welche die gesamten Umänderungs- und neuen Konstruktionsarbeiten, trotz der besonderen Schwierigkeiten für beide Arbeiten, in einer anormal kurzen Zeit bewältigte.

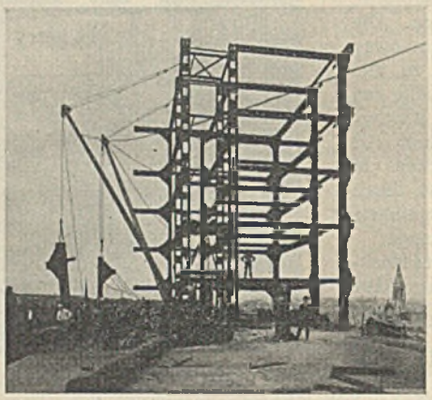

Abb. 6. Entfernung der letzten Teile zur Verminderung der Turmbreite.

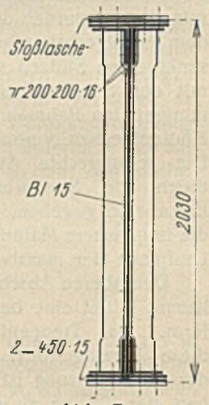

Abb. 7. Querschnittsausbildung des Rangträgers.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß in vielen, um nicht zu sagen in den meisten Fällen der Abbruch von Konstruktionen schwieriger auszuführen ist, als der Neuaufbau von solchen.

Diese Tatsache wurde auch im vorliegenden Falle wieder besonders bewiesen, in Sonderheit bei den Abbruchsarbeiten des über 50 m hohen Turmskelettes. Nur ganz ausgesuchte Leute konnten dazu Verwendung finden, weil ja bei solchen Arbeiten die allmähliche Gewöhnung an verhältnismäßig große Höhen, wie sie bei einem Aufbau vor sich geht, ins gerade Gegenteil verwandelt wurde, insofern, als die betreffenden Monteure ohne jeden Übergang an dem höchsten Punkt mit ihrer Arbeit beginnen mußten.

Die Abbruchsarbeiten an dem Turm wurden in der verblüffend kurzen Zeit von 14 Tagen ausgeführt, und dabei wurde zeitweilig sogar trotz der beschränkten Raumverhältnisse bezüglich der Grundrißabmessungen mit 2 Kolonnen gearbeitet.

In hervorragender Weise wurde bei diesem Abbruch selbstverständlich das autogene Schneidverfahren in Anwendung gebracht, ohne welches die obengenannte kurze Ausführungszeit keineswegs hätte eingehalten werden können, auch nicht beim Einsetzen von einem Vielfachen der wirklich beschäftigten Arbeitskräfte.

Von dem Fortgang der Umänderungsarbeiten am Turmskelett geben die Abb. 1, 2 u. 6 ein sehr anschauliches Bild.

Abb. 2 zeigt die beiden letzten Eckkreuzstücke kurz vor dem Herunterlassen zur Erdoberfläche, Abb. 6 zeigt denselben Zustand vom Dach aus gesehen.

Was nun den Umbau des Theaterraumes angeht, so zerfällt dieser in zwei Teile. Der erste bestand in dem Herausbrechen der Bühnen- und Rangkonstruktionen, was insofern besonders schwierig war, als die etwa 22 m hohen Außenwandkonstruktionen dadurch mehr und mehr der vorhandenen Aussteifungen in sich und gegeneinander verlustig gingen und dabei dennoch Bewegungsfreiheit und Zugänglichkeit der Wandstützen erforderlich war, um die Neukonstruktion mit der größten Beschleunigung einzubauen. Erschwerend für diese Umbauarbeiten am Theater war, daß, ehe die Stahlkonstruktion hergestellt werden konnte, bereits das Dach aufgebracht werden mußte, um die günstigen Witterungsverhältnisse für diese Arbeit auszunutzen und mit Rücksicht auf etwa eintretendes schlechtes Wetter die teilweise parallel nebeneinander herlaufenden Bauarbeiten unter einem gewissen Regenschutz unabhängig von der Witterung ausführen zu können. Dazu wurden behelfsmäßige Eckaussteifungen durch Holzmaste und Verspannungen durch Drahtseile hergestellt, wobei ein weit-

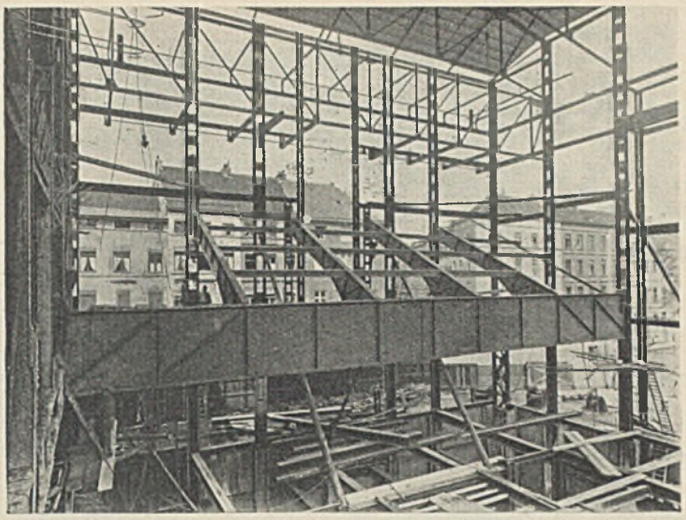

Abb. 8. Montage der Rangkonstruktion.

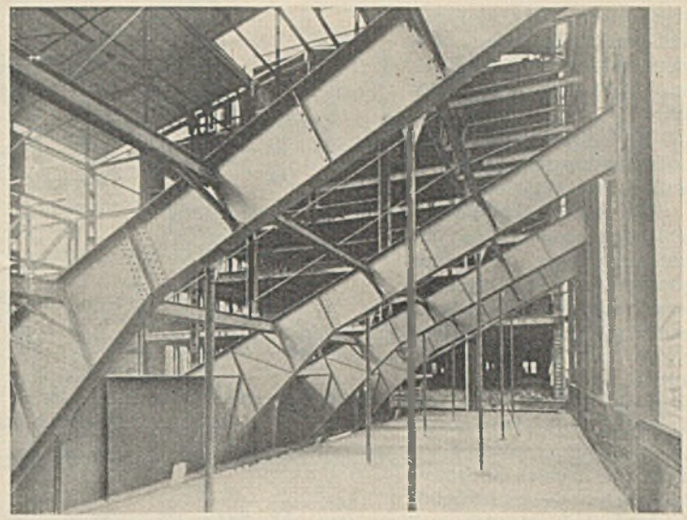

Abb. 9. Ranglängsträger.

gehendes Entgegenkommen der Aachener Baupolizei bei Beobachtung aller Sicherheit an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben soll.

Als Sonderheit in der Konstruktion des Theaterraumes sind zwei Punkte hervorzuheben, und zwar:

1. Die stützenlose Überspannung des Parketts durch einen Blechträger von 21,74 m Spannweite, dessen Querschnitt Abb. 7 zeigt, und
2. der Ausbau des eigentlichen Bühnenhauses.

Eine Ansicht des Rangträgers gibt Abb. 8.

Hierbei war eine ganz besondere Schwierigkeit zu überwinden. Selbstverständlich durften die vorhandenen alten Stützen durch die in Frage kommenden hohen Auflagerdrücke (rd. 126 t) grundsätzlich nur mittig belastet werden und weiterhin mit Rücksicht auf die geminderte Wertigkeit der alten Konstruktion die vorhandenen Profile einer sorgfältigen Durchrechnung unter Berücksichtigung des Minderungsprozentsatzes unterworfen werden, damit auch die notwendige Sicherheit vorhanden war. Die mittige Auflagerung an beiden Auflagern ist trotz großer Ausführungsschwierigkeiten einwandfrei gelöst worden, und zwar so, daß beide Trägerenden ihre Auflagerdrücke ohne schädliche Einspannungsmomente an die Stützen abgeben. Der Rangträger selbst wurde in zwei Teilen mit Lastauto zur Baustelle angefahren und dort der Stoß, welcher ungefähr in der Mitte liegt, zusammengenietet. Das Einbringen dieses Trägers war insofern besonders schwierig, weil er mit einem Ende durch die vorhandene Stütze durchgeschoben werden mußte (Abb. 8), während das andere Ende mit Rücksicht auf die Höhenlage vor eine bereits fertiggestellte Betondecke stieß. Aus diesen Gründen mußte vorgesehen werden, daß er mit dem einen Ende durch die gegenüber der Betondecke liegende Stütze durchgeschoben werden konnte. Dazu war erforderlich, daß für eine genau festgelegte Strecke die beiden Gurtungen an diesem letzten Ende so viel verschmälert wurden, daß der Träger zwischen die Einzelpfosten der fraglichen Stütze hindurchging, gleichzeitig mußte aber auch unter Berücksichtigung einer gewissen waagerechten Verdrehung der Spielraum entsprechend größer bemessen werden.

Der Zusammenbau dieses schweren Trägers, das Nieten und das Aufbringen unter diesen besonders schwierigen Umständen hat nur drei Tage unter Leitung des Verfassers in Anspruch genommen.

Besonders bemerkenswert ist auch die Ausbildung des Ranges. Dieser wird von einem stählernen Kragarmgerüst getragen, das nach der Bühnenseite hin eine Ausladung von 5,90 bis 6,60 m hat, wobei der entgegengesetzte Teil der Kragarme nur eine Spannweite von 7,67 m hat (Abb. 5).

Eine anschauliche Darstellung dieses Rangkragträgers gibt Abb. 9, welche die rückwärtigen Kragträger mit den Hängestangen für die Parkettdecke darstellt, die gleichzeitig als Fußboden für Buroräume dient.

Was nun das Bühnenhaus anbetrifft, so war dabei folgende sehr interessante Aufgabe zu lösen.

Die Untergrundverhältnisse sind sehr schlecht und die Gründung selbst liegt gegen Straßenkrone etwa 5,77 m tief.

Der Bühnenraum sollte nach den Plänen des Architekten tiefer werden, d. h. also, nach der Bahnseite hin um ein gewisses Maß vergrößert werden. Dazu waren zwei Wege möglich. Der natürlichste war der, für diese Vertiefung des Bühnenraumes einige neue Fundamente herzustellen und auf diese Fundamente entsprechend starke neue Stützen und daran anschließend den Ausbau der Wandkonstruktion vorzunehmen.

Die zweite Lösung nach dem Vorschlage des Verfassers war die, die vorhandenen Fundamente nicht durch dicht daneben anzuordnende neue zu gefährden, sondern die vorhandenen Hauptstützenfundamente zu benutzen, diese nötigenfalls in irgendeiner Form zu verstärken und dann die Vertiefung des Bühnenraumes mit Hilfe einer Kragträgerkonstruktion freitragend vorzubauen. Dieser Vorschlag gelangte dann auch zur Ausführung.

Wenn man berücksichtigt, daß die nach außen kragenden Konsolarme sowohl Bühnenlast als auch die erhebliche Belastung der Wandkonstruktion aufzunehmen und auf zwei Stützen zu übertragen hatten, so erhellt ohne weiteres daraus, daß diese Konstruktionslösung eine sehr sorgfältige Durchrechnung erforderlich machte, und zwar deshalb, weil das erhebliche Moment soweit rückwärts übertragen werden mußte, daß die vorhandenen Fundamente der Parkettstützen auch bei vollständig unbelastetem Zustande dieses Moment einwandfrei aufzunehmen in der Lage waren, ohne daß dadurch Verstärkungen dieser vorhandenen Fundamente oder sonst irgendwelche Änderungen in der alten Konstruktion vorgenommen zu werden brauchten.

Ein Bild dieser Kragträgerkonstruktion gibt Abb. 10. Die Stützen und Deckenträger waren vorhanden und mußten mit der Konsolkonstruktion umgangen werden!

Für die Übertragung des Auflagerdruckes nach den Konsolarmen hin waren die Fundamente für die vorhandenen

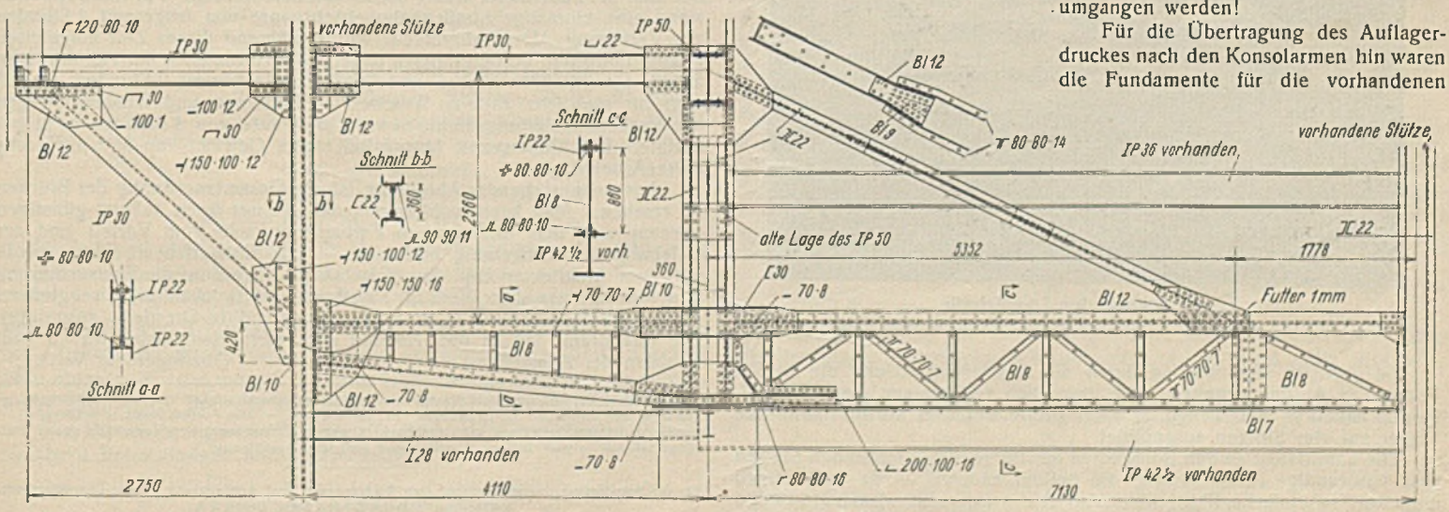

Abb. 10. Kragträgerkonstruktion des Bühnenraumes.

alten Stützen nicht groß genug und die Stützen selbst, ohne komplizierte Verstärkungsarbeiten, nicht genügend knicksicher.

Die Überwindung dieser Lastenübertragung wurde folgendermaßen ausgeführt:

Die vorhandenen Stützenfundamente wurden mit den danebenliegenden durch entsprechend eingebundenen neuen armierten Beton verbunden und der in Frage kommende Teil der beiden alten Stützen wurde mit armiertem Beton so ummantelt und mit den Fundamentverbreiterungen in organische Verbindung gebracht, daß dadurch die Stützen eine mehr als ausreichende Knicksicherheit erhielten, weil sie durch den Beton vollständig eingespannt wurden (Abb. 11). Abb. 12 zeigt die Konstruktion des Bühnenhauses.

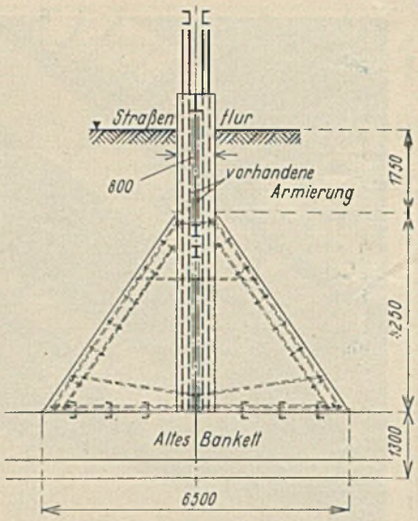

Abb. 11. Fundamentverstärkung.

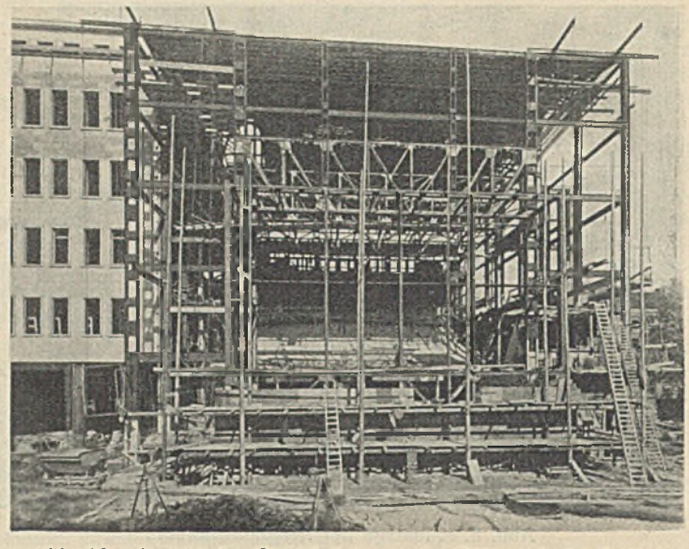
Abb. 12. Ansicht des Stahlskeletts an der Bühnenabschlußseite.

Die gesamten Arbeiten, die vorstehend kurz beschrieben sind, waren eine außerordentlich interessante und lehrreiche Ingenieuraufgabe, welche trotz der Kürze der Zeit ohne wesentlichen Unfall durchgeführt wurde.

Besonders ist bei der ganzen Umbauarbeit des Theaters darauf hinzuweisen, daß der Architekt genaue Zeichnungen nicht hinterlassen hat, sondern mehr oder weniger als Skizzen anzusprechende Pläne im Maßstabe 1 : 50, die aber nur den Hauptgedanken des räumlichen Ausbaues darstellten, ohne auch nur in irgendeiner Form Andeutungen oder Angaben zu enthalten, wie die Konstruktion bauseitig gedacht war; dazu kam noch, daß sämtliche Maße, die für die Umbaukonstruktion erforderlich waren, an dem alten Stahlskelettbau aufgemessen werden mußten und dies natürlich immer erst dann, wenn man sich über die in Anlehnung an die bauseitigen Skizzen mögliche und praktisch vorteilhafte konstruktive Lösung klar geworden war. Man mußte also zunächst skizzenmäßig eine Lösung zu finden suchen und dann am vorhandenen Bauwerk diese überprüfen, wobei es sich häufiger herausgestellt hat, daß dabei wiederum Abänderungen in der Konstruktion wegen Ausführungsschwierigkeiten notwendig waren.

Verschiedenes.

Fußgängerbrücken in zum Teil geschweißter und genieteter Ausführung. Für die zu beiden Seiten der sehr verkehrsreichen Lennéstraße in Dresden errichtete Internationale Hygieneausstellung 1930/31 mußte eine Verbindung geschaffen werden, die sowohl in wirtschaftlicher als auch in architektonischer Hinsicht den gestellten Forderungen entsprach. Das gegebene wäre eine Untertunnelung der Straße gewesen, da man in diesem Falle das Stadtbild in keiner Weise gestört hätte. Mit Rücksicht darauf, daß die Verbindung nach Beendigung der Ausstellung wieder beseitigt werden sollte, scheiterte diese Ausführungsart an den hohen Kosten. Demzufolge blieb nur eine Überbrückung übrig.

Die gestellten Bedingungen — kurze Montagezeit, keine Unterbrechung des Straßen- und Straßenbahnverkehrs — konnten in jeder Weise erfüllt werden. Bei der Entwurfsbearbeitung in St 37 war es — infolge der großen Anpassungsfähigkeit dieses Baustoffes — sehr einfach, die beiden Brückenläufe architektonisch durch eine gefällige leichte Formgebung den örtlichen Verhältnissen und dem Gesamtbild gut anzupassen. Da außerdem diese Ausführung wirtschaftlich am günstigsten war, gab man ihr den Vorzug.

Überbrückung der Lennéstraße
im Gelände der Internationalen Hygieneausstellung Dresden.

Im Frühjahr 1930 wurden durch die Ausstellungsleitung die beiden Brücken in Auftrag gegeben. Die unter sich vollkommen gleichen Überbauten haben je 50 m Länge, je 3,4 m Breite und sind als kontinuierliche Träger auf vier Stützen ausgebildet.

Die unmittelbar an den Bordkanten der Bürgersteige stehenden Stützen sind vollwandige Pendelportale, die beiden anderen — da vollkommen eingebaut — einfache Rahmenstützen. Die waagerecht wirkenden Längskräfte werden durch letztere an der Treppenträgerseite aufgenommen. Von den vollwandigen Trägern durften aus ästhetischen Gründen die Außenseiten keine Unterbrechungen durch Stoßlaschen, Aussteifungswinkel usw. erleiden. Die dem Auge sichtbaren Trägerflächen sollten durch diese Anordnung in ihrer vollen Höhe und Länge als ein homogenes, durchgehendes Band wirken. Um dies ohne Mehrkosten zu erreichen, entschloß man sich, die Brücken, soweit es die Verhältnisse gestatteten, zu schweißen, im übrigen die ersten dieser Art in Dresden.

Außer den Montagestößen sind sämtliche Stehblechstöße, Aussteifungs- und Anschlußwinkel sowie Längs- und Querträgeranschlüsse elektrisch geschweißt, die Ober- und Untergurtwinkel dagegen, um eine wirkungsvollere Betonung zu erzielen, an die Stehbleche genietet. Als Gangbahndecke wurden für diesen Zweck besonders angefertigte, leicht armierte Betonplatten in den Abmessungen von 1,6 × 1,6 m auf die Quer- und Längsträger verlegt.

Um die Seitensteifigkeit der Obergurte zu erhöhen und um außerdem die seitlichen Windkräfte (ein Windverband durfte aus besonderen Gründen nicht angebracht werden) aufnehmen und auf die Portale leiten zu können, sind die Betonplatten nach dem fertigen Verlegen unter sich und gegen die Stehbleche abgekeilt und vergossen worden. Diese Anordnung hat sich bisher bestens bewährt. Gleiches ist auch in bezug auf die Anwendung der elektrischen Schweißung — obwohl oftmals ungünstigste Belastungen auftraten — festzustellen.

Das Aufstellen der Portale, der Rahmenstützen und der Träger über dem Bürgersteige erfolgte am Tage für beide Brücken zu gleicher Zeit. Eine Sperrung des Fußgängerverkehrs trat der Sicherheit wegen nur beim Hochziehen der Hauptträger ein. Der mittlere Teil der Brücken, also der über der Fahrstraße, mußte nachts montiert werden. Für diese Arbeiten stand eine einmalige Straßenbahnbetriebspause von insgesamt 4 Stunden zur Verfügung. Der Fahrverkehr wurde während dieser Zeit umgeleitet. Nach gründlichen Vorbereitungen dauerte das Hochziehen der vier mittleren Träger einschließlich Einbau und Ausrichten insgesamt 2 Stunden, so daß man für sämtliche anderen Arbeiten — Entfernen und Wiederanbringen der Straßenbahnleitungsdrähte usw. — die Pause von 4 Stunden nicht benötigte. Die Montagezeit betrug bei einem Gewicht von 35 t nur sechs volle Arbeitstage.

Aus nebenstehender Abbildung ist die Gesamtanordnung der Brücken zu ersehen. Man kann wohl sagen, daß sie mit ihren äußerst günstigen Formen und dem silbergrauen Farbanstrich sehr zum Vorteil und zur Belebung der Umgebung beitragen. — Die Entwurfsbearbeitung wurde von dem Architekten Dipl.-Ing. Christoph, Dresden, die Bauausführung und Montage von dem Werk für Stahlhoch- und Brückenbau, Eisengießerei Kelle & Hildebrandt G. m. b. H., Niedersedlitz-Dresden, ausgeführt. Die Bauleitung lag in den Händen des Herrn Baumeister Barth vom Baubüro der Ausstellung.

Oberingenieur Wilke.

INHALT: Versuche über die Abscher- und Lochleibungsfestigkeit von Nietverbindungen. — Zur Wahl der zulässigen Anstrengungen bei Stahlbrücken. — Das Posthochhaus in Schorndorf. — Umbau des Stahlskelettbaues zum Hochhaus „Grenzwacht" Aachen. — Verschiedenes: Fußgängerbrücken in zum Teil geschweißter und genieteter Ausführung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.