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, 16. Oktober 1931 | Heft 21

Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Bernhard.

Einige in letzter Zeit im Schrifttum veröffentlichte Abhandlungen geben zu nachfolgenden Ergänzungen Veranlassung.

Es sollen dabei die Widersprüche, welche in der Berechnung von räumlichen Fachwerken zwischen Theorie und Praxis auftreten, aufgeklärt und auf die Bedeutung der bei der Berechnung erforderlichen Annahmen hingewiesen werden.

Eine Berechnung der Verwindung von Raumfachwerken infolge einseitiger Belastung führt zu unrichtigen Ergebnissen, sobald man die Verformungen allein unter der Annahme von Längenänderungen der Gurtungen betrachtet. Die Gurtungen nehmen theoretisch in vielen Fällen überhaupt keine Verwindungsspannungen auf, sondern die Schrägen übertragen fast allein alle Verwindungskräfte. Auch ergeben die keineswegs gelenkig anzunehmenden Querträgeranschlüsse statische Verhältnisse, die bei Verwindungsvorgängen nicht vernachlässigt werden dürfen.

Nimmt man etwa nur an, daß infolge einseitiger Belastung der Hauptträgeruntergurt auf der Seite des belasteten Fahrbahnstreifens größere Beanspruchungen und mithin auch größere Dehnungen als der Untergurt des anderen Hauptträgers erhält, so könnte daraus auf eine Auslenkung des unteren Waagerechtverbandes nach der Seite des belasteten Fahrbahnstreifens geschlossen werden[1]) (Abb. 1). Für die Obergurte ergäbe sich das Umgekehrte, also eine Auslenkung des oberen Waagerechtverbandes vom belasteten Fahrbahnstreifen fort. Es müßte sich bei einem mittleren Brückenquerrahmen demnach bei einseitiger Belastung die in Abb. 1 dargestellte Verschiebung einstellen.

Es hat sich jedoch gezeigt, daß eine waagerechte Verschiebung des Untergurtes nach der Seite des belasteten Fahrbahnstreifens nicht eintritt, sondern im Gegenteil eine Auslenkung nach der Seite des unbelasteten Fahrbahnstreifens erfolgt.[2])

Eine einfache Erklärung dafür ist folgende: Denkt man sich für einen Brückenquerrahmen den einseitigen Belastungszustand (Abb. 2) durch Hinzufügen von zwei entgegengesetzt gerichteten, gleich großen Kräften in Brückenmitte in zwei Einzelzustände zerlegt, so erkennt man, daß Zustand I (Abb. 3) nur eine lotrechte Verschiebung, Zustand II (Abb. 4) bei Annahme biegungsfester Ecken und Stäbe (starre Scheibe oder steifer Vollrahmen) eine Verdrehung im Sinne der außermittigen Last durch das Moment $P\,a$ hervorrufen würde.

Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5.

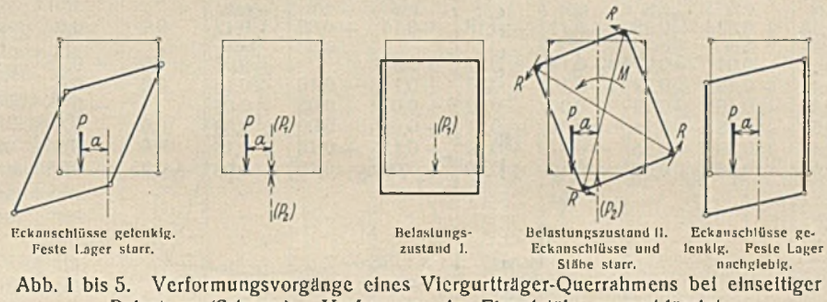


Abb. 1 bis 5. Verformungsvorgänge eines Viergurtträger-Querrahmens bei einseitiger Belastung (Schema). Verformung der Einzelstäbe vernachlässigt.

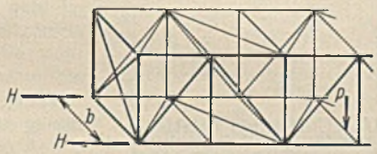


Abb. 6. Viergurtträgerbrücke.
Waagerechte Einspannung an den festen Lagern in der Ebene des unteren Windverbandes.

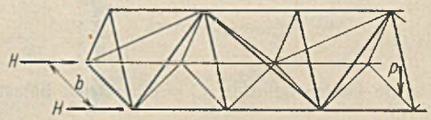


Abb. 7. Dreigurtträger.
Waagerechte Einspannung an den festen Lagern in der Ebene des Windverbandes.

Infolge des Belastungszustandes I (Abb. 3) treten in den Gurten beider Hauptträger nur gleich große Spannungen auf, da die Brücke symmetrisch belastet wird. Ist ein Raumfachwerk dagegen allein durch ein Drehmoment entsprechend Belastungszustand II (Abb. 4) beansprucht, so können unter Voraussetzung gelenkiger Knotenpunktanschlüsse in den Hauptträgerebenen die Gurtspannungen sogar Null werden. Die Beanspruchungen in den Gurten zweier benachbarter, in aufeinander winkelrecht stehenden Ebenen liegender Tragwände heben sich bei Belastung allein durch ein Drehmoment ganz oder jedenfalls zum größten Teil auf, da einmal derselbe Stab statisch als Obergurt, das andere Mal als Untergurt der anstoßenden Tragwände wirkt.

Es zeigt sich also, daß die Gurtungen unter Umständen bei einseitiger Belastung auch bei gewöhnlichen Viergurtbrücken annähernd gleiche Spannungen aufweisen können, obgleich ihre lotrechten Durchbiegungen verschieden groß sind.

Belastungszustand I (Abbild. 3) und II (Abb. 4) ergeben zusammen den wirklichen Endzustand, wobei die Biegelinien der Einzelstäbe sich bei allen Raumfachwerken diesen Verformungen überlagern, ohne jedoch die Verschiebung der Eckpunkte wesentlich zu beeinflussen.[2])

Das Maß der Verdrehung ist in erster Linie von der Verwindungssteifigkeit der Brücke abhängig. Ein Verdrehungsmoment M ruft in den Knotenpunkten Kräfte R (Abb. 4) hervor, die man in die Ebenen der einzelnen Tragwände zerlegen kann. Aus der Nachgiebigkeit der einzelnen Fachwerkscheiben läßt sich dann ziemlich einfach und auch genügend genau ihre Verdrehung und mithin Beanspruchung berechnen.[2])

Fällt die Voraussetzung einer Einspannung, z. B. durch die Querträger und oberen Querriegel (Abb. 5), fort, so stellt der Brückenquerschnitt ein Gelenkviereck dar, und das Moment $P\,a$ kann die beiden Hauptträger nur parallel verschieben. Eine Beanspruchung der Flachverbände tritt dabei nicht nennenswert ein, so daß die Annahme einer Einspannung in der unteren Windverbandebene an den festen Auflagern entsprechend Abb. 6 erforderlich wird, um Spannungen in den waagerechten Verbänden überhaupt rechnerisch nachweisen zu können.[3])

Die Lagerung irgendeines räumlichen Fachwerks nach Abb. 6 u. 7 entspricht zwar den allgemein üblichen, theoretischen Annahmen; die waagerechte Einspannung an den festen Auflagern in der Windverbandebene führt aber gleichfalls zu Widersprüchen. Jede einseitige Belastung äußert sich dann als Kräftepaar $H\,b$. Die Kraft H müßte also

[1]) W. Bergfelder, Über den Einfluß der senkrecht wirkenden Verkehrsbelastung auf die waagerechten Verbände eiserner Balkenbrücken. Dissertation, Technische Hochschule Aachen. 1928.

[2]) R. Bernhard, Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken. Der Stahlbau, Heft 8, Jahrg. 1930.

[3]) R. Bernhard, Beitrag zur Berechnung tonnenförmiger Windverbände bei versteiften Dreigelenk-Stabbögen eiserner Brücken. Dissertation, Technische Hochschule Berlin. 1922.

Zusammenstellung I.
Lotrechte Durchbiegungen. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Hauptträgerknotenpunkte 1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	6 cm	7 cm	8 cm	9 cm	10 cm	Querträger 23 cm	24 cm	25 cm	26 cm	27 cm
2	*B*	0,36	0,22	0,50		0,23		0,36	0,35	0,27	Bleibende Durchbiegung					
5	*U*	1,00	1,96	1,71	1,51	0,63	1,46	2,31	2,91	2,67	1,47					
6	*B*	2,51	4,64	4,79	4,21	1,98	2,46	4,31	4,74	4,49	2,39					
7	*O*	1,68	2,90	3,35	2,57	1,30	1,05	2,00	2,31	2,24	1,11					
8	*O*	1,50	2,62	2,72	2,32	1,05	0,97	1,88	2,10		1,05					
9	*B*	2,51	4,68	4,88	4,24	2,01	2,40	4,38	4,80		2,42					
10	*U*	1,15	2,17	2,51	1,84	0,85	1,51	1,97	3,13		1,58					
11	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	2,45	2,90	2,85	2,55	2,24
12	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	4,42	5,41	5,55	5,50	5,16
13	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	1,70	2,67	2,95	3,12	3,10
14	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	1,57	2,57	2,90	3,01	3,03
15	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	4,36	5,35	5,52	5,43	5,13
16	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	2,23	2,77	2,64	2,40	2,03

Bemerkung: *B* = beide Gleise belastet; *O* = Oberstrom belastet; *U* = Unterstrom belastet.

Zusammenstellung II.
Seitliche Ausbiegung und Nachgeben der Lager. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Hauptträger (Untergurt) 11 cm	12 cm	13 cm	14 cm	15 cm	Feste Lager 19 cm	20 cm	Bewegl. Lager 21 cm	22 cm	Obergurtknotenpunkte 1 cm	2 cm	2' cm	1' cm	Schrägen 28 cm	40 cm
2	*B*	+ 0,31 0,03 *)	+ 0,58 0,16	+ 0,55 0,12	+ 0,29 − 0,03	− 0,08 0,04	+ 0,17 0,05	+ 0,13 0,03	+ 0,15 − 0,03	+ 0,12 − 0,03	0,0	0,0	0,0	0,0		
3	*B*	+ 0,32 0,03 *)	+ 0,48 0,06	+ 0,52 0,10	+ 0,23 0,03	− 0,11 0,03	+ 0,18	+ 0,14	+ 0,08 0,01	+ 0,12 0,05	0,0	0,0	0,0	0,0		
5	*U*	− 0,02	± 0	− 0,04	− 0,07	− 0,14	+ 0,07	+ 0,08		+ 0,07	+ 1,0	+ 0,75	+ 0,75	+ 0,5		
6	*B*	+ 0,28	+ 0,47	+ 0,44	+ 0,22	− 0,10	+ 0,17	+ 0,14	+ 0,16	+ 0,15	0,0	0,0	+ 0,25	0,0		
7	*O*	+ 0,28	+ 0,45	+ 0,46	+ 0,29	+ 0,04	+ 0,12	+ 0,07	+ 0,05	+ 0,05		− 0,75	− 0,5	− 0,5		
8	*O*	+ 0,23	+ 0,36	+ 0,38	+ 0,24	+ 0,01	+ 0,11	+ 0,06	+ 0,09	+ 0,03	0,0	− 0,5	− 0,5	− 0,5		
9	*B*	+ 0,30	+ 0,48	+ 0,40	+ 0,25	− 0,07	+ 0,17	+ 0,13	+ 0,18	+ 0,14	0,0	0,0	+ 0,25	0,0		
10	*U*	+ 0,06	+ 0,08	+ 0,08	− 0,06	− 0,12	+ 0,09	+ 0,09	+ 0,10	+ 0,08	+ 0,25	+ 0,25	+ 1,0	+ 0,5		
11	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,15	
12	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,15	
13	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,05	
14	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,05	
15	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,20	
16	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,20	
17	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,05
18	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,3
19	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,45
20	*O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,2
21	*B*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,2
22	*U*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 0,1

Bemerkung: *B* = beide Gleise belastet; *O* = Oberstrom belastet; *U* = Unterstrom belastet. — *) Bleibende Ausbiegung.

Zusammenstellung III.
Winkelverdrehungen. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Querträger 23	24	25	26	27	Schräge D 6 30	31	32	33	34	35	Bemerkungen Werte in Teilstrichen 1 Teilstrich = 1.18 sek
11	*U*	− 4	− 130	− 138	− 180	− 166							
12	*B*	+ 259	+ 74	+ 5	− 26	− 141							
13	*O*	+ 161	+ 188	+ 122	+ 146	+ 13							
14	*O*	+ 164	+ 190	+ 137	+ 142	+ 8							
15	*B*	+ 259	+ 80	+ 22	− 25	− 138							
16	*U*	− 13	− 129	− 141	− 182	− 150							
17	*U*	.	.	.	.	.	+ 40	+ 75	+ 130	+ 176	+ 148	+ 109	
18	*B*	.	.	.	.	.	− 140	− 23	+ 20	+ 66	+ 65	+ 15	
19	*O*	.	.	.	.	.	− 165	− 98	− 84	− 63	− 80	− 89	
20	*O*	.	.	.	.	.	− 165	− 102	− 81	− 71	− 73	− 91	
21	*B*	.	.	.	.	.	− 125	− 30	+ 23	+ 61	+ 68	+ 19	
22	*U*	.	.	.	.	.	+ 55	+ 95	+ 147	+ 165	+ 158	+ 113	

Bemerkung: *B* = beide Gleise belastet; *O* = Oberstrom belastet; *U* = Unterstrom belastet.

vom festen Lager aufgenommen werden können. Bei langen schmalen Brücken ergibt die Berechnung unter dieser Annahme waagerechte Kräfte von mehreren hundert Tonnen.[1]) Berücksichtigt man die Nachgiebigkeit der Widerlager und ein stets vorhandenes, kleines Spiel in den Gelenken jedes festen Lagers, so erkennt man, daß eine Einspannung in waagerechter Ebene zum mindesten sehr wenig wirksam sein wird; im übrigen könnte eine so große waagerechte Kraft von den Auflagern auch kaum aufgenommen werden. — Die unter Bem. [2]) genannte Abhandlung kann nunmehr in bezug auf Dreigurtbrücken (Abb. 8) ergänzt werden. Die obigen Betrachtungen für gewöhnliche Viergurtbrücken treffen auch hier im großen und ganzen zu, wie die an der zweigleisigen Eisenbahn-Dreigurtbrücke von 78 m Spannweite bei Düren durchgeführten Messungen ergeben haben.

In den Zusammenstellungen I, II, III und IV ist ein Teil der Meßergebnisse, und zwar die lotrechten und waagerechten Durchbiegungen, Winkel-

Zusammenstellung IV.
Spannungsmessungen. (Dreigurtbrücke Düren.)

Versuch Nr.	Laststellung	Meßstellen: Querträger 23 kg/cm²	24 kg/cm²	25 kg/cm²	26 kg/cm²	27 kg/cm²	Schräge D 6 (29) 1 kg/cm²	2 kg/cm²	3 kg/cm²	4 kg/cm²	32 kg/cm²	33 kg/cm²	34 kg/cm²	Schotte 36 kg/cm²	Obergurt 37 kg/cm²	Untergurt 38 kg/cm²	39 kg/cm²
11	U	+ 34	+ 94	+ 30		— 40	+ 210	+ 211	+ 93	+ 74							
12	B	— 60	+ 156	+ 100	+ 152	— 40	+ 310	+ 301	+ 110	+ 100							
13	O	— 51	+ 50		+ 108	+ 20	+ 127	+ 134	+ 47	+ 45							
14	O	— 40	+ 20	+ 70	+ 108	+ 40	+ 127	+ 128	+ 47	+ 36							
15	B	— 54	+ 148	+ 180	+ 144	— 40	+ 310	+ 308	+ 116	+ 99							
16	U	+ 9	+ 84	+ 110	+ 62	— 70	+ 213	+ 200	+ 89	+ 78							
17	U	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 115	+ 110	+ 111	— 14	— 550	+ 190	+ 214
18	B	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 145	+ 158	+ 166	— 42	— 750	+ 390	+ 396
19	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 65	+ 70	+ 79	— 36	— 400	+ 204	+ 226
20	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 50	+ 68	+ 88	— 10	— 320	+ 200	+ 226
21	B	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 145	+ 153	+ 180	— 18	— 710	+ 410	+ 438
22	U	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 115	+ 118	+ 135	— 7	— 300	+ 240	+ 240

Bemerkung: B = beide Gleise belastet; O = Oberstrom belastet; U = Unterstrom belastet.

verdrehungen sowie Spannungen für einen mittleren Querträger mit anschließender Schräge wiedergegeben. Die Werte beziehen sich auf ein- und zweiseitige Belastungen. Abb. 8 zeigt die sich aus diesen Zahlen ergebenden Verformungen.

Bei einseitiger Belastung tritt auch bei einer Dreigurtbrücke eine Schrägstellung (Verwindung) ein (Abb. 8). Trotz verschieden großer Durchbiegung der beiden Untergurte bleiben jedoch die Spannungen in den Untergurten der beiden Hauptträger bei einseitiger Belastung in jedem Fall annähernd gleich groß.[4] [5] Die Spannungen in den Schrägen werden dagegen infolge einseitiger Belastung bei beiden Brückentragwerken (Viergurt- und Dreigurtbrücken) verschieden groß.

Bei einer Dreigurtbrücke[6] wird ein sehr steifer Brückenquerschnitt (Dreieck) erzielt.

Aus obigen Ausführungen geht jedoch hervor, daß man nicht allgemein behaupten kann, daß die Verwindungssteifigkeit (Abb. 9) und mithin Torsionseigenschwingungszahl (Abb. 10) bei Dreigurtbrücken größer als bei Viergurtbrücken ist. In Abb. 9 u. 10 sind die Werte, die sich bei der Dreigurtbrücke in Düren ergeben haben, mit den üblichen Viergurtbrücken verglichen worden. Die Verwindungskräfte bei Viergurtbrücken können

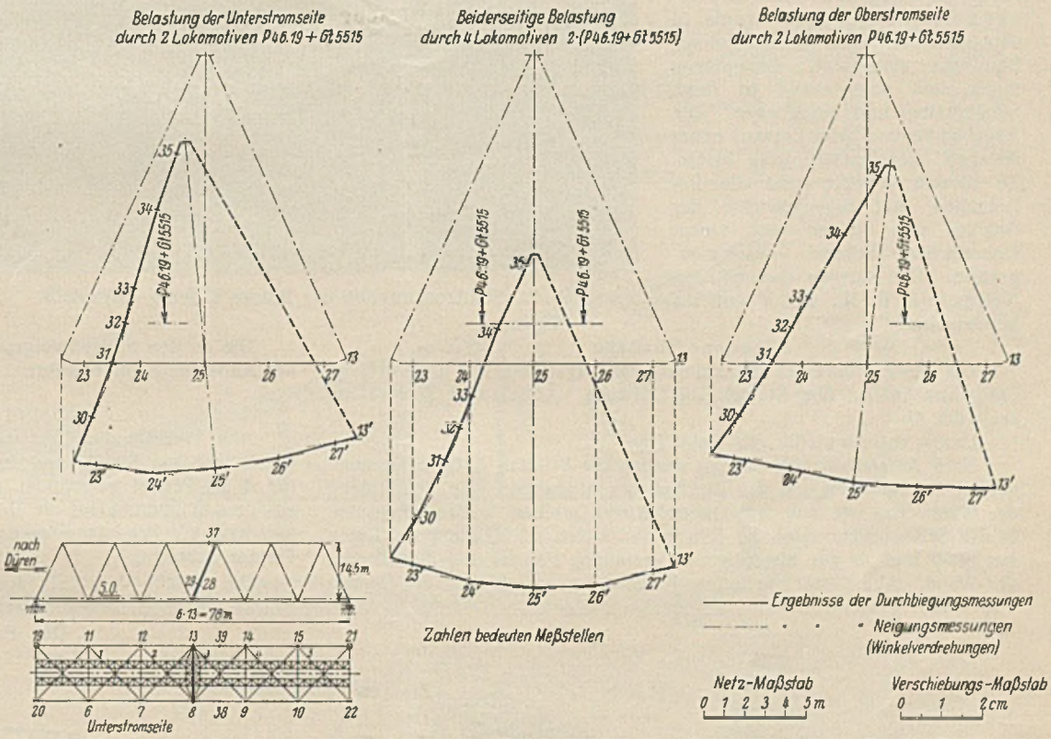


Abb. 8. Verformung des Querträgers zwischen den Knotenpunkten 3 u. 8 und der anschließenden Schrägen. Dreigurtbrücke über die Rur bei Düren.

[4]) R. Tils, Der Dreigurtträger. Dissertation, Technische Hochschule Berlin. 1927.

[5]) R. Tils, Eisenbahn-Dreigurtbrücke bei Düren. Die Bautechnik, Heft 6 u. 8, Jahrg. 1931.

[6]) W. Bergfelder, Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger. Der Stahlbau, Heft 17, Jahrg. 1930.

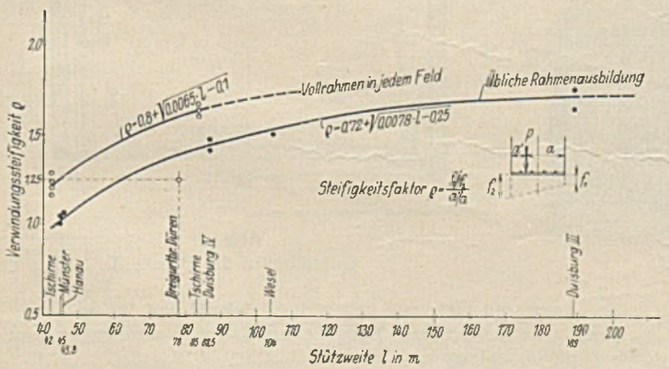


Abb. 9. Abhängigkeit zwischen Verwindungssteifigkeit (Steifigkeitsfaktor) und Stützweite.

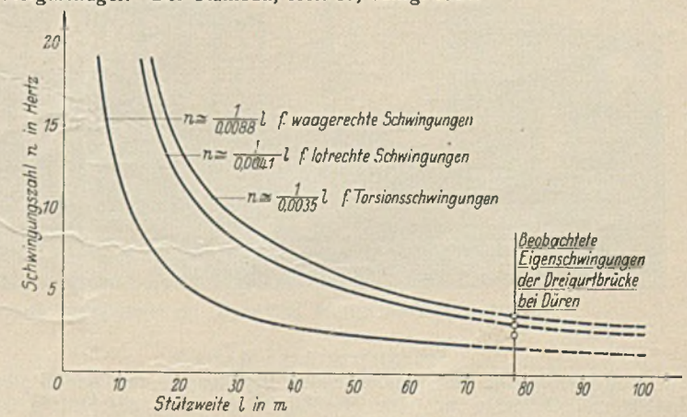


Abb. 10. Brückeneigenschwingungen. Abhängigkeit zwischen Schwingungszahl und Stützweite.

von vier Schrägen eines räumlichen Feldes, nämlich den vier Fachwerkscheiben (2 Hauptträger und 2 Flachverbände), bei Dreigurtbrücken von nur drei Schrägen (2 Hauptträger und 1 Flachverband) aufgenommen werden.

Die Seitensteifigkeit einer Dreigurtbrücke und mithin die Waagerechteigenschwingungszahl (Abb. 10) ist jedoch infolge Anteilnahme der beiden schräg gestellten Hauptträger größer als bei einem Viergurtüberbau.

Diese Überlegungen sind nicht nur durch theoretische Berechnungen, sondern auch durch eine große Zahl von praktisch durchgeführten Messungen an Eisenbahnbrücken und auch an Modellversuchen wiederholt bestätigt worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Transportbandbrücken aus Stahl.

Von Oberingenieur Rudolf Ulbricht, Düsseldorf-Benrath.

Die durch die große wirtschaftliche Not erzwungene Rationalisierung der Betriebe erforderte vor allen Dingen beim Transport von Massengütern Anpassung an die neuen Verhältnisse. In der Aufbereitung für Kohlen hat die Ausführung neuer und zweckmäßiger Transportanlagen zur Verbilligung der Produktion geführt. Als Transportmittel werden hierbei meist Förderbänder angewandt, welche von leichten Stahlbrücken getragen werden. Die Ausführung dieser Brücken in Stahl ermöglicht es, sich den oft schwierigen Verhältnissen ohne Sonderkosten anzupassen und große Stützweiten und Höhen zu überwinden.

Von der Flender Akt.-Ges. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Düsseldorf-Benrath wurde in den letzten Jahren eine Reihe solcher Bauwerke ausgeführt. Einige von ihnen sind nachstehend in ihren Sonderheiten kurz beschrieben. Die Angaben können beim Entwurf neuer Anlagen manchen Hinweis bieten. Zu diesem Zwecke sind die Belastungen und Eigengewichte der Brücken und Stützen nach einem einheitlichen Schema zusammengestellt. Die Anlagen sind mit den Nummern I, II, III, IV, V und Va bezeichnet.

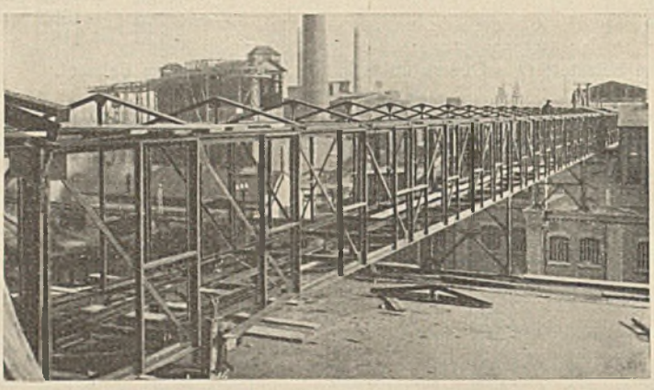


Abb. 2. Stahlkonstruktion der Brücke I, fertig aufgestellt.

Transportbrücke I.

Die Brücke verbindet Fabrikations- und Lagerraum und führt in einer Länge von 84,92 m über Stützen und Gebäude. Ansicht und Querschnitte zeigt die Abb. 1.

Lasten und Gewichte gibt Tafel I an.

Nach Aufstellung der Stützen wurden die Brücken fertig zusammengebaut, hochgezogen und auf die Auflager abgesetzt. Die Verkleidung der Wände ist, wie aus dem Querschnitt zu ersehen, außen vorgesetzt. In der Seitenansicht zeigt die Brücke von außen nur Gurte und Pfosten aus Stahl und in gut abgewogener Verteilung Fenster und Füllmaterial der Wand. Abb. 2 läßt die fertige Konstruktion vor Einbau der Decken und Wände gut erkennen.

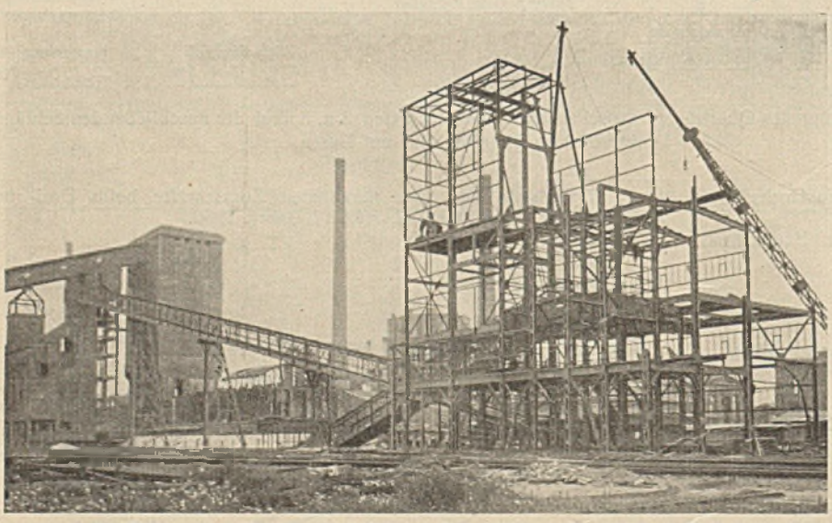


Abb. 4. Im Vordergrund Brücke II; im Hintergrund Brücke V.

Transportbrücke II.

Von dieser zeigt Abb. 3 die Übersicht und Ansicht, und Tafel II gibt Lasten und Gewichte an. Die einseitige Ausbildung der Stützen ist durch einen vorhandenen Tiefbunker bedingt. Die Brücken sind auch hier nach Aufstellung der Stützen im ganzen hochgezogen worden. Das Gebäude hat 18,5 × 32 m Grundfläche und eine größte Höhe von 28 m. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 37 kg/m³ umbauten Raumes. Gebäude und Brücke sind aus Abb. 4 zu ersehen.

Transportbrücke III.

Die Anlage ist ähnlich wie die vorbeschriebene. Aus Abb. 5 u. 6 sind Gesamtlage und Querschnitte zu ersehen. Tafel III gibt Aufschluß über die Lasten und Gewichte. Die Eckstation umschließt einen umbauten Raum von 3575 m³. Das Gewicht dieser Stahlkonstruktion beträgt 31 kg/m³. Bei dieser Anlage wurden die Brücken in Einzelteilen montiert, und zwar zuerst die beiden Hauptträger, dann Fahrbahn, Verbände und Dachkonstruktion.

Transportbrücke IV.

Aus Abb. 7 ist die Gesamtanordnung ersichtlich; Abb. 8 zeigt die Querschnitte; Abb. 9 Rollenlager am Turm, Abb. 10 Stützenfuß mit Verankerung. Lasten und Gewichte gibt Tafel IV an.

Die Brücken wurden unten fertig zusammengebaut und sind im ganzen hochgezogen worden.

Die an den Stützen vorgesehenen Steigeleitern haben sich bereits bei der Aufstellung gut bewährt.

Transportbrücke V und Va.

Abb. 11 zeigt die Gesamtanordnung und Abb. 12 die Querschnitte der Brücke am Pfeiler und in der Mitte. Das bewegliche Auflager ist bei *A* als Pendel ausgebildet (Abb. 11). Der waagerechte Auflagerdruck aus dem Winddruck auf die Brücke wird durch einen lotrechten Verband innerhalb der Pendelkonstruktion in die unteren lotrechten Verbände des Turmes gebracht.

Die Brücke V ist als Kragträger berechnet und ausgeführt, die Brücke Va als Balken auf zwei Stützen.

Der Eckturm wog je m³ umbauten Raumes 39,8 kg.

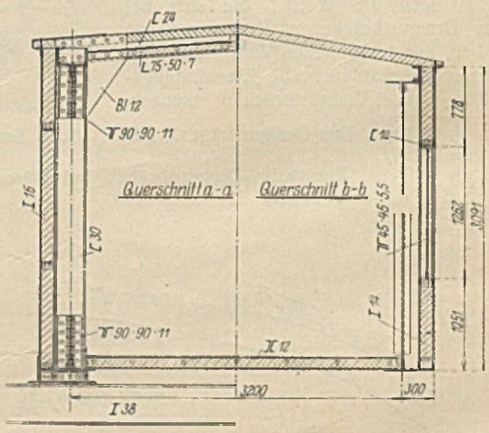


Abb. 6.
Querschnitte der Brücke III.

Die Lasten und Gewichte geben die Tafeln V und Va an.

Diese schweren Brücken wurden ebenfalls fertig zusammengebaut in einem Stück hochgezogen.

Auf Abb. 4 ist links oben die Einmündung und Auflagerung der Brücke zu erkennen.

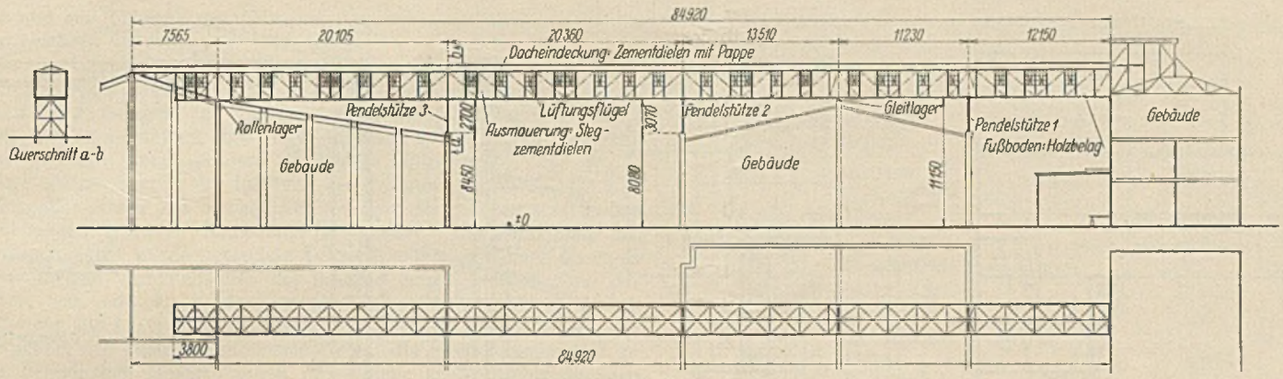


Abb. 1. Übersicht der Brücke I.

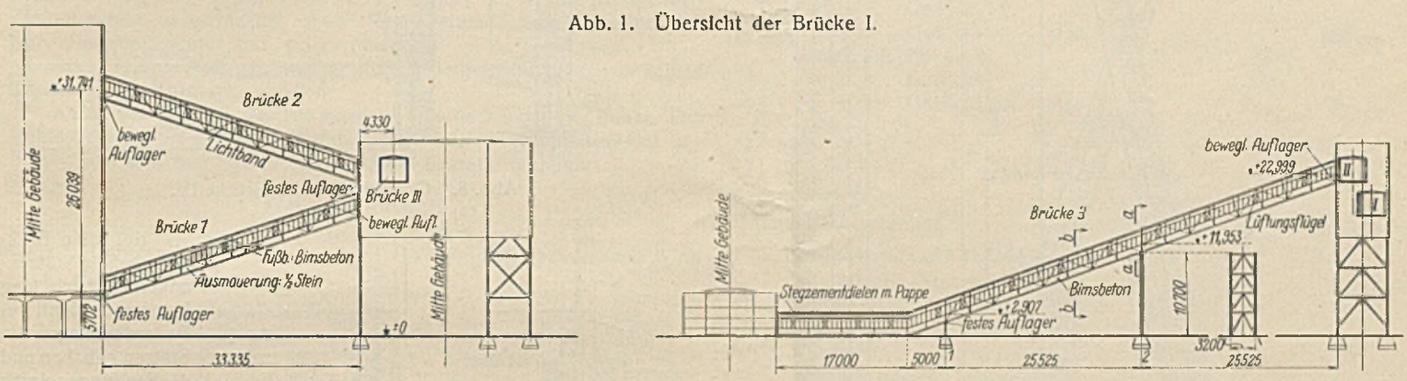


Abb. 5. Übersicht der Brücke III.

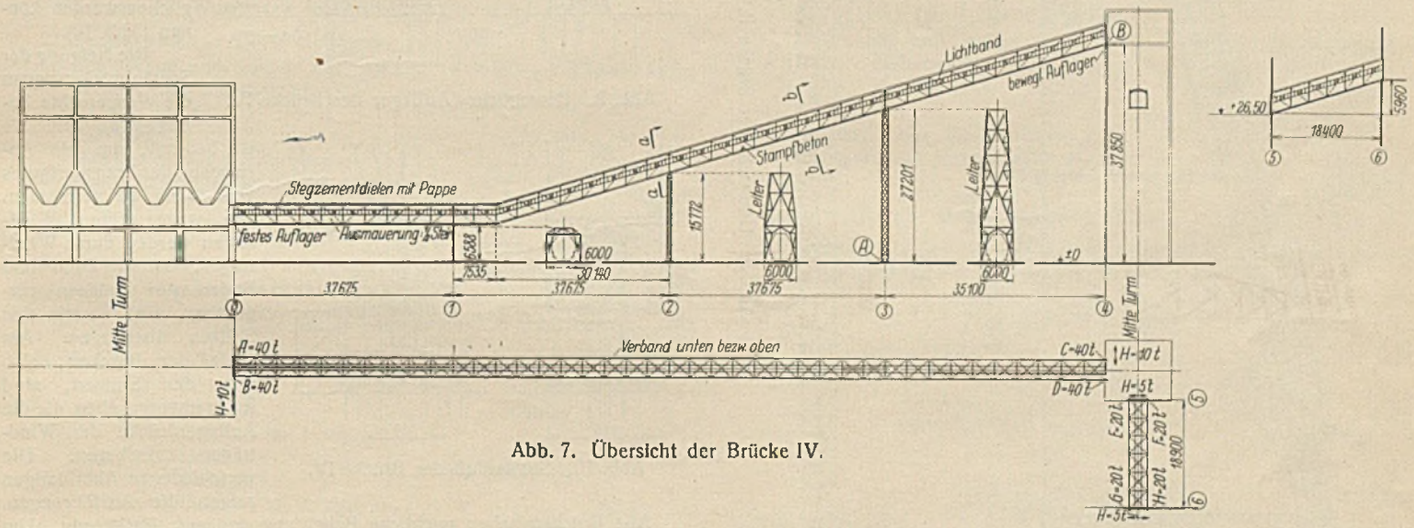


Abb. 7. Übersicht der Brücke IV.

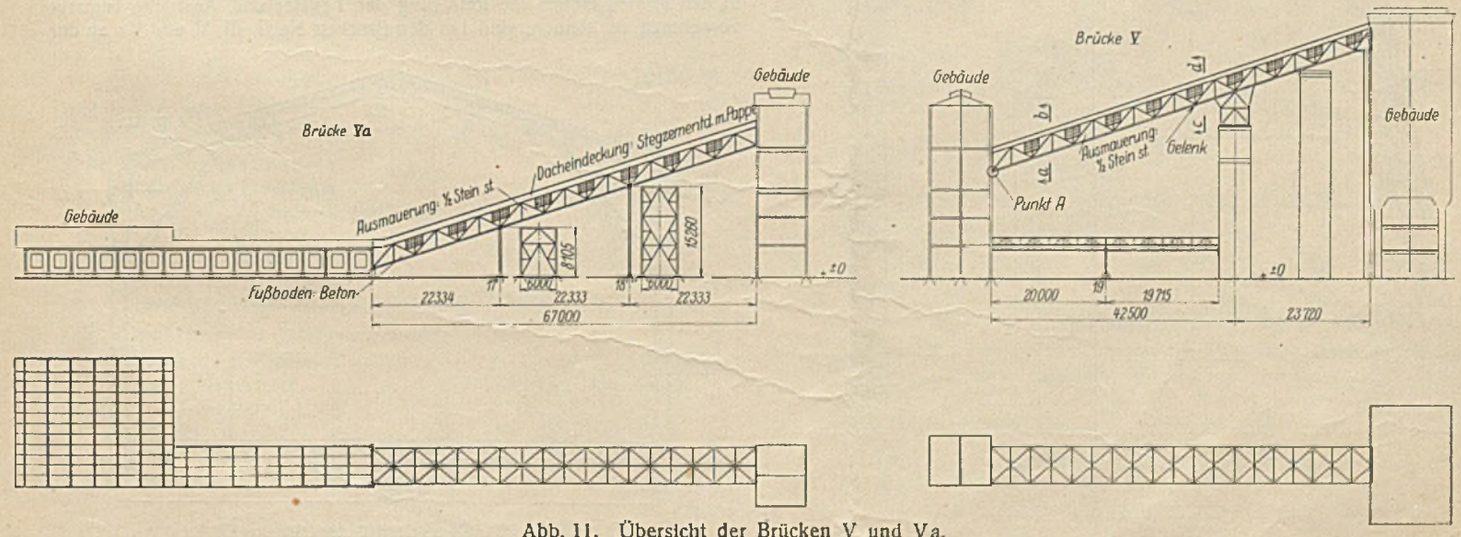
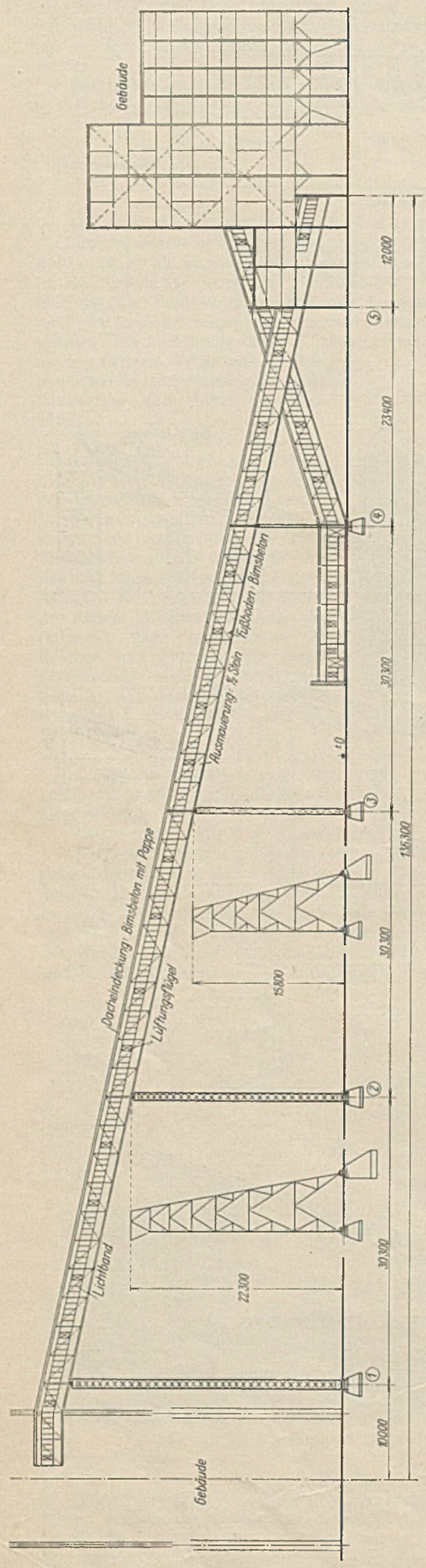


Abb. 11. Übersicht der Brücken V und Va.



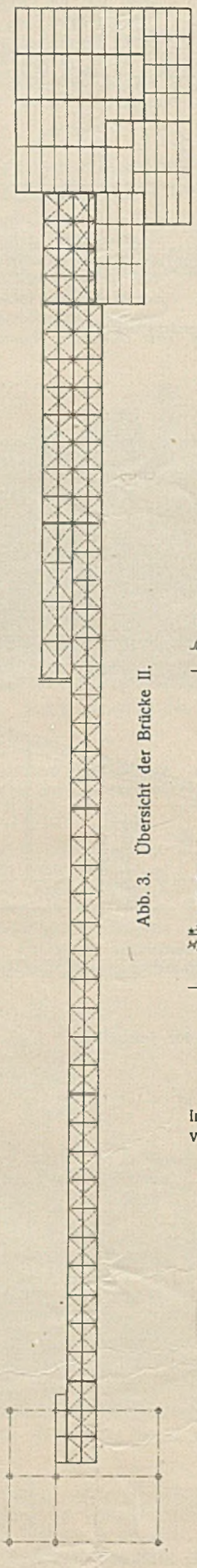


Abb. 3. Übersicht der Brücke II.

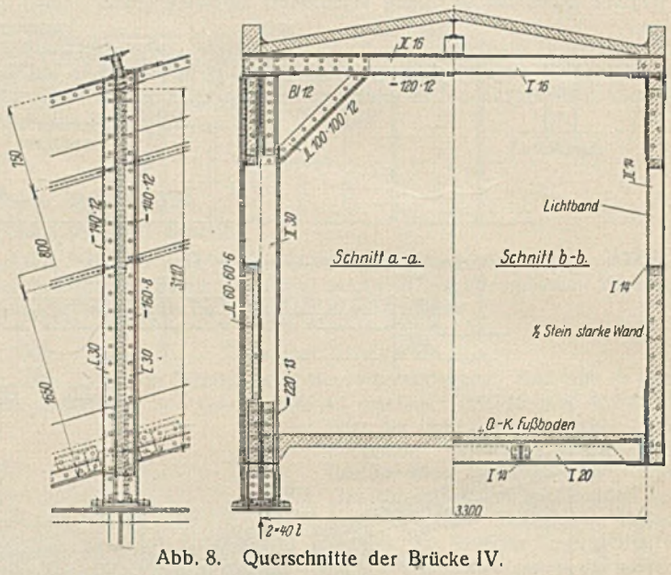


Abb. 8. Querschnitte der Brücke IV.

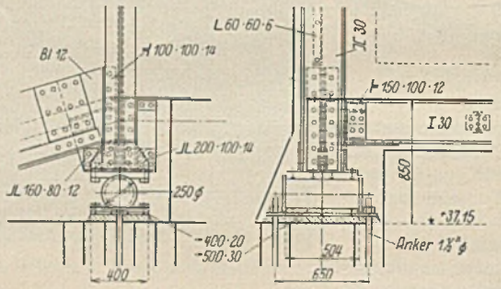


Abb. 9. Bewegliches Auflager der Brücke IV.

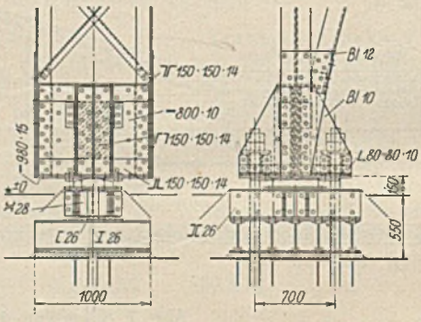


Abb. 10. Stützenfuß der Brücke IV.

Bei allen Brükken sind die Stützenanker reichlich lang bemessen, damit bei Bodensenkungen die Stützen gehoben und die Senkungen durch Unterlagen ausgeglichen werden können (Abb. 10).

Die Neigung der Schrägbrücken gegen die Waagerechte beträgt etwa 20°. Sie ist bedingt, um ein Abrutschen des Transportgutes vom Band zu vermeiden. Die waagerechten Windlasten werden durch Windträger, die im Dach und Boden der Brücken vorgesehen sind, nach den Stützen übertragen. Am Ende der Brücken, also über den Stützen, sind Rahmen vorgesehen, die die Auflagerdrücke der Windträger aufnehmen. Die verschiedenen Abbildungen zeigen die Ausführungen.

Alle Brücken haben reichliche Belichtung und gute Entlüftung. Um in den großen Höhen die Reinigung der Fenster und Anstriche bequem vornehmen zu können, sind bei den Brücken Nr. II, III, V und Va an der

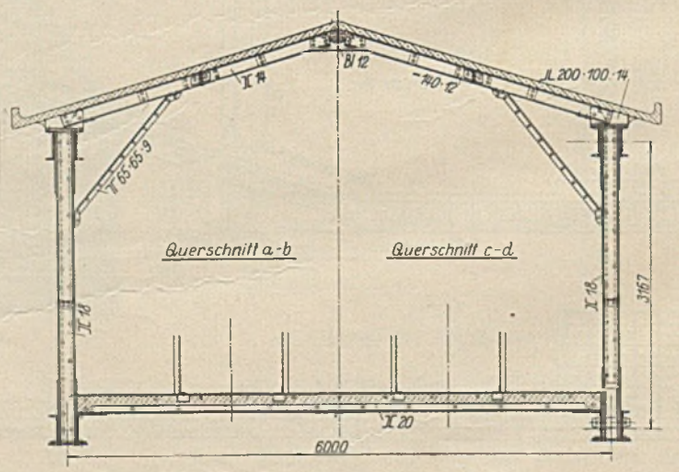


Abb. 12. Querschnitte der Brücke V.

Traufe und am Brückenboden Schienen vorgesehen, auf denen die Putzleitern gefahren werden.

Da die Hauptträger meist Zugstreben aufweisen, wurde beim Ausmauern besonders darauf geachtet, daß von beiden Auflagern der einzelnen Brücken das Einbringen des Materials nach der Mitte zu gleichmäßig erfolgte, um zu vermeiden, daß durch einseitige Lasten in den mittleren Streben an Stelle von Zugkräften Druckkräfte auftreten.

Alle Stützen sind in der Richtung der Brückenachse als Pendel ausgebildet. Die festen und beweglichen Auflager der Brücken sind an den anschließenden massiven Bauwerken angeordnet. Der Ausbildung der beweglichen Lager wurde besondere Aufmerksamkeit gewidmet, da durch Bodensenkungen Verschiebungen der Brücken oder Schiefstellungen der Ecktürme usw. erfolgen können, wodurch Zusatzbeanspruchungen auftreten, wenn die Lager nicht genügend Beweglichkeit haben. Ferner hat sich ergeben, daß Temperaturunterschiede auf die großen Längen der im Freien befindlichen Brücken einen nicht mehr zu vernachlässigenden Einfluß haben; es wurde mit ± 40° Temperaturänderung gegenüber der Aufstellungstemperatur von + 10° gerechnet.

Alle Brücken sind seit längerer Zeit in Betrieb und haben zu keinen Anständen Veranlassung gegeben.

Außer den Brücken wurden auch die Überdachungen der Bunker und Kohlengruben, die Eck- und Wendetürme von der Flender Akt.-Ges. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Düsseldorf-Benrath ausgeführt.

Transportbrücke I. Tafel I.

Größte Stützweite . . . . . 20,36 m
Größte Beanspruchung . . . . . 1400 kg/cm² einschließlich Wind

1. Belastungsannahme:
   Eindeckung: Stegzementdielen . . . . . 60 kg/m²
   Wände: „ . . . . . 60 „
   Fenster . . . . . 30 „
   Fahrbahn: Holzabdeckung . . . . . 20 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . . 200 „
   Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen
2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:
   Eindeckung und Schnee . . . . . 3,35 (60 + 75) = 450 kg/m
   Wände: Stegzementdielen, Fenster . . . . 2 · 2,38 · ~ 55 = 260 „
   Fahrbahn . . . . . 2,70 · 20 ~ 55 „
   Nutzlast neben Transportband, Transportband einschließlich Nutzlast . 2,70 · 200 = 540 „
   1305 kg/m
3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 270 „
4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:
   $$\frac{1305}{270} = \frac{4{,}85}{1} = \frac{1}{0{,}206}$$
5. Stützengewicht:
   Stütze (1): Höhe . . . . . 3,07 m
   Gewicht . . . . . 650 kg
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 212 kg
   Stütze (2): Höhe, Gewicht . . . . . wie Stütze (1)
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 212 kg
   Stütze (3): Höhe . . . . . 2,70 m
   Gewicht . . . . . 525 kg
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 195 kg.

Transportbrücke II Tafel II.

Größte Stützweite . . . . . 30,3 m
Größte Beanspruchung . . . . . 1400 kg/cm² einschließlich Wind

1. Belastungsannahme:
   Eindeckung: Bimsbeton . . . . . 110 kg/m²
   Wände: ½ Stein Ziegelmauerwerk . . . . . 250 „
   Fenster . . . . . 50 „
   Fahrbahn: Bimsbeton . . . . . 200 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . . 150 „
   Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen
2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:
   Eindeckung und Schnee . . . . . 3,7 (110 + 75) = 690 kg/m
   Wände: Mauerwerk . . . . . 2 · 1,60 · 250 = 800 „
   Fenster . . . . . 2 · 1,20 · 50 = 120 „
   Fahrbahn . . . . . 3,20 · 200 = 640 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . 2 · 1,00 · 150 = 300 „
   Transportband einschließlich Nutzlast . . . . . 560 „
   3110 kg/m
3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 720 „
4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:
   $$\frac{3110}{720} = \frac{4{,}32}{1} = \frac{1}{0{,}232}$$
5. Stützengewicht:
   Stütze (1): Höhe . . . . . 29,0 m
   Gewicht . . . . . 20,3 t
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 700 kg
   Stütze (2): Höhe . . . . . 22,3 m
   Gewicht . . . . . 13,2 t
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 600 kg
   Stütze (3): Höhe . . . . . 15,8 m
   Gewicht . . . . . 8,8 t
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 550 kg
   Stütze (4): Höhe . . . . . 9,5 m
   Gewicht . . . . . 4,3 t
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 450 kg
   Stütze (5): Höhe . . . . . 7,5 m
   Gewicht . . . . . 3,4 t
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 450 kg.

Transportbrücke III. Tafel III.

Größte Stützweite . . . . . 33,335 m
Größte Beanspruchung . . . . . 1400 kg/cm² einschließlich Wind

1. Belastungsannahme:
   Eindeckung: Stegzementdielen . . . . . 90 kg/m²
   Wände: Mauerwerk, ½ Stein . . . . . 250 „
   Lichtband . . . . . 50 „
   Fahrbahn . . . . . 200 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . . 150 „
   Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen
2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:
   Eindeckung und Schnee . . . . . 4,0 (90 + 75) = 660 kg/m
   Wände: Mauerwerk . . . . . 2 · 1,85 · 250 = 930 „
   Fenster . . . . . 2 · 1,26 · 50 = 125 „
   Fahrbahn . . . . . 320 · 200 = 640 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . 2 · 0,70 · 150 = 210 „
   Transportband einschließlich Nutzlast . . . . . 560 „
   3125 kg/m
3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 750 „
4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:
   $$\frac{3125}{750} = \frac{4{,}18}{1} = \frac{1}{0{,}240}$$
5. Stützengewicht:
   Stütze (2): Höhe . . . . . 10,7 m
   Gewicht . . . . . 3,85 t
   Gewicht für 1 stgd. m . . . . . 360 kg.

Transportbrücke IV. Tafel IV.

Größte Stützweite . . . . . 37,675 m
Größte Beanspruchung . . . . . 1000 kg/cm² ohne Schnee und Wind
1200 „ mit „ „ „

1. Belastungsannahme:
   Eindeckung: Stegzementdielen . . . . . 70 kg/m²
   Wände: Mauerwerk, ½ Stein . . . . . 230 „
   Lichtband . . . . . 35 „
   Fahrbahn: Stampfbeton . . . . . 180 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . . 100 „
   Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen
2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:
   Eindeckung und Schnee . . . . . 3,50 (70 + 75) = 510 kg/m
   Wände: Mauerwerk . . . . . 2 · 2,90 · 230 = 1340 „
   Fenster . . . . . 2 · 0,84 · 35 ~ 60 „
   Fahrbahn . . . . . 3,30 · 180 = 595 „
   Nutzlast neben Transportband . . . . 2 · 1,00 · 100 = 200 „
   Transportband einschließlich Nutzlast . . . . . 200 „
   2905 kg/m
3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 900 „
4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:
   $$\frac{2905}{900} = \frac{3{,}25}{1} = \frac{1}{0{,}308}$$

5. Stützengewicht:

Stütze (1):	Höhe	6,59 m	
	Gewicht	6,5 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		990 kg
Stütze (2):	Höhe	15,77 m	
	Gewicht	9,5 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		600 kg
Stütze (3):	Höhe	27,20 m	
	Gewicht	16,1 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		600 kg.

Tafel V.

Transportbrücke V.

Stützweite	42,5 und 23,70 m
Breite	6,00 „
Trägerlänge	69,40 „
Größte Beanspruchung	1000 bis 1100 kg/cm²

1. Belastungsannahme:

Eindeckung:	Bimsbeton einschließlich Pappe	130 kg/m²
Wände:	1/2 Stein Ziegelmauerwerk	250 „
	Fenster	35 „
Fahrbahn:	Aschenbeton mit Steinschlag und Estrich	220 „
Nutzlast neben Transportband		150 „
Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen		

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	(130 + 70) 7,0 = 1400 kg/m
Wände: Mauerwerk, Fenster	2 · 3 · 250 = 1500 „
Fahrbahn	6,0 · 220 = 1320 „
Nutzlast neben Transportband	3 · 1,2 · 150 = 540 „
Transportband einschließlich Nutzlast	2 · 250 = 500 „
	5260 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 1550 „
4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{5260}{1550} = \frac{3,4}{1} = \frac{1}{0,295}.$$

Tafel Va.

Transportbrücke Va.

Stützweite	22,33 m
Breite	6,00 „
Trägerlänge	23,50 „
Größte Beanspruchung	1000 bis 1100 kg/cm²

1. Belastungsannahme:

Eindeckung:	Bimsbeton einschließlich Pappe	130 kg/m²
Wände:	1/2 Stein Ziegelmauerwerk	250 „
	Fenster	35 „
Fahrbahn:	Aschenbeton mit Steinschlag und Estrich	220 „
Nutzlast neben Transportband		150 „
Schnee und Wind nach ministeriellen Bestimmungen		

2. Belastung für 1 lfd. m Brücke:

Eindeckung und Schnee	(130 + 70) 7,0 = 1400 kg/m
Wände: Mauerwerk, Fenster	2 · 3,0 · 250 = 1500 „
Fahrbahn	6,0 · 220 = 1320 „
Nutzlast neben Transportband	3 · 1,2 · 150 = 540 „
Transportband einschließlich Nutzlast	2 · 250 = 500 „
	5260 kg/m

3. Gewicht der Brückenkonstruktion . . . . . 1040 „
4. Verhältnis der lotrechten Gesamtbelastung zum Gewicht der Brückenkonstruktion:

$$\frac{5260}{1040} = \frac{5,05}{1} = \frac{1}{0,198}$$

5. Stützengewichte:

Stütze (1):	Höhe	8,10 m	
	Gewicht	3,37 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		415 kg
Stütze (2):	Höhe	15,25 m	
	Gewicht	7,03 t	
	Gewicht für 1 stgd. m		460 kg.

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkungen zur Ausbildung geschweißter Rahmenknoten.

Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, vorgenommenen Bruchversuche mit geschweißten Rahmenecken wurden in der Zeitschrift „Der Stahlbau" 1931, Heft 12, von Dr.-Ing. ehr. Schmuckler besprochen und als aussichtsreich für die Ausbildung der steifen Stahlskelettknoten hingestellt, deren Riegel aus I- oder I P-Profilen und deren Stützen aus einfachen I P-Profilen bestehen. Hierzu seien mir einige Bemerkungen gestattet.

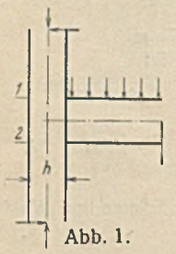


Abb. 1.

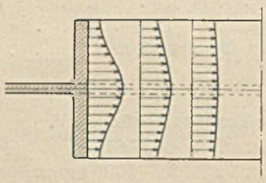


Abb. 2.

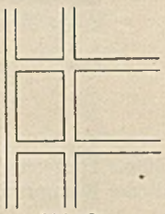


Abb. 3.

Die Steifknoten der Stahlskelettrahmen können zwei-, drei- und vierstäbig sein, je nachdem zwei, drei oder vier Riegel- bzw. Stützenstäbe vom Knoten ausgehen. Betrachtet man zunächst einen dreistäbigen Knoten, der im Rahmen nach Abb. 1 beansprucht ist, wobei die M-Nullpunkte als Stabenden aufgefaßt sind, dann kann der stumpf geschweißte Anschluß des IP-Riegels an die IP-Stütze nicht als statisch einwandfrei gelten, da die Zug- und Druckspannungen im Riegelflansch dicht an der Schweißstelle und in der Schweißnaht selbst nicht in klarer Weise in die Stütze übergehen können; vielmehr werden durch die Nachgiebigkeit der Stützenflansche die Spannungen im Riegelflansch ungleichmäßig, etwa nach Abb. 2, über die Flanschbreite verteilt sein, um in größerem Abstande davon sich rasch auszugleichen. Auch die Spannungsverteilung an der Stütze im Knotenbereich ist alles andere als klar, und man wird nicht behaupten wollen, daß in Abb. 1 die Normalspannungen in Querschnitt 1 und 2 genau den daselbst wirkenden Biegemomenten M_1 und M_2 und die Schubspannungen im Steg zwischen 1 und 2 genau der Querkraft $Q = (M_1 + M_2) : h$ entsprechen.

Erhebliche Verbesserung tritt ein durch Verlängerung der Flanschlinien in Abb. 3; ob man dabei die Riegel- oder Stützenflansche unterbricht und verschweißt, ist zunächst nebensächlich, da hierbei nicht nur statische Gründe, sondern auch Werkstatt- und Schweißfragen mitsprechen. Die Riegelspannungen werden hier erheblich exakter als im obigen Falle verlaufen, da die Flanschverbiegung verhindert ist; dagegen ist die Unklarheit in der Stützenspannung nicht beseitigt, wenn auch gemildert, denn der schroffe Momentenwechsel in den Querschnitten 1 und 2 liefert eine Querkraft, die für den schwachen IP-Steg stets zu groß ist und Überbeanspruchung am Übergang vom Steg zum Flansch ergibt.

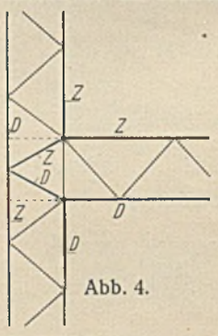


Abb. 4.

Eine grundsätzliche Lösung der Knotenfrage ergibt sich aus folgender Überlegung:

Denkt man sich die IP-Profile durch parallelgurtige Fachwerke nach Abb. 4 ersetzt, dann erkennt man sofort, daß nur die mit Z und D bezeichneten stark gezogenen Stäbe große Zug- bzw. Druckkräfte erhalten, und die schwach gezogenen Wandstäbe könnten durch je einen dünnen Steg zwischen den Gurten ersetzt werden. Man erhält somit eine Knotenausbildung nach Abb. 5, die auf die weiter unten besprochenen Arten herstellbar ist. Durch die eingetragenen Pfeile ist der Kraftverlauf von den Riegelflanschen zu den Stützenflanschen

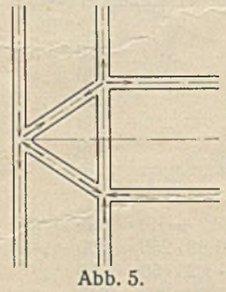


Abb. 5.

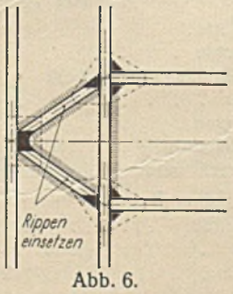


Abb. 6.

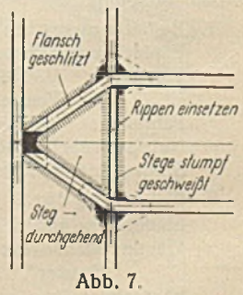


Abb. 7.

und den Schrägrippen verdeutlicht; die mäßigen Querkräfte werden von den Trägerstegen aufgenommen, und die bisherigen großen Querkräfte im Knotenbereich treten hier nicht mehr auf. Ich möchte einen solchen Knoten als den „natürlichen Knoten" bezeichnen, denn er erfordert

ein Minimum an Material, und ein Konstrukteur, der einen Rippenguß von dieser Art zu entwerfen hätte, würde ohne Besinnen die Rippen in solcher Dreieckform und nicht kastenförmig anordnen.

Die Ausführung des Knotens würde wohl nach Abb. 6 erfolgen, aber die amtlichen ϱ_{zul} erlauben freilich nicht die gewünschte Querschnitt-Ausnutzung. Richtiger wäre es, die erforderlichen Nahtdicken nicht hiernach, sondern aus einer größeren Versuchsreihe mit solchen und ähnlichen Knoten zu ermitteln. Statisch besser scheint die Ausführung nach Abb. 7 mit überstehenden, geschlitzten und umgebogenen Riegelflanschen zu sein, weil es wegen der Kräfte besser ist, die Riegelflansche und nicht die Stützenflansche durchgehen zu lassen. Vielleicht könnten auch kleine vorgelagerte, in Abb. 6 u. 7 gestrichelte Laschen einen Teil der Flanschkräfte unmittelbar übertragen.

Um dann mit Werkstattschweißung auszukommen, könnte man sich darauf beschränken, an die Stützen kurze Riegelstümpfe anzuschweißen und an den Wendepunkten der Riegel geschraubte einfache Stöße anzuordnen. — Ein zweistäbiger Knoten erfordert keine weitere Überlegung, da er in den eingangs erwähnten Versuchen schon in Knoten Nr. 9 bis 16 in statisch richtiger Weise durchgebildet ist.

Abb. 8. Abb. 9. Abb. 10.

Beim vierstäbigen Knoten sollte wieder eine Diagonalausfüllung der Stütze nach Abb. 8, 9 oder 10, je nach Kraftwirkung und Schweißmöglichkeit, vorgenommen werden; die Versuche Nr. 1 bis 8 bringen ja wieder Flanschverbiegung und ungleichmäßige Flansch- und Schweißnahtspannung hervor, und dieses besonders dann, wenn die Momente gegenüber den Querkräften verhältnismäßig groß sind, was bei Stahlskelettrahmen wohl meist zutrifft.

Die Freiluftschaltanlagen der Preußischen Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Berlin, in Lehrte bei Hannover und Bringhausen an der Eder.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Dr.-Ing. O. Stötzner, Bad Oeynhausen.

I. Die Freiluftschaltanlage Lehrte.

Die Anlage ist als Hauptknotenpunkt der 220 kV-Leitungen für den nördlichen Teil des Netzes der Preußenelektra geplant. Es sollen sich dort die 220 kV-Leitungen, die vom R.W.E., V.E.W. über das Braunkohlenkraftwerk Harbke nach Osten gehen, mit der Leitung Hamburg—Frankfurt a. M. kreuzen, welche die nordischen und Alpenwasserkräfte dem Gebiet zuführen sollen. Bisher ist die nach Süden gehende Leitung, welche die beiden Hauptlastpunkte Lehrte im Norden mit dem Hauptlastpunkt Borken im Süden verbindet, gebaut. Borken ist gleichzeitig das größte Kraftwerk der Preußenelektra. Die Leitung Lehrte—Borken wird vorläufig mit 110 kV betrieben und dient zunächst als Sammelschiene.

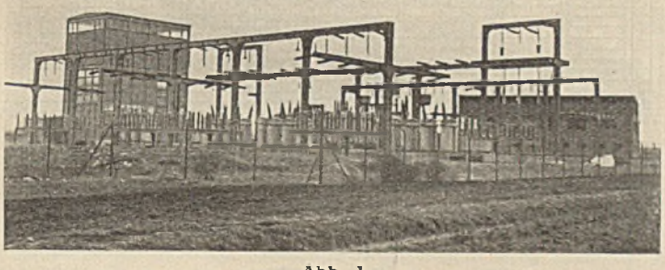


Abb. 1.
Freiluftschaltanlage Lehrte.

Der erste Ausbau der Freiluftstation erfolgte im Jahre 1929. Der Auftrag auf die Lieferung der Stahlgerüste zur Aufnahme der Leitungen wurde durch die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin, der Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges., Bad Oeynhausen, erteilt.

Die Gerüste sind Stahlrahmenkonstruktionen mit genieteter kastenförmiger Querschnittsausbildung der Stiele und Stützen. Eine Verwendung von Normalprofilen oder Peiner Trägern, die bei kleineren Freiluftanlagen vorteilhaft sind, war aus konstruktiven Gründen nicht möglich.

Auch die zunächst beabsichtigte Ausführung der Anlage in Eisenbeton kam nicht in Frage, da die rechnerische Ermittlung der Querschnitte bei diesem Baustoff zu große Abmessungen ergab, so daß ein gutes Aussehen der Gerüste nicht erreicht worden wäre.

Das gesamte Gerüst ist vollständig abgenietet, um bei der schlanken Ausbildung der Stiele die elastischen Durchbiegungen bei Höchstbelastung möglichst einzuschränken.

Das Gewicht des Gerüstes und der Trennschaltertische des bisher ausgeführten 1. Abschnittes beträgt rd. 135 t.

Abb. 1 zeigt eine Gesamtaufnahme der Gerüste nach beendeter Aufstellung.

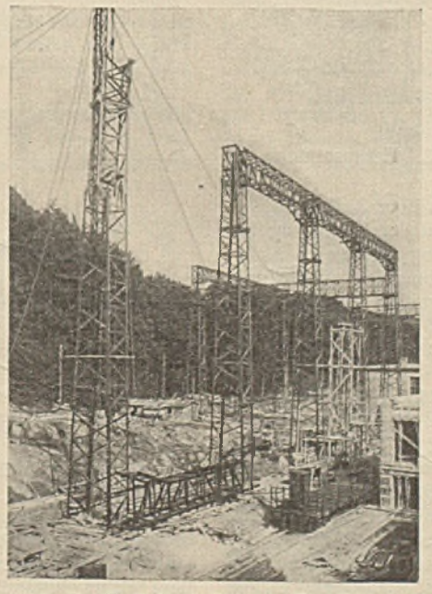


Abb. 3. Freiluftschaltanlage Bringhausen.
Montage eines Mastes.

II. Die Freiluftschaltanlage des Speicherkraftwerks Bringhausen.[1])

Etwa 3 km von den Kraftwerken Hemfurth an der Edertalsperre ist das Pumpspeicherwerk Bringhausen der Preußenelektra im Bau. Es soll als Spitzenwerk und Momentanreserve für die Kraftwerke der genannten Gesellschaft dienen. In dem Kraftwerk werden vier Maschinensätze mit

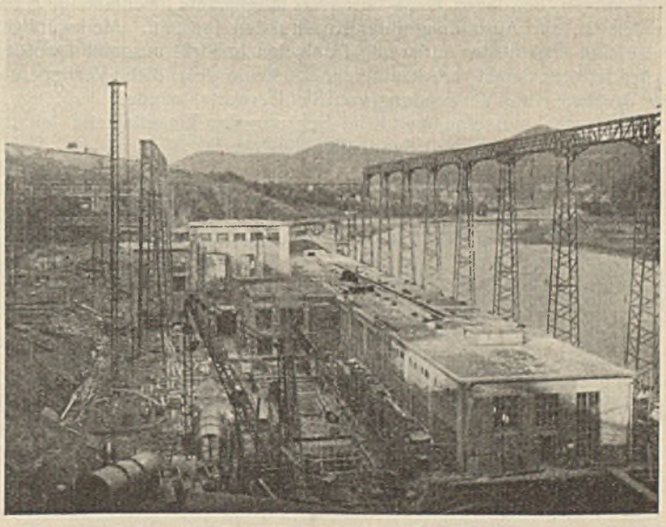


Abb. 2. Freiluftschaltanlage Bringhausen.
Montage der zweiten Stützenreihe.

einer Leistung von etwa 120 000 kW eingebaut; die Druckhöhe beträgt 300 m. Als unteres Becken findet der Ausgleichweiher für die Kraftwerke Hemfurth I und II, die gleichfalls als Spitzenwerke betrieben werden sollen, Verwendung.

Das Kraftwerk ist durch eine 17 km lange 220 kV-Leitung, die vorläufig mit 110 kV betrieben wird, mit dem Kraftwerk Borken verbunden.

Die Schaltanlage ist für 220 kV gebaut und mußte des beschränkten Bauplatzes wegen zum Teil auf dem Dache des Maschinenhauses aufgebaut werden. Diese Maßnahme wurde erforderlich, um ein Anschneiden der Hänge und die damit verbundene Rutschgefahr zu verhindern.

Die Abspanngerüste bestehen aus Gittermasten, die in vier Reihen errichtet sind, den Verbindungsträgern zwischen den Masten und den Verbindungsbrücken zwischen den Mastreihen. Die nach dem Wasser zu gelegene Mastreihe steht auf 10 m langen Betonpfeilern, die im Wasser fundiert sind. Die Masten der übrigen Reihen stehen auf dem Gelände des Kraftwerks. Die Stützen sind bis 27,35 m hoch und haben ein mittleres Gewicht von etwa 14 t.

[1]) Vgl. Bautechn. 1930, Heft 49, S. 737 u. ff.

Vier Verbindungsbrücken von 34 m Spannweite, 21,25 m über dem Gelände, überspannen das Kraftwerk und dienen zur Verbindung der beiden vordersten Mastreihen. Sie wiegen gleichfalls etwa 14 t. Die Spannweiten der übrigen Verbindungsbrücken betragen 16 und 18 m.

Sämtliche Gerüste sind in Stahlfachwerk als Rahmenkonstruktion mit eingespannten Füßen berechnet, lediglich die Füße der im Wasser stehenden Mastreihe erhielten aus besonderen Gründen in der Längsrichtung dieser Gerüste gelenkige Auflagerung. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktionen beträgt etwa 600 t und wurde von den Siemens-Schuckertwerken, Berlin, der Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges., Bad Oeynhausen, übertragen.

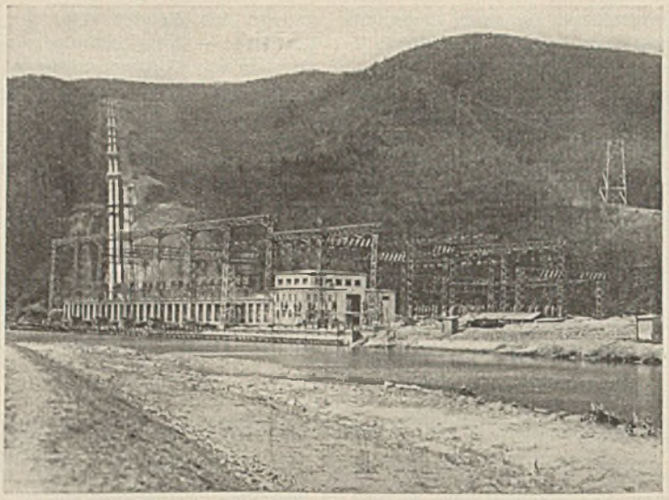


Abb. 4. Freiluftschaltanlage Bringhausen. Gesamtansicht.

Nach dem Bauplan hatte die Lieferung der Konstruktionen in zwei Abschnitten zu erfolgen, und zwar mußte die vordere im Wasser stehende Stützenreihe im Frühjahr 1929, die übrigen Stützen und Brücken im Sommer 1930 aufgestellt werden.

Der größere Teil der Anlage wurde mit einem 32 m langen Standmast (Abb. 2) montiert, die Konstruktionen der vorderen Stützenreihe jedoch mit einem hölzernen Ausleger, der dem Fortgang der Montage entsprechend an den einzelnen Stützen dieser Reihe befestigt wurde. Diese Montageweisen waren bedingt durch die sehr beschränkten Platz- und Transportverhältnisse auf der Baustelle (Abb. 3).

Abb. 4 zeigt die gesamte Anlage vom jenseitigen Ufer der Eder aus.

Alle Rechte vorbehalten.

Turnhallen als Stahlskelettbauten.

Unter den verschiedenen Gebäudearten eignen sich besonders die hallenartigen, bei denen keine besonders ausgeprägte Inneneinteilung vorhanden ist, zur Ausbildung ihrer Konstruktion in Stahl. Merkwürdigerweise sind aber bisher nur wenig Turnhallen in Stahl ausgeführt worden. Sicher ist dies darauf zurückzuführen, daß keine wesentliche Verringerung der Baukosten bei Verwendung von Stahl erwartet wurde.

Läßt sich nun eine merkliche Senkung der Einheitspreise bei der Ausführung von Turn- und Sporthallen erreichen?

Diese Frage ist unbedingt zu bejahen.

Der Einheitspreis von Turnhallen, als Ziegelbauten hergestellt, stellt sich nach den Vorkriegserfahrungen und unter Berücksichtigung der heutigen Lage auf dem Baumarkt bei sparsamer Ausführung auf 20 RM/m³, in teuren Orten wie Berlin stieg er in den letzten Jahren bis über 30 RM/m³.

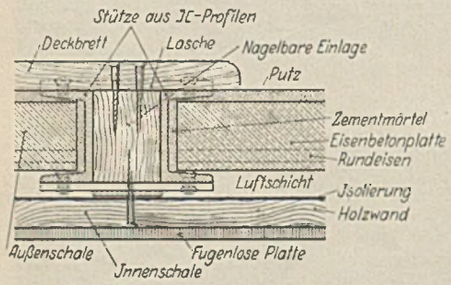


Abb. 1. Wandausbildung.

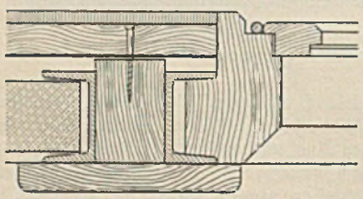


Abb. 2. Ausbildung des Fensteranschlusses.

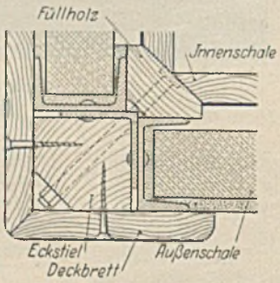


Abb. 3. Eckausbildung.

In sehr vielen Fällen, in der Kleinstadt und auf dem Lande, wo bei der steigenden Turn- und Sportbegeisterung der Drang nach Besitz solcher Hallen außerordentlich stark ist, genügt eine halbmassive Ausführung, die es gestattet, unter 16 RM/m³ auszukommen. Eine Beschreibung sei in nachstehendem gegeben und vorweg bemerkt, daß die Möglichkeit der Preissenkung in der eigenartigen Art der Ausfachung des Stahlskeletts nach Patent Nr. 518 240 liegt.

Einen wichtigen Teil der Stützen, die in Abständen von 2 bis 3 m gestellt werden, bilden ⊐⊏-Profile Nr. 8, in welche handelsübliche Bimsbetondielen von 6 cm Stärke und 33 cm Höhe zunächst trocken eingelegt, darauf mit etwas Zementmörtel vergossen werden. Das wenige hierbei verwendete Anmachewasser des Mörtels ist die einzige Baufeuchtigkeit. Im übrigen spielt sich der Bauvorgang trocken ab. Die Bimsbetondielen bilden als massive Außenhaut des Baukörpers seinen Wetterschutz. Die Innenschale, die am besten aus sauber gespundetem Holz besteht, verhindert durch die Ausbildung der wenigen Fugen mit Nut und Feder ebenfalls ein Eindringen von Wind und Regen. Sie wird an einer fest in den Stützen liegenden, nagelbaren Einlage (z. B. imprägniertes Holz) so angebracht, daß einige Zentimeter Luftschicht beide Schalen voneinander trennen. Eine zwischen dem mineralischen Außen- und dem organischen Innenteil noch weiter angebrachte gute Isolierung verhindert ganz sicher jede Berührung beider Platten. In wärmetechnischer Hinsicht entspricht diese Doppelschale einer 38 cm starken Ziegelmauer; sie weist dabei aber nur $^1/_4$ des Gewichtes der Ziegelmauer auf. Die Kosten für die Fundamente verringern sich hierdurch erheblich, und die leichtere Bewältigung der geringeren Materialmengen (Anfuhr usw.) trägt ebenfalls zur Senkung der Gesamtkosten bei. Abb. 1 bis 3 zeigen die Konstruktion der Stützen nebst anschließender Ausfachung sowie die Fenster- und Eckausbildung; Abb. 4 gibt die Darstellung einer kleinen ländlichen Turnhalle von 8 × 16 m Grundfläche bei 5 m Höhe mit gleich hohem Geräte- und darüberliegendem Filmvorführungsraum sowie 2,5 m hohen Windfang- und Umkleideräumen.

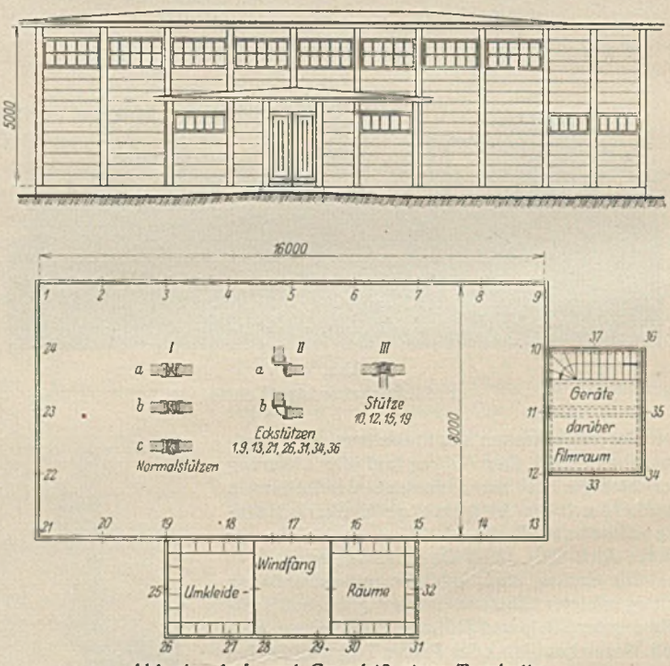


Abb. 4. Auf- und Grundriß einer Turnhalle.

Die Berechnung der Stahlkonstruktion für diese Turnhalle erfolgte durch eine bekannte Berliner Stahlbaufirma.

Für die Ausführung ergab sich dabei der niedrige Satz von 15,60 RM/m³ umbauten Raumes, brachte also gegenüber einer Ausführung in Mauerbauweise eine Ersparnis von rund 25 %. Dabei wird sich in vielen Fällen diese leichte einwandfreie Bauart den Verhältnissen in der Provinz anpassen und den Ansprüchen genügen.

Neumann, Regierungsbaurat.

Alle Rechte vorbehalten.

Rohzuckerspeicher in Stahlkonstruktion.

(Zuckerfabrik von Rath, Schoeller & Skene AG. in Klettendorf bei Breslau.)

Von Oberingenieur M. Reppmann, Breslau.

Zu den interessantesten Bauwerken, die in letzter Zeit in der Umgebung der Hauptstadt Schlesiens errichtet wurden, gehört unstreitig der für die vorgenannte Zuckerfabrik erbaute Speicher.

Diese Fabrik stellt sowohl Rohzucker als auch vorwiegend Weißzucker her. Letzterer wurde früher zum größten Teil nach dem Auslande geliefert. Durch den unglücklichen Ausgang des Krieges ging ihr leider dieses Hauptabsatzgebiet verloren, und sie war deshalb gezwungen, ihren Betrieb umzustellen. Sie benutzte dabei die Gelegenheit, der im Juli des vergangenen Jahres gegründeten Interessengemeinschaft ostdeutscher Zuckerfabriken als Gesellschafter beizutreten. Durch die konzernmäßige Verbundenheit hoffte sie, ihre Lage nach den verschiedensten Richtungen hin zu festigen.

Gleichzeitig trat die Gesellschaft in enge Beziehungen zu dem unter dem Namen „Vereinigte Zuckerfabriken" zusammengeschlossenen Rohzuckerkonzern. Durch langfristigen Vertrag sicherte sie sich eine Menge Rohzucker, welcher der Raffinerie bis weit in den Sommer Beschäftigung gibt. Um die verbündeten Zuckerfabriken schon während der Kampagnemonate von ihren Rohzuckermengen entlasten zu können, sah sie sich veranlaßt, einen Speicher zu errichten, der in seiner Form, seinen Abmessungen und seinen betriebstechnischen Einrichtungen wohl mit zu den sehenswertesten gehört.

Damit dieser Speicher der von ihr gestellten Anforderung auch entspricht, entschloß sich die Gesellschaft, in bezug auf die tragenden Baustoffe von verschiedenen Unternehmern folgende Ausführungsarten vorschlagen zu lassen:

1. Holzkonstruktion verschiedener Systeme,
2. Eisenbetonkonstruktion,
3. Stahlkonstruktion.

Die unter 1 u. 2 in Vorschlag gebrachten Konstruktionen entsprachen hinsichtlich der Form und Ausführungsmöglichkeit weniger den gestellten Forderungen. Auch die von den Unternehmern geforderten langen Bauzeiten führten zur Ablehnung dieser Entwürfe.

Aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus und mit Rücksicht auf ein planmäßiges Arbeiten mit den übrigen Handwerkern auf der beengten Baustelle entschloß sich die Gesellschaft für die Ausführungsart unter 3, d. h. für die Stahlkonstruktion. Ausschlaggebend war für die letztere Bauweise mit der Umstand, daß die in der Werkstatt fertig bearbeiteten Konstruktionsglieder beim Eintreffen auf der Baustelle schnell und ohne große Raumsperrung sofort montiert werden können.

Die Abmessungen dieses Speichers (Abb. 1) ergaben sich zwangläufig durch die Höhe der Schüttung von 500 000 Ztr. Rohzucker zu 100 m Länge, 30 m Breite, 10 m Höhe an den Längswänden und 18,5 m in der Mitte. Die Schütthöhe und der Böschungswinkel waren für die Form des Daches bestimmend.

Da die Schüttung des Zuckers nur von oben aus erfolgt, wurde die Konstruktion der Binder so gewählt, daß der Einbau des Transportbandes auf dem Untergurt des Binders möglich war. Die Dachhaut besteht aus Schalung auf hölzernen Sparren. Mit Rücksicht auf die Feuersgefahr wurde die eine Dachhälfte außer mit Ruberoid noch mit Pfannenblechen eingedeckt.

Aufgeteilt ist der Speicher in der Längsrichtung in 20 Binderfelder von je 5 m. Getragen wird das Dach von 19 Dreigelenkbogenbindern, die unter sich durch Pfetten, Längs-, Quer- und Diagonalverbände verbunden sind. Mit Rücksicht auf die Montage sind die Binder in Traufhöhe gestoßen und somit in drei Teile, die beiden Binderstiele und das eigentliche Dach, zerlegt. Die Front- und die Giebelwände sind in Stahlfachwerk gewählt. Letzteres spannt sich zwischen die Binderstiele und ist außen und innen sichtbar. Die Ausmauerung der Wände ist $^1/_2$ Stein stark, und weil diese bis auf 6 m Höhe noch Seitendruck aufzunehmen haben, sind in den Fugen des Mauerwerks Bewehrungs-Eisen eingelegt. Dementsprechend sind auch die Wandstiele und -riegel bemessen.

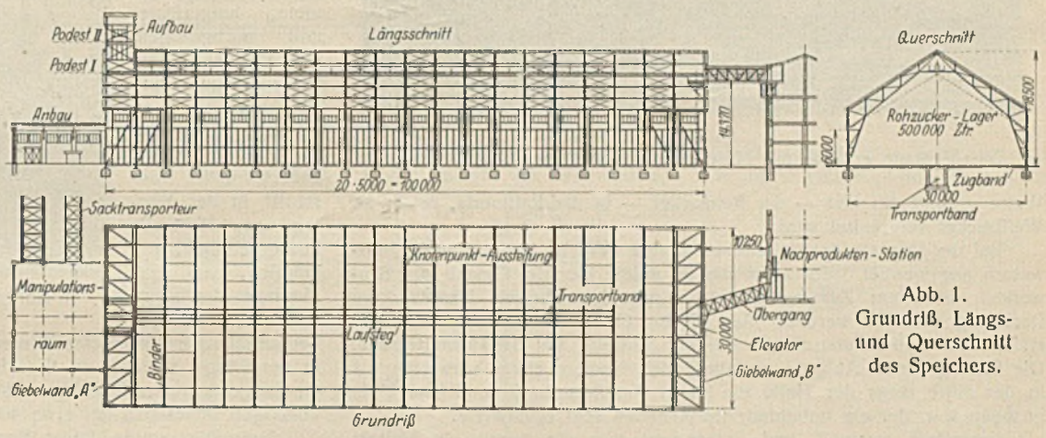


Abb. 1. Grundriß, Längs- und Querschnitt des Speichers.

Der im Binder auftretende Horizontalschub wird durch ein Zugband aufgenommen, welches in einem Kanal unter dem Fußboden untergebracht ist. — Die auf die Front- und Giebelwände wirkenden Windkräfte werden durch Windträger aufgenommen und mittels Streben den Fundamenten zugeführt.

In der Längsmitte der Halle, und zwar oben unter dem Dach, führt zu beiden Seiten des Transportbandes ein Laufsteg zur Bedienung der Transportanlage. An die Giebelwand „A" schließt sich ein Anbau an, in welchem die Zuckersäcke auf maschinellem Wege gereinigt werden. An der nördlichen Giebelwand „B" führt in Höhe des Binderuntergurts eine überdachte Verbindungsbrücke zur Raffinerie. Über diese Brücke nimmt der Rohzucker seinen Weg zur Raffinerie.

Zur Vervollständigung sei hier noch gesagt, daß der Weg, welchen der Rohzucker zu seiner Veredelung in Weißzucker zu unternehmen hat, bereits im Anbau beginnt. Von hier aus wird er mittels Transportschnecke dem Elevator, welcher innerhalb der seitlichen Giebelwand „B" aufgestellt ist, zugeführt. Alsdann wird der Rohzucker nach oben auf das Transportband gebracht und von diesem über den Speicherfußboden verteilt. Zwecks Beförderung des Rohzuckers nach der Raffinerie läuft in der Mitte längs der Halle in einem Kanal ein weiteres Transportband, mit Hilfe dessen das Gut einem zweiten Elevator zugeführt wird. Mittels dieses Elevators wird das Gut abermals nach oben gebracht und auf das auf der Verbindungsbrücke laufende Transportband geschüttet. Auf diese

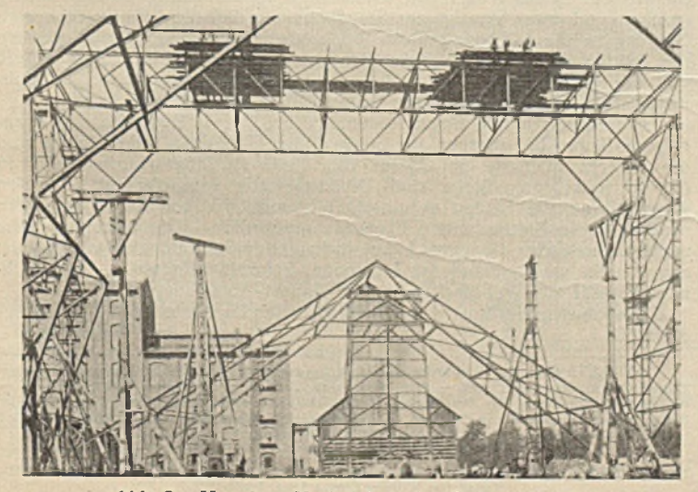


Abb. 2. Vor dem Hochziehen des Rahmenriegels.

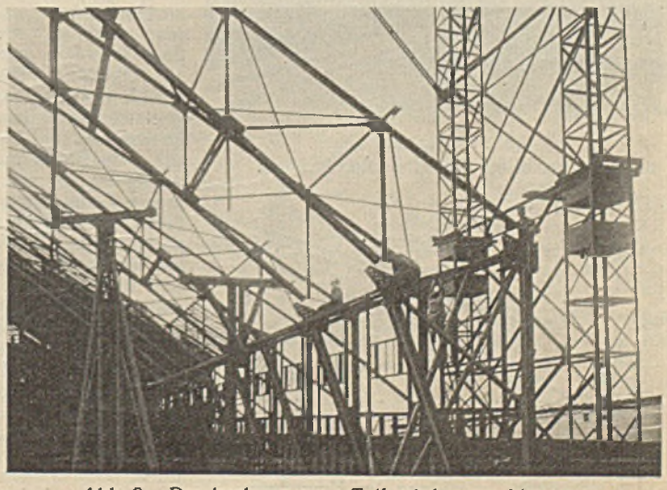


Abb. 3. Der hochgezogene Teil wird angeschlossen.

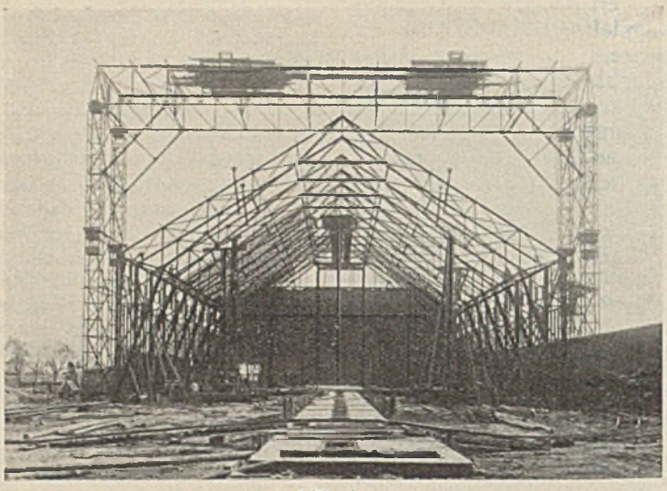


Abb. 4.
Die Montage erfolgte mit Hilfe eines verstellbaren Portalkranes.

Weise gelangt das Gut — der Rohzucker — in die Raffinerie, wo es zu Weißzucker verarbeitet wird.

Bei der Montage der Hallenkonstruktion wurden die neuesten Arbeitsweisen angewendet. Vor allen Dingen mußte hier der Gestalt des Bauwerkes und dem Zusammenarbeiten mit den übrigen Handwerkern Rechnung getragen werden. Aus diesem Grunde mußte mit dem Aufstellen der Hallenkonstruktion von der Südseite aus begonnen werden. Die Lösung dieser Aufgabe gestaltete sich insofern etwas schwierig, als in der Mitte längs der Halle ein Kanal von 3 m Breite und 3 m Tiefe gezogen war, der ein unbehindertes Arbeiten sehr erschwerte.

Besonders wertvoll und interessant war die schon als äußerst charakteristisch für den Stahlbau bezeichnete Montage der Einzelteile; sie ist hier vermöge einer sehr geschickten, großzügigen und eigenartigen Einrichtung seitens der Stahlbaufirma sehr schnell und sicher in der kurzen Zeit von acht Wochen ohne jede Störung durchgeführt worden. Das ganze Gebäude konnte bei der gewählten Bauweise und Disposition in einem Zuge und in standsicherer Form auf dem kürzesten Wege vom Bahnwagen bis zur Einbaustelle errichtet und anschließend die Wände in die Stahlkonstruktion eingebaut werden.

Bei dem ganzen Montageverfahren wurde vorwiegend die freie Einbauweise angewendet, d. h. die Stahlteile wurden zu ebener Erde zu einem Ganzen zusammengeschraubt bzw. genietet, aufgerichtet und hochgezogen. Die einzelnen Montagevorgänge sind aus Abb. 2 bis 5 zu ersehen. Der auf diese Weise erzielte, äußerst rasche Fortschritt in der Montage war, wie bereits hervorgehoben, nur möglich, weil zur Montage der ziemlich sperrigen Stahlkonstruktion ein besonderes Montagegerüst benutzt wurde, welches sowohl in der Längs- als auch in der Höhenrichtung verschiebbar war. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion im Umfange der beigefügten Abbildungen belief sich auf etwa 400 t.

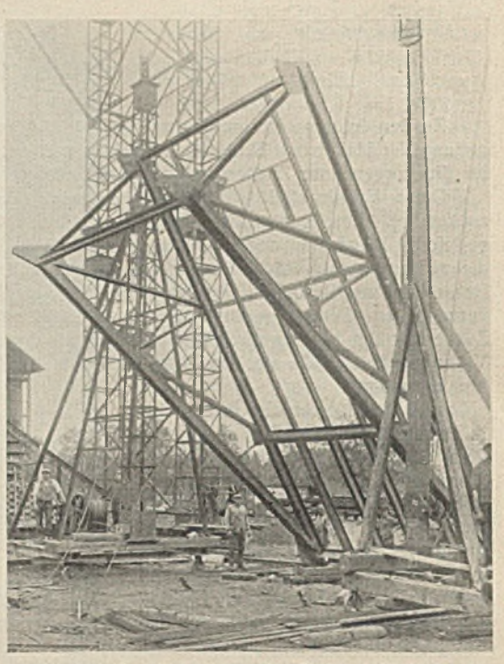


Abb. 5. Aufrichten des Rahmenstieles.

Ausgeführt wurde dieses Bauwerk von der Breslauer Träger- u. Baueisen-Ges. m. b. H., Breslau, in Gemeinschaft mit dem Baugeschäft Hubert Jantke, Trebnitz, das die Maurer- und Zimmerarbeiten übernommen hatte. — Zur Zeit ist der Speicher in der vorgeschriebenen Höhe mit Rohzucker angefüllt. Messungen an den Wänden, welche in den Abschnitten bei 2, 4 und 6 m Schütthöhe vorgenommen wurden, haben irgendwelche Ausbiegungen nicht ergeben.

Verschiedenes.

Ein geschweißtes Bahnsteigdach. Auf dem neuen Gemeinschaftsbahnhof in St. Louis sind vier Bahnsteige von 335 m bzw. 128 m Länge mit einstieligen Bahnsteigdächern überdacht, die insofern bemerkenswert sind, als die Verbindungen durch Schweißen hergestellt worden sind. Das kann zwar heute noch als bemerkenswert bezeichnet werden, möglicherweise wird aber schon in nicht allzulanger Zeit das Schweißen bei stählernen Tragwerken so allgemein angewendet werden, daß es die Regel und nicht wie heute noch die Ausnahme bildet. Die Bahnsteigdächer, zu denen noch ein Kragdach von 207 m Länge gleicher Bauart hinzukommt, waren zunächst, wie Eng. News-Rec. vom 16. Oktober 1930, S. 617, berichtet, für genietete Verbindungen entworfen. Bei der Ausschreibung schlug der Unternehmer vor, die Nieten durch Schweißnähte zu ersetzen; daraufhin wurde ein solcher Entwurf ausgearbeitet, und er ergab eine sehr erhebliche Ersparnis. Der Entwurf sah die Herstellung der Haupttragteile aus Stegblechen mit angeschweißten Gurtplatten vor; er wurde nochmals umgearbeitet, indem statt dessen I-Träger angewendet wurden, und es ergab sich eine weitere Ersparnis.

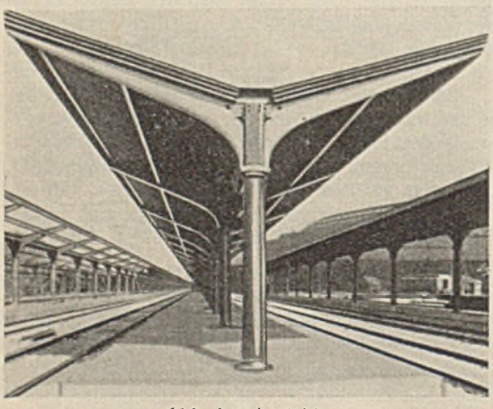


Abb. 1. Ansicht der fertiggestellten Bahnsteigüberdachung.

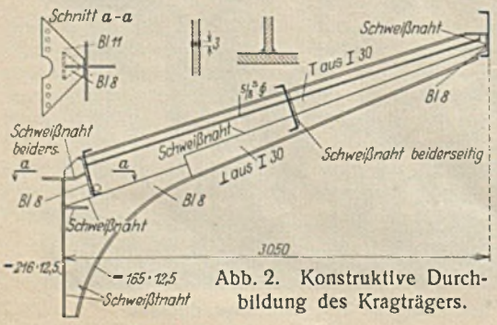


Abb. 2. Konstruktive Durchbildung des Kragträgers.

Die einstieligen, beiderseits ausgekragten Dächer stehen auf Gußeisensäulen, die zugleich die Abfallrohre aufnehmen. Von ihnen aus erstrecken sich die Kragträger des Daches auf 3,05 m nach beiden Seiten (Abb. 1). Sie haben am äußeren Ende 20 cm Höhe und nehmen nach innen an Höhe zu, so daß sie 92 cm von der Längsachse des Daches entfernt 38 cm hoch sind. Um diese sich verjüngenden Träger herzustellen, wurde ein I-Profil von 30 cm Höhe durch einen geneigten Schnitt den Steg entlang aufgespalten, dann wurde eins der beiden so entstandenen Stücke geschwenkt, so daß die beiden hohen Enden und die beiden niedrigen Enden der Teilstücke aufeinander zu liegen kamen, und beide Teile wurden durch eine Schweißnaht miteinander verbunden (Abb. 2). An den inneren Enden wurden Dreiecksbleche an die Stegbleche zum Anschluß an die Säulen angesetzt, und diese Dreiecksbleche erhielten auch einen angeschweißten unteren Flansch. An die äußeren Enden der Kragträger wurden kleine Bleche zur Aufnahme der Längsträger angesetzt.

Beim Zerlegen der I-Profile für die Kragträger wurde der Schneidbrenner auf einem Wagen mit Kraftantrieb an der schrägen Fuge entlang geführt, und zwar geneigt zur Stegebene, so daß die Schnittfläche eine Neigung zu dieser Ebene erhielt. Infolgedessen entstand beim Schwenken der beiden Teile an der Stoßstelle eine keilförmige Nut; diese wurde von der breiten Seite her mit einer Schweißnaht ausgefüllt. Schraubzwingen hielten die Teile beim Schweißen in der richtigen Lage.

Die Säulen haben einen Abstand von 9,15 m. Zwischen den Kragträgern liegen Längsträger aus 30 cm hohen I-Profilen. Bei diesen sind die unteren Flansche auf 75 cm vom Ende her abgeschnitten und an die so freigelegten Stege sind Dreiecksbleche angeschweißt, die den Anschluß an die Säulen vermitteln. Ebenso wie bei den Kragträgern sind an diese Bleche untere Flansche angesetzt. — Die einzelnen Teile wurden durch über die ganze Länge fortlaufende Schweißnähte verbunden; angewendet wurde dabei das Lichtbogen-Schweißverfahren. — Die Dachhaut besteht aus Wellblech mit einer Asbest-Abdeckung.

Das Gewicht der vorstehend beschriebenen Dachkonstruktionen beträgt etwa 600 t.

Wernekke.

INHALT: Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken. — Transportbandbrücken aus Stahl. — Bemerkungen zur Ausbildung geschweißter Rahmenknoten. — Die Freiluftschaltanlagen der Preußischen Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Berlin, in Lehrte bei Hannover und Bringhausen an der Eder. — Turnhallen als Stahlskelettbauten. — Rohzuckerspeicher in Stahlkonstruktion. — Verschiedenes: Ein geschweißtes Bahnsteigdach.

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.