

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

8. Mai 1937

Heft 19/20

VERSUCHE MIT BETONKÖRPERN, DIE EINER DAUERND WIRKENDEN DRUCK-BELASTUNG AUSGESETZT WAREN.

Von Prof. Dr.-Ing. Otto Graf und Erwin Brenner, Stuttgart.

Der Anlaß zu den Versuchen mit lang dauernder ruhender Last (Dauerstandsbelastung) entsprang aus den Feststellungen in Heft 76 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton S. 8, Abb. 12, wonach die Möglichkeit besteht, daß der Druckwiderstand des Betons bei ruhender Last innerhalb der damals angewandten Dauer der Versuche (bis rd. 6 Tage) nur wenig unter der Festigkeit liegt, die beim Bruchversuch mit stetig bis zum Bruch gesteigerter Last auftritt. Es war unwahrscheinlich, daß sich die beiden Festigkeiten immer so wenig unterscheiden. Auch war zu beachten, daß die Zahl der Versuche, namentlich der Bruchversuche klein war.

Die Versuchskörper, wie früher Prismen mit $13 \times 13 \text{ cm}^2$ Querschnitt und 40 cm Höhe, wurden gleichzeitig mit denen, über die in Heft 83 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton berichtet ist, hergestellt; nähere Angaben über die Herstellung finden sich dort.

Die an der Luft gelagerten Prismen besaßen ein Alter von rd. 29 Monaten.

Die Regelung des Drucks in der zur Prüfung verwendeten, mit Mineralöl betriebenen Presse geschah mit einer besonderen Steuerung; die größten Abweichungen der Druckkräfte vom Sollwert betragen etwa $+1,6\%$ und -0% .

Die Ergebnisse der Dauerstandsversuche sind in den Zusammenstellungen 1 und 2 eingetragen¹. Hieraus ist zunächst zu entnehmen, daß die Höhe der zum Bruch führenden Belastung mit längerer Wirkungsdauer abnimmt, und daß dieser Vorgang nach rd. 30 Tagen Lastdauer noch nicht zum Stillstand gekommen ist.

Zusammenstellung 1. Prismen der Reihe d XI. Körnung der Zuschläge ungefähr nach Linie F des Bildes 2 in Teil A der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932¹. Alter der Versuchskörper 29 Monate.

Versuchskörper	Gewöhnliche Druckversuche Prismenfestigkeit K kg/cm ²	Dauerstandsversuche (Druck)		
		Belastung kg/cm ²	Dauer der Last	
			bei der Rißbildung	beim Bruch
f	198			
c	185			
i		176		2½ Min.
k		169		5 Min.
e		156		½ Min.
g	190 ²	118	während 20 Stunden weder Risse noch Zerstörung	
b	190			
h		148	71½ Std.	121 Std. ²
a	195 ²	145	412 Std.	717 Std. ²
d	199 ²	151	96 Std.	336 Std.
	Mittel 193			

¹ Näheres über die Bezeichnung der einzelnen Reihen, über die Zusammensetzung des Betons usf. enthält Heft 83 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

² Untere Lastgrenze 6 kg/cm².

Zusammenstellung 2. Prismen der Reihe e XV. Körnung der Zuschläge ungefähr nach Linie D des Bildes 2 im Teil A der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932³. Alter der Versuchskörper 29 Monate.

Versuchskörper	Gewöhnliche Druckversuche Prismenfestigkeit K kg/cm ²	Dauerstandsversuche (Druck)		
		Belastung kg/cm ²	Dauer der Last	
			bei der Rißbildung	beim Bruch
h	360			
e		307	27¼ Std.	734 Std.
i		324	35 Min.	66¼ Std.
b	375			
k	410			
	Mittel 382			

Unter Berücksichtigung des Umstandes, daß nur wenige Versuche ausgeführt wurden, beträgt die Belastung P_d , die noch gerade ertragen wird, ohne daß der Bruch eintritt

bei einer Dauer der Last von 72 720 Stunden für Beton mit einer Prismenfestigkeit von 193 kg/cm²

$$P_d = 149 \quad 145 \text{ kg/cm}^2$$

d. i. das 0,77 0,75 fache der Prismenfestigkeit

und für Beton mit einer Prismenfestigkeit von 382 kg/cm²

$$P_d = 321 \quad 307 \text{ kg/cm}^2$$

d. i. das 0,84 0,80 fache der Prismenfestigkeit.

Das Verhältnis Dauerfestigkeit: Prismenfestigkeit ist somit bei dem höherwertigen Beton größer ausgefallen⁴. Diese Feststellung war nach den Ergebnissen der früheren Versuche nicht ohne weiteres zu erwarten; es wurden deshalb weitere Betonprismen in gleicher Weise, wie dies in Heft 83 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton beschrieben ist, mit schwingender Druckbelastung bei rd. 260 Lastspielen je Minute geprüft. Diese Versuche ergaben

für die Reihe	die Prismenfestigkeit kg/cm ²	die Belastung, die rd. einmillionmal getragen wurde	
		bei Ursprungsbelastung kg/cm ²	bei einer unteren Lastgrenze vom 0,75 fachen der oberen ($P_u = 0,75 P_0$) kg/cm ²
d X	170	104 (0,61)	138 (0,81)
e XV	382	—	313 (0,82)

Die auf die Prismenfestigkeit bezogenen Verhältniszahlen sind in Klammern beigefügt.

³ Näheres in Heft 83 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

⁴ Da bei Dauerstandsbelastung in der angegebenen Zeit der Bruch nicht eintrat, wurde der Körper stetig bis zum Bruch belastet.

Nach den Versuchen, deren Ergebnisse in Heft 83 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Zusammenstellung 3) mitgeteilt wurden, waren die entsprechenden Werte des Verhältnisses Dauerdruckfestigkeit: Prismenfestigkeit

für die Prismenfestigkeit 155 kg/cm² 0,62 bzw. 0,94 und
für die Prismenfestigkeit 277 kg/cm² 0,88.

Das Verhältnis der Ursprungsdruckfestigkeit zur Prismenfestigkeit ist hiernach mit 29 Monaten alten Prismen ebenso groß ausgefallen wie mit 8 bis 11 Monate alten. Jedoch ist das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Prismenfestigkeit für $P_{11} = 0,75 P_0$ beim geringwertigen Beton nach 29 Monaten kleiner geworden als nach 8 bis 11 Monaten; es ist von rd. 0,9 auf rd. 0,8 zurückgegangen. Bei dem höherwertigen Beton erscheint der verhältnismäßige Rückgang nicht so bedeutend, wenn der Einfluß der Prismenfestigkeit gemäß Abb. 11 in Heft 63 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton beachtet wird.

Zusammenfassung.

Betonprismen mit einer Druckfestigkeit von 193 kg/cm² trü-

gen eine Druckbelastung vom 0,77 bzw. 0,75fachen der Prismenfestigkeit, wenn die Last während 72 bzw. 720 Stunden dauernd gleichmäßig wirkte. Für die Prismenfestigkeit von 382 kg/cm² waren die entsprechenden Werte das 0,84 bzw. 0,80fache der Prismenfestigkeit.

Für Belastungen, die zwischen $P_{11} = 0,75 P_0$ und P_0 schwingen, waren die Verhältniszahlen Dauerfestigkeit: Prismenfestigkeit für Beton mit 170 und mit 382 kg/cm² Prismenfestigkeit im Alter von rd. 29 Monaten ungefähr gleich groß, jedoch etwas kleiner als früher im Alter von rd. 9 Monaten.

Im ganzen sei für die Anwendung der bisher vorliegenden Erkenntnisse empfohlen, folgende Grenzwerte zu beachten:

Die Ursprungsdruckfestigkeit beträgt bei 10 bis 500 Lastspielen in der Minute, reichend bis rd. 2 Millionen Lastspiele, mindestens das rd. 0,5fache der Prismenfestigkeit.

Die Druckfestigkeit bei lang dauernder ruhender Last (Dauer bis rd. 30 Tage) oder bei geringem Anteil der oftmals wiederkehrenden Last beträgt mindestens das 0,75fache der Prismenfestigkeit.

VERWENDUNG VON ALUMINIUM UND SEINEN LEGIERUNGEN IM BAUWESEN.

Von Dipl.-Ing. Otto Suhr, Lautawerk.

Übersicht: An Hand ausgeführter Beispiele aus dem Brückenbau, Kranbau, Hochbau und Wasserbau wird die bisherige Verwendung von Aluminiumlegierungen im Bauwesen geschildert. Diese zum größten Teil in Amerika ausgeführten Beispiele geben Anlaß zu der Überlegung, ob auch in Deutschland die Verwendung dieses Baustoffes, der zu 93% deutsches Erzeugnis ist und erforderlichenfalls auch vollständig aus heimischen Rohstoffen gewonnen werden kann, in größerem Maßstab für Baukonstruktionen möglich ist.

Es wird daher die Geeignetheit der Aluminium-Legierungen im Vergleich zu den Baustählen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht erörtert. Die Besprechung in technischer Hinsicht zeigt, daß bereits heute die Möglichkeit der Verwendung von Aluminium-Legierungen auch für größere Bauwerke in technischer Hinsicht besteht. Die Erörterung der Kostenfrage ergibt jedoch, daß wegen der verhältnismäßig hohen Preise der Aluminium-Legierungen heute eine Verwendung nur in Sonderfällen wirtschaftlich ist, z. B. bei beweglichen Brücken und bei sehr weitgespannten Brücken. Da eine weitere Entwicklung und Verrbilligung dieses Werkstoffes wahrscheinlich ist, kann man jedoch annehmen, daß in absehbarer Zeit die Wirtschaftlichkeit für Brücken schon bei kleineren Spannweiten gegeben ist und auch im übrigen Bauwesen eine Verwendung von Leichtmetall in größeren Mengen stattfinden wird.

Während Aluminium und seine Legierungen schon seit längerer Zeit im Luftschiff-, Flugzeug- und Fahrzeugbau, sowie chemischen Apparatebau in weitgehendem Maße und mit gutem Erfolg verwendet werden, haben sich diese Werkstoffe im Bauwesen außer für Dacheindeckungen und dekorative Teile, die schon frühzeitig auch aus Al-Legierungen ausgeführt worden sind, erst in den letzten Jahren eingeführt. Das liegt in der Hauptsache daran, daß die Eigenschaften der Al-Legierungen, die zu einer Verwendung Anlaß geben, nämlich das leichte Gewicht, die gute Korrosionsbeständigkeit, die hohe Leitfähigkeit für Elektrizität und Wärme und die leichte Bearbeitbarkeit für die normalen Konstruktionen im Bauwesen gar keine oder keine so große Rolle spielen, daß wegen der verhältnismäßig hohen Preise der Al-Legierungen eine Verwendung gerechtfertigt ist. Aus diesem Grunde sind Al-Legierungen bisher auch nur für Sonderfälle verwendet worden, was auch die nachstehenden Beispiele ausgeführter Bauwerke zeigen, die aus folgenden Gebieten entnommen sind: Aus dem Brückenbau, dem Kranbau, dem Hochbau und dem Wasserbau.

Anreiz zu einer Verwendung im Brückenbau gibt vor allem das leichte Gewicht der Al-Legierungen. Die Verwendung bei feststehenden Brücken wird wegen der verhältnismäßig hohen Preise der Al-Legierungen gegenüber den Baustählen erst in den seltenen Fällen sehr großer Spannweiten wirtschaftlich, bei denen das Gewicht der Tragkonstruktion sich bei Leichtmetall-Ausführung auf einen Bruchteil gegenüber Stahlausführung verringert. Häufiger ist die Wirtschaftlichkeit gegeben bei bestehenden Brücken, die für die heutigen Verkehrslasten nicht mehr ausreichen und ent-

weder verstärkt oder durch einen Neubau ersetzt werden müssen. In diesen Fällen ist es oft möglich, durch Einbau einer neuen Fahrbahn unter weitgehender Verwendung von Al-Legierungen die Belastung der Brücke aus ständiger Last so zu verringern, daß unter Zugrundelegung der den heutigen Erfordernissen entsprechenden höheren Verkehrslast die Gesamtbelastung aus Verkehr und Fahrbahneigengewicht nicht größer als früher wird und damit eine Verstärkung der Hauptträger und gegebenenfalls auch der Fundamente vermieden werden kann. Das bekannteste Beispiel einer solchen Ausführung ist die Erneuerung der Fahrbahn der Smithfield-Brücke in Pittsburg, über die schon an anderer Stelle dieser Zeitschrift ausführlich berichtet worden ist¹. Hier seien nur kurz die hauptsächlich interessierenden Einzelheiten wiederholt:

Die Fahrbahn hat rd. 220 m Länge (entsprechend einer Brücke mit 2 Öffnungen von je 110 m) und eine Gesamtbreite einschl. Fußsteige von 22,3 m. Sie ist durch den mittleren der drei Hauptträger in 2 Hälften unterteilt, von denen die eine zur Überführung einer zweigleisigen Straßenbahn, die andere dem übrigen Straßenverkehr dient. Die Hauptquerträger haben einen Abstand von 8,38 m. Sie sind unmittelbar neben dem mittleren Hauptträger gestoßen und kragen zu beiden Seiten der äußeren Hauptträger um die Breite des Fußsteiges aus. Die Straßenbahnseite hat 4 Hauptlängsträger, je einen unter jeder Schiene, und 2 seitliche Längsträger, die als Gurt des Windverbandes dienen. Die andere Fahrbahnseite besteht aus 2 außenliegenden Hauptlängsträgern und je 2 Zwischenquerträgern in jedem Feld. Auf dieser Konstruktion liegen mit rd. 2,8 m Stützweite und 203 mm Abstand in Längsrichtung 178 mm hohe [-Profile, die die aus Blechen von rd. 11 mm Dicke bestehende Fahrbahnplatte tragen, auf der eine rd. 38 mm starke Asphaltdecke als Fahrbahnbelag aufgebracht ist. Die Fußsteige haben ebenfalls eine Fahrbahnplatte aus rd. 13 mm starkem Asphalt auf rd. 6 mm dickem Blech, das durch L-Profile verstärkt ist und auf querliegenden [-Profilen und den Kragenden der Hauptquerträger ruht. Als Baustoff für sämtliche Fahrbahnteile ist die amerikanische Al-Legierung 27 ST verwendet, deren Festigkeitswerte in der Zahlentafel 1 aufgeführt sind. Für das Gelände sind Al-Legierungen mit geringerer Festigkeit aber höherer Korrosionsbeständigkeit gewählt. Für die Nietung sind warm geschlagene Stahlniete verwendet worden. Das Gesamtgewicht des für die Fahrbahn verwendeten Leichtmetallmaterials beträgt rd. 330 t. Gegenüber der alten Fahrbahn wurde ein Gewicht von rd. 680 t insgesamt, d. i. 3,1 t auf 1 m Brückenlänge gespart. Die Kosten für die gesamte Fahrbahnerneuerung haben 276.436 Dollar,

¹ Bauing. 15 (1934) S. 476/478.

d. h. rd. $\frac{1}{4}$ der Kosten für eine neue Brücke betragen. Die Fahrbahn hat sich bis auf ein paar Dauerbrüche, die infolge fehlerhaft ausgebildeter Anordnung der Schwellenauflagerung und Querträgeraufhängung eingetreten sind, bisher gut bewährt².

Ein weiteres Beispiel, nämlich die Erneuerung der alten Fahrbahn durch eine Konstruktion aus einer Al-Legierung bei der Stratford Avenue-Brücke, einer Klappbrücke, die den Poquonock-Fluß bei Bridgeport kreuzt, unterscheidet sich von dem vorhergehenden Beispiel insofern, als hierbei die Hauptträger für die heutigen Verkehrsverhältnisse wohl noch ausreichen, die alte Fahrbahnkonstruktion jedoch zu schwach und erneuerungsbedürftig war. Die Aufgabe hierbei war also, eine neue Fahrbahn zu schaffen, die stärker als die alte Fahrbahn sein mußte, aber nicht schwerer sein durfte. Außerdem sollte die neue Fahrbahn dauerhafter sein und weniger Unterhaltungskosten erfordern als der alte Holzbohlenbelag. Man entschied sich daher für eine weitgehende Verwendung von Al-Legierungen. Dementsprechend besteht die neue Fahrbahn aus einem Belag aus Leichtmetall-[-Profilen, die zu großen Tafeln von 1,83 m Breite zusammengesetzt sind (Abb. 1).

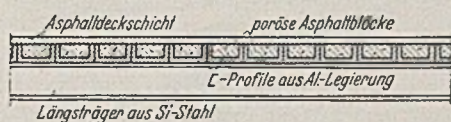


Abb. 1. Fahrbahn der Stratford-Avenue-Brücke.

Die Tröge der [-Profile sind mit vorgeformten porösen Asphaltblöcken gefüllt, die in geschmolzenem Asphalt eingebettet und mit demselben Material vergossen sind. Darüber liegt eine 32 mm starke Asphaltplatte, auf deren Oberfläche Steinschlag eingewalzt ist. Die gesamte Fahrbahndecke wird von Längsträgern aus Siliziumstahl getragen. Das Gewicht der neuen Fahrbahn einschließlich Längsträger beträgt 226 kg/m^2 und ist damit noch geringer als das der alten Fahrbahn mit 278 kg/m^2 .

In ähnlicher Weise sind die Fußsteige der Hängebrücke über den Ohio, die die Städte Cincinnati und Covington miteinander verbindet, erneuert worden. An Stelle der Tafeln aus [-Profilen, wie beim obigen Beispiel, hat man hier Wellblechtafeln aus der amerikanischen Al-Legierung 3 S (Al-Mn) verwendet, bei denen ebenfalls Asphalt zur Ausfüllung der Wellentäler und zur Überdeckung benutzt worden ist. Das Wellblech hat eine Höhe von rd. 19 mm und eine Wellenlänge von rd. 67 mm und ist durch [-förmige Blechstreifen verstärkt, die im selben Abstand wie die [-förmigen Längsträger aus Stahl liegen und zur Festlegung der Blechtafeln durch Umbörtneln der Kanten um die Flansche der [-Profile dienen. Die Kanten der Blechtafeln werden durch T-Profile gesäumt, die ebenso wie die [-förmigen Blechstreifen, durch Punktschweißung mit dem Wellblech verbunden sind. Außer der Fußsteigabdeckung ist bei dieser Brücke auch das alte eiserne Geländer durch ein neues Geländer aus der amerikanischen Legierung 53 ST (Al-Mg-Si) ersetzt worden. Der gesamte Umbau hat nicht nur die Fußsteige und Geländer wieder in einen ordnungsgemäßen Zustand versetzt, sondern überdies eine Gewichtseinsparung am ständigen Gewicht der Brücke von 335 kg/m eingebracht. Außerdem erfordert die neue Konstruktion weniger Unterhaltungskosten und bietet eine größere Feuersicherheit als der früher vorhandene Holzbelag.

Ähnliche Überlegungen wie bei den obigen Beispielen liegen einem Projekt zur Erneuerung der Brooklyn-Brücke in New York zugrunde, das hier kurz erwähnt sei³. Das Projekt sieht den Ersatz der alten Fahrbahn einschl. Versteifungsträger durch eine Neukonstruktion aus Leichtmetall vor. Dabei sollen die 4 vorhandenen Kabel, Verankerungen und Pfeiler beibehalten werden. Nur die jetzt vorhandenen Schrägseile sollen fortfallen. Die neue Fahrbahnkonstruktion soll zweistöckig ausgeführt werden und 12 Spuren von je 3,05 m Breite erhalten, während die alte Anordnung nur eine 2-spurige Fahrbahn und 2 weitere mit der Straßenbahn gemeinsam benutzte Spuren besitzt. Die Fahrbahndecken sollen in gleicher Weise wie bei der Smithfield Brücke ausgeführt werden.

Die neue Fahrbahnkonstruktion ist für die modernen Verkehrslasten berechnet. Trotz dieser Verstärkungen der Konstruktion wird die ständige Last infolge Verwendung von Al-Legierungen als Konstruktionsmaterial nicht größer als bei der vorhandenen Fahrbahnausführung. Das Projekt gibt also die Möglichkeit, wiederum ein altes Bauwerk, das den neuzeitlichen Verkehrsanforderungen nicht mehr gewachsen ist, empfindliche Verkehrseinschränkungen nötig macht und überdies hohe Unterhaltungskosten erfordert, vollkommen leistungsfähig zu machen.

Ein weiteres Verwendungsgebiet für Al-Legierungen sind Verbindungsbrücken zwischen Hochhäusern. Hierbei ist oft der Umstand ausschlaggebend, daß die bestehenden Gebäude keine große zusätzliche Belastung aus einer später angebauten Brücke aufnehmen können, so daß die Gewichtsbeschränkung zur Verwendung von Leichtmetall zwingt. Einen weiteren Anreiz zur Verwendung von Al-Legierungen gibt in diesem Fall aber auch die gute Korrosionsbeständigkeit. Man hat festgestellt, daß fast sämtliche Verbindungsbrücken zwischen Hochhäusern, die in den letzten 6—7 Jahren in New York errichtet worden sind, in mehr oder weniger großem Maßstabe Konstruktionen aus Al-Legierungen enthalten.

Schließlich sind auf dem Gebiet des Brückenbaues noch die transportablen Brücken, vor allen Dingen für militärische Zwecke, aufzuführen, bei denen das geringe Gewicht der Al-Legierungen den Transport und die Montage sehr erleichtern. Ein Beispiel einer solchen Militärbrücke in USA zeigt Abb. 2. Als Konstruktionsmate-

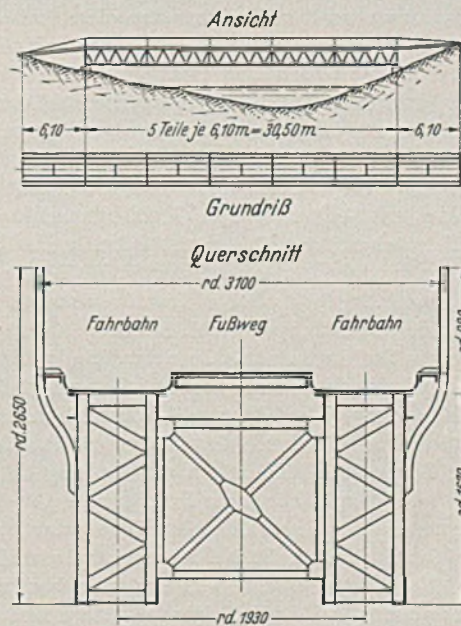


Abb. 2. Militärbrücke in USA. aus Leichtmetall.

rial ist die amerikanische Al-Legierung 27 ST verwendet. Die Brücke besteht aus 1830 mm hohen, 610 mm breiten Fachwerkträgern, die in Abschnitte von 6,10 m Länge unterteilt sind. Der Obergurt besteht aus einem durchgehenden trogförmigen Blech, das die Fahrbahn und die Bordschwellen bildet. Die Hauptträger sind von Mitte bis Mitte 1931 mm entfernt. Der Zwischenraum zwischen den inneren Bordschwellen ist durch ein trittfestes Blech mit einer Tragfähigkeit von 488 kg/m^2 abgedeckt. Die Abdeckung dient als Fahrbahn und zugleich als Aussteifung gegen seitliche Kräfte. Fünf zusammengeschraubte Teile von je 6,10 m Länge und 2 mit der Hauptkonstruktion gelenkig verbundene Anfahrampen bilden eine Brücke von 30,5 m Spannweite bzw. rd. 42 m Länge. Die Gesamtbreite zwischen den aus Pfosten und Stahldrahtseil gebildeten Geländern beträgt rd. 3100 mm. Die Brücke wiegt nicht mehr als 14 t und kann auf fünf 3 t-Wagen befördert werden. Sie ist für eine Belastung durch eine 10 t-Zugmaschine mit Feldgeschütz mit einem Stoßzuschlag von 25% berechnet, kann jedoch außer den Feldgeschützen mit Motor- oder Pferdebespannung auch marschierende Infanterie, Personen-, Kranken-, Last- und leichte

² Bauing. 17 (1936) S. 31 u. 295.

³ Ausführliche Darstellung siehe Bauing. 16 (1935) S. 357/358.

Kampfwagen aufnehmen. Nur für ganz schwere Geschütze und Kampfwagen ist sie nicht ausreichend.

In noch größerem Maße als bei Brücken spielt die Gewichtsverminderung eine Rolle bei brückenähnlichen Konstruktionen, die bewegt werden, wie Laufkrane, Abraumförderbrücken und dgl. Dabei erreicht man nicht nur beispielsweise die Möglichkeit, bei einer vorhandenen Anlage die Nutzlast durch Verminderung des Eigengewichts zu vergrößern, sondern kann auch bei gleichbleibender Nutzlast Betriebsersparnisse infolge des verminderten Kraftbedarfs oder bei gleichem Kraftverbrauch größere Fahrgeschwindigkeiten erreichen. Vergleiche, die in den Messina-Werkstätten der Aluminium Company of America mit drei Laufkränen von 22 m Spannweite und von 9,1 t Tragfähigkeit ausgeführt worden sind, von denen der eine aus Stahl mit einem Gewicht von 36,3 t, der zweite in Gemischtbauweise aus Stahl und Leichtmetall mit einem Gewicht von 27,2 t und der dritte ganz aus Leichtmetall mit einem Gewicht von 19,5 t gebaut worden ist, haben gezeigt, daß unter durchschnittlichen Betriebsbedingungen der zweite Kran 25–30%, der dritte Kran 50–60% weniger Kraftverbrauch hatte als der erste bzw. daß der zweite Kran um 15–20% und der dritte um 30% schneller als der erste war. Hinzu kommt noch, daß man in Neubauten bei einer Gewichtsverminderung des Laufkrans durch weitgehende Verwendung von Leichtmetall auch die Kranbahnträger und die gesamte Unterkonstruktion leichter ausführen kann, so daß schon dadurch ein Teil der Mehrkosten der Leichtmetall-Konstruktion ausgeglichen wird. Diese Vorteile, Betriebsersparnisse und Ersparnisse an der Unterkonstruktion, haben in vielen Fällen den Anlaß gegeben, Laufkrane aus Leichtmetall zu bauen. Einen größeren Anreiz bilden aber Sonderfälle, bei denen in vorhandenen Bauwerken die Nutzlast von Kranen erhöht werden soll oder Krananlagen neu eingebaut werden sollen, wie z. B. bei der Müllverbrennungsanstalt der Stadt New York. In diesem Falle ist es durch Verwendung von Leichtmetall bei den Laufkränen möglich gewesen, in einem Gebäude, für das Kranlasten nicht vorgesehen waren, ohne Verstärkung der Hallenkonstruktion eine Krananlage für 4 Laufkrane mit Greifer einzubauen. Die Krane haben ein Tragvermögen von rd. 1,8 t und eine Spannweite von 10,7 m. Das Gesamtgewicht des Laufkrans incl. Laufkatze beträgt 6260 kg. Bei Ausführung in Stahl würde das Gewicht 9880 kg betragen. Die Gewichtsersparnis zugunsten des Leichtmetalls beträgt also rd. 37%. Die Krane sind etwa 3 Jahre dauernd im Betrieb und zwar unter Betriebsverhältnissen, die durch das Abwerfen des Greifers und das plötzliche Lösen und Hochheben der Ladung besonders ungünstig sind, und haben bisher keine Beanstandungen gezeigt.

Ein anderer Sonderfall, bei dem eine Verwendung von Leichtmetall große Vorteile bietet, ist bei Abraumförderbrücken großer Spannweiten, die beim Abbau von Braunkohle benötigt werden, gegeben. Diese laufen z. T. auf aufgeschüttetem Boden oder auf anderem wenig tragfähigen Untergrund, so daß bei zu großen Auflagerdrücken die Gefahr besteht, daß der Untergrund nachgibt und dadurch Betriebsstörungen eintreten. Hierbei hat die Verwendung von Leichtmetall den Vorteil, daß erstens der Gesamtauflegerdruck verringert und zweitens das Laufwerk, das zwecks Verteilung der hohen Auflagerdrücke große Ausmaße annimmt, erheblich verkleinert wird. Ein Projekt für eine Abraumförderbrücke von 180 m Spannweite und 60 m bzw. 20 m Ausladung, das vor einigen Jahren für eine deutsche Braunkohlengrube durchgerechnet worden ist, hat damals ergeben, daß bei Ausführung der Brücke in Leichtmetall und der Unterkonstruktion in Stahl der Auflagerdruck auf der Seite des langen Auslegers gegenüber der Ganzstahlkonstruktion auf rund die Hälfte verringert wurde. Das hatte zur Folge, daß die Anzahl Laufräder, die bei der Ganzstahlkonstruktion 64 betrug, auf die Hälfte, nämlich 32 herunterging. Dadurch konnte an dem Laufwerk und der Antriebsvorrichtung so viel eingespart werden, daß die Gesamtkosten bei der Stahl-Leichtmetall-Bauart nicht wesentlich größer wurden als bei der Ganzstahlbauart. Als Vorteil blieb überdies die Verminderung des Gesamtauflegerdruckes und eine Senkung der Betriebskosten. Da man damals noch keine genügenden Erfahrungen mit Leichtmetall für solche Konstruktionen hatte, ist das Projekt nicht zur Ausfüh-

rung gekommen. Wegen der großen Vorteile, die eine Verwendung von Al-Legierungen gerade für Abraumförderbrücken bietet, sollte man jedoch bei Neubauten jetzt, wo mit dem neuen Baustoff schon genügend Erfahrungen vorliegen, eine solche Bauart eingehend in Erwägung ziehen.

Ähnlich wie bei obigem Beispiel liegen die Verhältnisse bei Kranen und Baggern mit weitausragenden Auslegern. Hierbei wirkt sich eine Gewichtsverminderung des Auslegers durch Verwendung von Leichtmetall in erhöhtem Maße aus, da auch das Gegengewicht im selben Verhältnis verringert wird, so daß bei Neubauten in erheblichem Maße an der Unterkonstruktion gespart werden kann.

Bei vorhandenen Kran- oder Baggertypen kann man durch Verwendung von Leichtmetall-Auslegern entweder die Nutzlast vergrößern oder einen längeren Ausleger anordnen und damit eine größere Reichweite erzielen. Hiervon ist vielfach in Amerika bei Schürfkübelbaggern Gebrauch gemacht worden⁴. Abb. 3 gibt

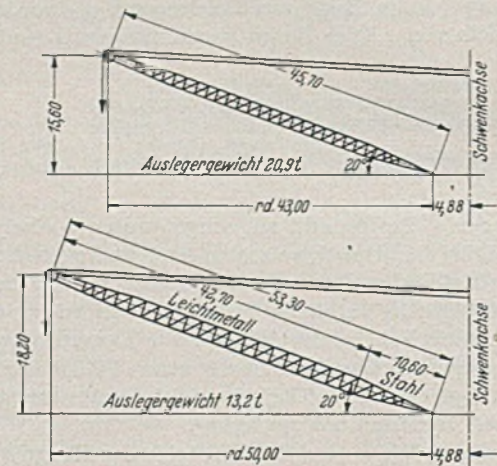


Abb. 3. Vergleich zwischen einem Stahlausleger und einem Leichtmetallausleger für Bagger.

einen Vergleich zwischen einem Bagger mit Stahlausleger von 45,7 m Länge und einem Bagger gleichen Typs mit einem Ausleger von 53,3 m Länge, der in seinem oberen 42,7 m langen Teil aus Leichtmetall besteht. Das Gewicht des Stahl-Leichtmetall-Auslegers beträgt 13,2 t, das des Ganzstahlauslegers 20,9 t. Trotz der Vergrößerung der Reichweite ist das Auslegergewicht um 7,7 t und das zur Aufrechterhaltung der Stabilität notwendige Gegengewicht entsprechend um 11,3 t geringer geworden. Die gesamte Gewichtsersparnis beträgt also rd. 19 t. Der Vorteil der größeren Reichweite besteht darin, daß der Bagger weniger oft umgesetzt zu werden braucht und damit die Schnelligkeit des Arbeitens vergrößert und die Kosten für Förderung eines m³ verringert werden. Genaue Unterlagen über die Verringerung der Kosten liegen nicht vor, aber es hat den Anschein, als ob die Mehrkosten infolge der Verwendung von Leichtmetall für den Ausleger durch die Betriebskostensparnisse in kurzer Zeit ausgeglichen werden, da mehrere Unternehmer bei den Erdarbeiten für die Mississippi-Dämme die Stahlausleger durch längere Leichtmetall-Ausleger ersetzt haben, so daß bei Beendigung der Erdarbeiten am Mississippi 30 solche eingebauten Bagger in dauerndem Betrieb waren.

Von einer Vergrößerung der Nutzlast d. h. in diesem Falle einer Vergrößerung des Kübelinhalts, ist bei einem Bagger Gebrauch gemacht worden, der bei Philadelphia zum Abbau von Kohle in offener Baugrube benutzt wird. Dies Beispiel zeigt, daß auch bei wesentlich kürzeren Auslegern, nämlich von 22,9 m Länge ein leichteres Gewicht des Auslegers Vorteil bringt. Der Leichtmetallausleger wiegt bei diesem Beispiel 1660 kg weniger als der Stahlausleger, dementsprechend ist der Kübelinhalt zu 1,15 m³ gewählt an Stelle von 0,96 m³ beim Stahlausleger. Das Kippmoment des Leichtmetallauslegers zusammen mit dem gefüllten größeren Kübel bleibt noch etwas unter dem des Stahlauslegers mit dem kleineren Kübel. Nach Angaben des Herstellers soll die erhöhte

⁴ Bauing. 14 (1933) S. 399.

Leistungsfähigkeit infolge des größeren Kübels ausreichen, um die Mehrkosten des Leichtmetallauslegers in annähernd einer einmonatlichen Betriebsdauer auszugleichen.

Erwähnt sei hier noch, daß man auch vielfach zu den Baggerkübeln selbst sowohl bei Schürfkübelbaggern als auch Löffelbaggern Leichtmetall an Stelle von Stahl verwendet hat. Damit erreicht man im allgemeinen dieselben Vorteile wie bei Verwendung von Leichtmetall für die Ausleger, nämlich bei gleichem Kübelinhalt eine Gewichtsverminderung des Kübels selbst als auch des Gegengewichts und eine Vergrößerung der Arbeitsgeschwindigkeit und bei Zugrundelegung desselben Baggertyps eine Vergrößerung des Kübelinhalts unter sonst gleichen Arbeitsbedingungen.

Eine andere Sonderkonstruktion hat in diesem Zusammenhang noch Interesse, nämlich ein Leichtmetallträger zur Erleichterung der Verladung von Stahlschienen in einem großen Stahlwerk, wie sie Abb. 4 zeigt. Der Träger hat den Zweck, das Durchhängen der Stahlschienen bei der Verladung zu vermeiden. Er ist 18 m lang und hat ein Tragvermögen von rd. 4 t. Sein Gewicht beträgt 820 kg. Der Leichtmetallträger hat gegenüber dem ursprünglich verwendeten Stahlträger den Vorteil, daß an Stelle von 2 Schienen gleichzeitig 4 Schienen an dem Kran, der eine Ladefähigkeit von rd. 5 t hat, verladen werden können.

Im Hochbau hat das Leichtmetall außer für dekorative Zwecke und Dacheindeckungen bisher noch wenig Eingang gefunden, da eine Gewichtsverminderung hier normalerweise keine so große Rolle spielt wie im Brücken- und Kranbau. Hier ist es hauptsächlich die gute Korrosionsbeständigkeit einiger Legierungen, die den Anlaß zu einer Verwendung gegeben haben. Vor allen Dingen ist dabei die Verwendung bei Gewächshäusern zu nennen, bei der die

aus 17 S (Al-Cu-Mg-Legierung), einer Legierung von sehr hoher Festigkeit, hergestellt. Bei diesem Bauwerk sind im ganzen etwa 820 kg Leichtmetall verwendet worden. Eine weitere Verwendung von Al-Legierungen, die aber bereits mehr in das dekorative Gebiet fällt, sind große Verkleidungstafeln, die in Amerika vielfach an

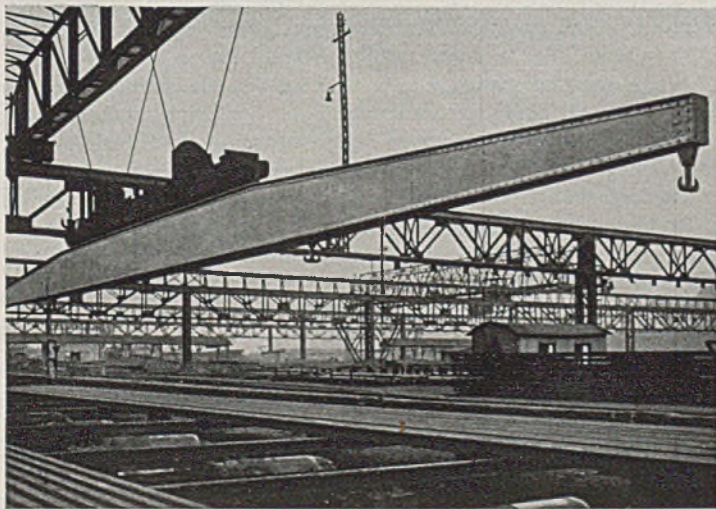
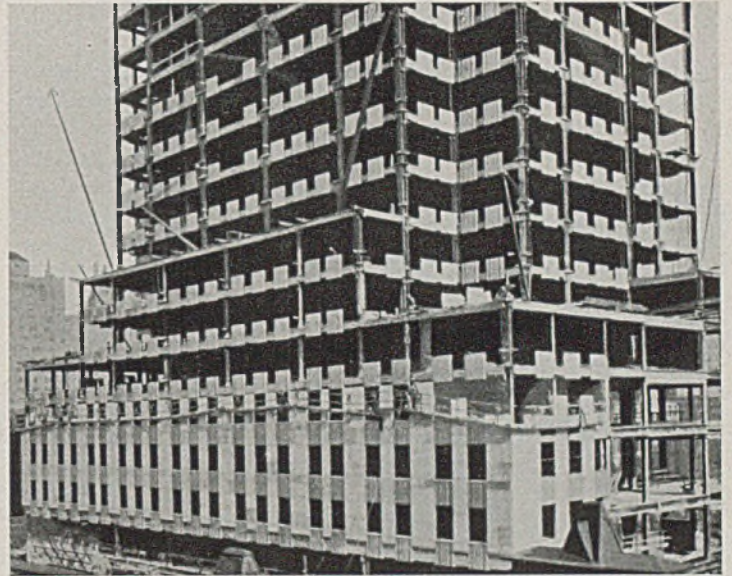


Abb. 4. Leichtmetallträger als Hilfsmittel zur Verladung von Stahlschienen.

meistens sehr feingliedrige Stahlkonstruktion in der feucht warmen Atmosphäre zu starker Rostbildung neigt und große Unterhaltungskosten erfordert, während sich die bisher verwandten Al-Legierungen sehr korrosionsfest erwiesen haben. Ein Beispiel einer solchen Ausführung ist das Gewächshaus des Botanischen Gartens in Washington USA, bei dem die ganze achteckige Hauptkuppel von 20,4 m Durchmesser und 8,25 m Pfeilhöhe, sowie die Seitenanbauten ein Gerippe aus einer Al-Legierung erhalten haben. Der Unterbau besteht aus Stahlkonstruktion, jedoch ist auch hier für alle die Verglasung tragenden Bauteile Leichtmetall verwendet worden. Im ganzen sind für diese Konstruktion 30 t Leichtmetall verbraucht worden, während der Stahlanteil 250 t beträgt. Ein weiteres Beispiel ist der Gewächshausbau einer Farm in Kalifornien, bei dem ebenfalls das ganze Gerippe aus Al-Legierungen hergestellt ist. Das auf der Betonschwelle aufliegende Profil sowie die gebogenen Sparren sind aus der amerikanischen Legierung 4 S (Al-Mg-Mn-Legierung), die eine sehr gute Korrosionsbeständigkeit hat. Die übrigen tragenden Teile, wie Pfetten und Binder, sind

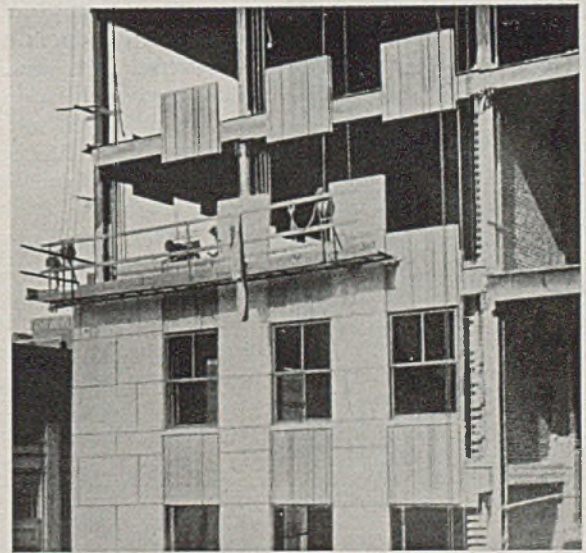


Abb. 5 u. 6. Verkleidungstafeln aus Leichtmetall-Guß am Gebäude der „Radio-City“ in New York.

Stelle von Verkleidungen aus Stein bei Hochhäusern zwischen den Pfeilern angebracht werden. Diese Tafeln bestehen meist aus Leichtmetall-Guß und haben Größenabmessungen von $1,5 \times 1,5$ m bis $1,5 \times 2,6$ m bei einer durchschnittlichen Stärke von 6 mm. Bei der Verwendung solcher Verkleidungstafeln spielt nicht nur die gute Korrosionsbeständigkeit eine Rolle, sondern in diesem Fall auch in besonderem Maße das geringe Gewicht, da bei den Hochhäusern mit großer Höhe eine Gewichtsverminderung von außerordentlicher Bedeutung ist und die Mehrkosten der Leichtmetallplatten gegenüber Steinverkleidung durch Einsparung bei der Tragkonstruktion vollständig ausgeglichen werden. Die Tafeln werden, wie die Abb. 5 und 6 zeigen, unmittelbar am Stahlgerippe befestigt. Nach Fertigstellung der Fußboden- und der Pfeilverkleidungen werden die Tafeln hintermauert oder mit Beton hintergossen, wobei die mit Beton in Berührung kommenden Teile der Leichtmetallplatten durch einen Asphalt- oder Bitumenanstrich geschützt werden. In welchem großem Maßstab solche Verkleidungstafeln bei Hochhäusern in Amerika verwendet werden, zeigen die

ausgeführten Beispiele in folgender Zusammenstellung:

Gebäude:	Menge des verwendeten LM
Gebäude der Radio City in New York	1362 t
Empire State Gebäude in New York	380 t ⁵
Neues Postgebäude in Chicago	100 t ⁵ .

Eine Leichtmetall-Hochbaukonstruktion sei hier noch ihrer Eigenartigkeit halber erwähnt, nämlich der vollständig aus einer Al-Legierung bestehende 27 m hohe Glockenturm der Ev. Kirche der Smithfield Straße in Pittsburg (Abb. 7). Hierfür sind 3,3 t Al-Legierung zum größten Teil als Gußmaterial verwendet worden. Das Bauwerk ist im Jahre 1924 errichtet worden und überzieht sich stets infolge der stark Ruß und Staub enthaltenden Pittsburg-Luft mit einer schwarzen Schmutzschicht, die aber vom Regen immer wieder abgespült wird, so daß die ursprüngliche matt silberne Farbe dann wieder zum Vorschein kommt.



Abb. 7. Vollständig aus einer Al-Legierung bestehender Glockenturm der Ev. Kirche der Smithfield Straße in Pittsburg.

Zu einer Verwendung im Wasserbau haben ebenfalls das leichte Gewicht und z. T. auch die gute Korrosionsbeständigkeit Anlaß gegeben. Das bisher größte Leichtmetall-Bauwerk auf diesem Gebiet ist der Notverschluß für ein Walzenwehr im Ohio-Damm bei Gallipolis. Die Walze für das Wehr hat einen Durchmesser von 6,1 m und eine Länge von 39 m. Dementsprechend hat der Notverschluß ebenfalls eine Länge von 39 m und eine Gesamthöhe von 8,53 m. Der Notverschluß ist unterteilt in 7 Dammbalken von je 1,32 m Höhe (Abb. 8). Die Breite der einzelnen Dammbalken beträgt 4,2 m. Als Konstruktionsmaterial ist die amerikanische Legierung 27 ST verwendet worden. Das Gewicht eines Dammbalken beträgt 28 t, wovon 20 t auf die Leichtmetall-Konstruktion kommen. Bei Ausführung in normalem Stahl würde ein Dammbalken 78 t, in Nickelstahl 44 t wiegen. Infolge des leichten Gewichtes können die Dammbalken von einem vorhandenen Schwimmkran

eingesetzt werden, während bei Ausführung in Stahl dazu eine schwere Brücke über dem Wehr mit Kran erforderlich sein würde. Auf diese Weise werden die Mehrkosten für die Konstruktion aus einer Al-Legierung ausgeglichen. Man hat außerdem noch den Vorteil, daß die Unterhaltungskosten gegenüber der Ausführung in Stahl geringer werden.

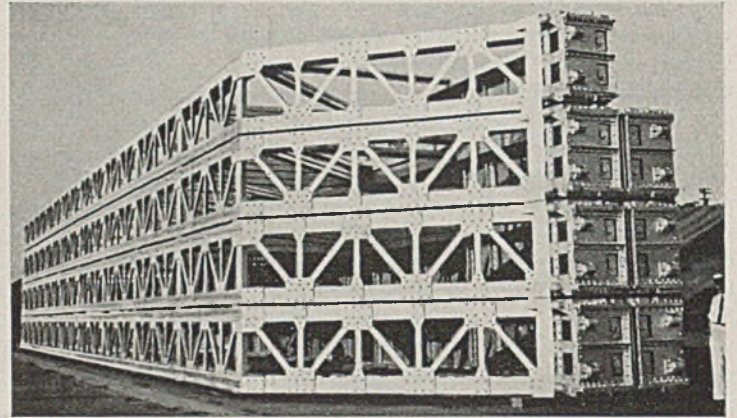


Abb. 8. Notverschluß aus Leichtmetall für Walzenwehr im Ohio-Damm bei Gallipolis.

Eine ähnliche Konstruktion ist für die Notverschlüsse der Schleusen des „Emsworth“-Dammes, der im Ohio wenige Meilen unterhalb des Zusammenflusses des Allegheny und des Monongahela liegt, vorgesehen. Die Abmessungen der Notverschlüsse für die 2 Schleusen zu beiden Seiten der den Damm trennenden Insel betragen von Mitte bis Mitte Führungsrollen 31,2 m und in der Höhe 3,66 m. Jeder Notverschluß besteht aus 2 Einheiten von 1,98 m Höhe und 3,35 m Breite und hat ein Gewicht von annähernd 14 t. Als Konstruktionsmaterial ist wiederum die Legierung 27 ST gewählt. Eine Einheit in Stahlausführung würde annähernd 36,3 t wiegen. Die Verwendung von Leichtmetall hat bei diesem Bauwerk den Vorteil, daß die Kranbrücke, auf der die Einschienenlaufkatze zum Einbringen der Dammbalken läuft, leichter ausgeführt werden kann. Überdies ist eine Unterteilung der Verschlußtafeln in 2 Einheiten an Stelle von 3 Einheiten bei Ausführung in Stahl möglich, wodurch eine Dichtungsfuge eingespart werden kann.

Diesen Bauwerken ähnlich sind Notverschlüsse in der Stadt Sacramento in Kalifornien, die als Schutz gegen Überschwemmungen bei Hochfluten dienen und neuerdings auch aus Leichtmetall ausgeführt werden. Diese Wehre werden im Notfall an den Stellen errichtet, an denen die Straßen die Schutzdämme durchschneiden. Eine neuere Ausführung aus einer Al-Legierung für eine 4-spurige Straße hat eine Höhe von 4,57 m und wird aus Fachwerkständern und einem Belag aus \square -Profilen zusammengesetzt. Die Verwendung von Leichtmetall bei diesen Bauwerken hat 2 große Vorteile, nämlich daß erstens die gute Korrosionsbeständigkeit der verwandten Al-Legierung eine Unterhaltung während der Lagerzeit fast vollständig unnötig macht, und daß zweitens infolge des geringen Gewichtes der Transport und die Aufstellung sehr erleichtert wird. Beispielsweise soll das beschriebene Wehr ohne Anstrengung in einer Stunde von 4 Mann errichtet werden können, während für Wehre in Stahlausführung weit längere Aufbauzeiten erforderlich sind.

Ähnlich liegen die Verhältnisse bei Verschlußtafeln für Schaufenster und Eingangstüren, die für ein Geschäftshaus in Pittsburgh als Schutz gegen Hochwasser vorgesehen und aus demselben Grunde wie oben ebenfalls aus Leichtmetall hergestellt sind. Die Tafeln sind etwas größer als die Schaufenster, die eine Breite von 6,10 m und eine Höhe von 2,74 m haben, und wiegen pro Stück 680 kg. In normalen Zeiten stehen die Tafeln im Hintergrund der Schaufenster und sind durch Holztafelung und Stoffbehang verdeckt. Bei Eintritt von Hochwasser werden die Schaufenster ausgeräumt und die auf Rollen und Schienen laufenden Abschlußtafeln an die

⁵ Diese Zahlen enthalten noch geringe Anteile für Innenausstattung, Fensterrahmen, Türen, Geländer und beim Empire State-Gebäude für den Ankermast für Luftschiffe.

Außenwand herangeschoben. Dort werden sie an Rahmen, die fest in der Mauer verankert sind, angeschraubt. Nach Verschraubung der Tafeln werden die Fugen verdichtet und ein Satz Träger hinter den Tafeln zu ihrer Versteifung angeordnet. Um den Druck des Wassers auf das Schaufensterglas auszugleichen, sind unterhalb der Fenster Löcher angebracht, so daß das Wasser zu beiden Seiten des Glases steigen kann. Die Abschlusstafern für die Eingangstore sind senkrecht anstatt horizontal angeordnet und ebenfalls aus Leichtmetall hergestellt. Sie lagern in der Nähe der Eingangstore und werden bei eintretender Hochflut von der Straße aus aufgestellt. Die Möglichkeit der leichten Handhabung infolge des geringen Gewichtes spielt bei diesen Beispielen eine besondere Rolle, da bei Hochwasserkatastrophen oftmals auch alle maschinellen Hilfsmittel versagen und eine Aufstellung von Hand erforderlich ist.

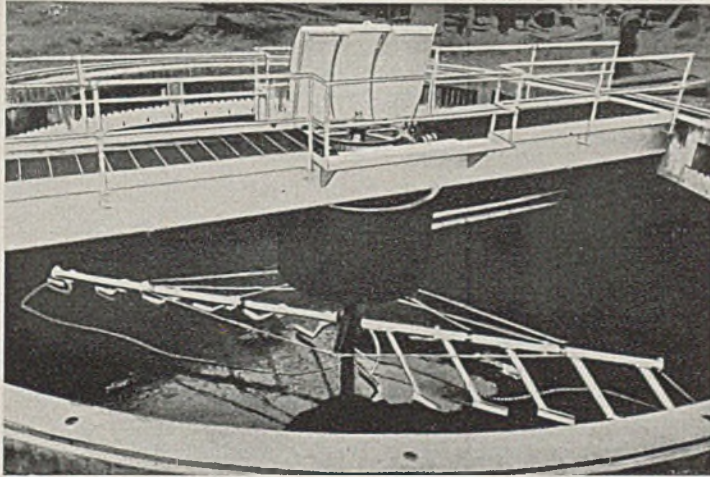


Abb. 9. Aluminium-Apparatur in einer Abwasser-Kläranlage.

Ein anderer Zweig des Wasserbaues macht ebenfalls häufig Gebrauch von der Verwendung von Al-Legierungen, nämlich das Gebiet der Städteentwässerung. Hier finden Al-Legierungen vor allem wegen ihrer Widerstandsfähigkeit gegen die aus dem Abwasser

sich entwickelnden Gase, wie Schwefelwasserstoff, Methan, Kohlensäure, Ammoniak und dgl. in Abwässer-, Reinigungs- und Kläranlagen Verwendung (Abb. 9). An Teilen, die bereits für solche Anlagen ausgeführt sind, sind zu nennen: Siebkammerrechen, Schützen- und Schleusentore, Trommelbleche der Vorklärbecken, Siebe, Schieber und dgl. Wenn bei diesem Anwendungsgebiet auch die chemische Beständigkeit der Al-Legierungen den Hauptausschlag geben, so spielt in manchen Fällen auch das geringe Gewicht eine Rolle.

Die beschriebenen Beispiele ausgeführter Bauwerke stammen zum größten Teil aus den Vereinigten Staaten von Amerika. In Deutschland sind bisher noch keine größeren Bauwerke dieser Art in Al-Legierungen ausgeführt worden. Man sollte aber auch bei uns mehr als bisher überlegen, ob eine Verwendung von Al-Legierungen in ähnlich gelagerten Fällen möglich ist, zumal da das Aluminium zu 93% deutsches Erzeugnis ist und erforderlichenfalls auch vollständig aus heimischen Rohstoffen gewonnen werden kann. Um eine Vergleichsmöglichkeit mit den im Bauwesen üblichen Materialien zu bekommen, werden im folgenden Absatz die für solche Konstruktionen in Frage kommenden Al-Legierungen zusammengestellt und den in Deutschland üblichen Baustählen St 37 und St 52 bezl. der mechanischen Werte gegenübergestellt.

Für die Verwendung bei Baukonstruktionen kommen vor allem die hochfesten Legierungen vom Typ Al-Cu-Mg, Al-Cu, Al-Mg und Al-Mg-Si in Frage (DIN 1713).

Außer der Legierung vom Typ Al-Mg erhalten alle aufgeführten Legierungen ihre hohe Festigkeit durch eine Warmvergütung, die aus einem Abschrecken von einer Temperatur von 500—530° und einer Aushärtung beim Al-Cu-Mg-Typ in Zimmertemperatur und beim Al-Cu- und Al-Mg-Si-Typ bei einer Temperatur von 140—160° besteht. Die mechanischen Werte der Legierungen sind in Zahlentafel 1 zusammengestellt. Am Schluß sind die entsprechenden Werte für die amerikanische Legierung 27 ST und für die Baustähle St 37 und St 52 aufgeführt.

Das geringe spezifische Gewicht der Al-Legierungen, das mit 2,6—2,8 t/m³ rd. $\frac{1}{3}$ von dem des Stahls beträgt, ist eine der Hauptursachen, die Anlaß zu einer Verwendung bei Baukonstruktionen geben. Die Werte für Zugfestigkeit und Streckgrenze bei den für hochbeanspruchte Bauteile hauptsächlich in Frage kommenden

Zahlentafel 1.

Legierungstyp	Nr.	Firmenbezeichnung	Zugfestigkeit t/cm ²	Streckgrenze (0,2%) t/cm ²	Dehnung %	Dauerfestigkeit bei 10 Mill. Lastwechsel t/cm ²	Elastizitätsmodul t/cm ²	Spez. Gewicht t/m ³		
Al-Cu-Mg	1	Duralumin Bondur 681 B 17/65 V	3,8—4,4	2,6—3,2	20—10	1,4—1,6	650—750 kg/mm ² i. Mittel 700 t/cm ²	2,8		
	2	Duralumin Bondur 681 ZB u. ZB 1/2 17/39V u. 17/69V	4,0—4,6	2,8—3,4	20—10					
	3	Duralumin Bondur DM/31 17/11 V	4,4—5,5	3,0—5,0	20—10					
Al-Cu	4	Lautal 14 V	3,8—4,2	2,0—2,4	20—15			2,8		
Al-Mg	5	Hydronalium Hy 5	2,3—2,5	0,9—1,0	22—16	1,3—1,4		650—750 kg/mm ² i. Mittel 700 t/cm ²	2,6—2,65	
	6	„ Hy 7	3,1—3,5	1,4—1,6	22—16					
	7	„ Hy 9	3,6—4,2	1,6—1,9	22—16					
Al-Mg-Si . .	8	Pantal	2,8—3,5	1,8—2,8	20—10				2,7	
Legierung der Al. Co. of Amerika . .	9	27 ST	4,2	3,5	12	1,35			2100	2,8
Stahl	10	St 37	3,7—4,5	>2,0 ^{im} Mittel 2,4	25—18	1,7			650—750 kg/mm ² i. Mittel 700 t/cm ²	7,85
	11	St 52	5,2—6,2	>3,6	25—18					

Legierungen 1—4 liegen zwischen den entsprechenden Werten für St 37 und St 52. Die übrigen aufgeführten Legierungen zeichnen sich vor allen Dingen durch eine sehr gute Korrosionsbeständigkeit aus und kommen nur für besondere Fälle in Frage, wo nicht soviel Wert auf eine hohe Festigkeit, sondern mehr auf gute Korrosionsbeständigkeit Wert gelegt wird, z. B. wie früher beschrieben, für Gewächshäuser. Die Dauerfestigkeit der Al-Legierung liegt mit 1,3—1,6 t/cm² nicht wesentlich unter dem Wert für St 37. Dieser Wert spielt jedoch keine so ausschlaggebende Rolle wie im Maschinenbau und Fahrzeugbau, da Baukonstruktionen hauptsächlich statisch beansprucht werden und bei wechselnder Beanspruchung z. B. bei Wechselstäben in Brücken immer eine Vorspannung vorhanden ist, wobei die Verhältnisse günstiger liegen. Außerdem folgt normalerweise ein Wechsel der Beanspruchungen bei den besprochenen Bauwerken in nicht sehr schneller Zeitfolge, so daß das Material Zeit hat, sich zu erholen. Immerhin ist es empfehlenswert, bei Leichtmetallkonstruktionen mit Rücksicht auf die geringere Dauerfestigkeit des Materials und auch besonders mit Rücksicht auf die geringere Kerbzähigkeit etwas vorsichtiger zu konstruieren als im Stahlbau.

Der Hauptunterschied gegenüber Stahl besteht im Elastizitätsmodul, der mit 700 t/cm² nur 1/3 von dem des Stahls beträgt. Das bedeutet, daß die elastischen Formänderungen bei Konstruktionen aus Al-Legierungen ungefähr 3mal so groß sind, wie bei gleich ausgebildeten und gleichbelasteten Stahlkonstruktionen. Falls eine solche größere Formänderung nicht erwünscht ist, so kann man jedoch in den meisten Fällen durch Vergrößerung der Höhe der Querschnitte oder Trägersysteme ohne wesentliche Baustoffzugabe das Trägheitsmoment so erhöhen, daß man die gleiche Formänderung erreicht. Außerdem wird man beispielsweise bei Brücken, wenn man die größere Durchbiegung nicht in Kauf nehmen will, Tragwerke bevorzugen, die an sich eine geringe Durchbiegung aufweisen, wie z. B. Bogenträger, durchlaufende Balken, gegebenenfalls auch eingespannte Balken. Die durch den kleineren Elastizitätsmodul bedingte größere elastische Formänderung, die in manchen Fällen unerwünscht ist, hat aber in anderer Hinsicht einen Vorteil bei stoßartigen Beanspruchungen, so daß man für Leichtmetall-Bauwerke die Wahl kleinerer Stoßkoeffizienten als für Stahlbauwerke vertreten kann. Bei dem Projekt für den Umbau der Brooklyn-Brücke ist z. B. der Stoßzuschlag nur zu 0,6 des für Stahlbrücken üblichen Wertes eingesetzt worden. Ungünstig wirkt sich jedoch der kleinere Elastizitätsmodul der Al-Legierungen wieder bei der Knickfestigkeit im Eulerbereich aus. Unter Voraussetzung gleicher Querschnitte haben schlanke Stäbe aus einer Al-Legierung demnach also nur 1/3 der Knicklast wie solche aus Stahl. Diesen Nachteil kann man in derselben Weise, wie oben angeführt, durch Vergrößerung der Querschnittshöhe oder durch Verringerung der Knicklänge z. B. durch nochmaliges Abfangen des Stabes beheben. Für kurze Stäbe liegen die Verhältnisse günstiger, da die Knickfestigkeit bei geringerem Schlankheitsgrad die des Stahls erreicht oder sogar überschreitet. Die Abb. 10 zeigt die Knickspannungskurve für eine Legierung vom Typ Al-Cu-Mg (Avional), die aus der Druckstauchungslinie nach dem Verfahren von Engesser-Kármán errechnet und durch Kontrollknickversuche bestätigt worden ist⁵. Zum Vergleich sind die Knickspannungskurven für St 37 und 52 entsprechend den Reichsbahnvorschriften eingezeichnet. Für die Knickberechnung kann man mit der eingezeichneten theoretischen Kurve rechnen, die vielfach auch im Flugzeugbau angewandt wird und auch durch andere Versuche bestätigt worden ist. Dieser Kurve liegen zu-

mit einer Streckgrenze $\sigma_s = 2,6 \text{ t/cm}^2$ entsprechend einer Al-Legierung nach Nr. 1 der Zahlentafel. Der Grenzwert zwischen elastischem und plastischem Bereich befindet sich bei $\lambda = 73$.

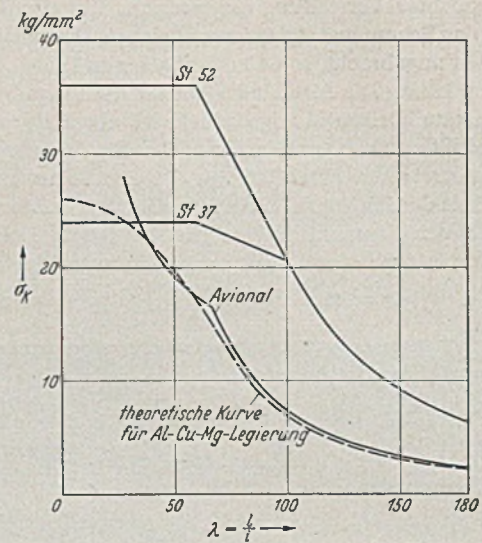


Abb. 10. Knickspannungskurven für Al-Legierungen und Stahl.

Für den Fall, daß mit zulässigen Beanspruchungen und für Druckstäbe nach dem ω -Verfahren gerechnet werden soll, wie es im Hoch- und Brückenbau üblich ist, sind in Zahlentafel 2 ω -Werte für obige Legierung angegeben. Dabei ist vorausgesetzt, daß als zulässige Beanspruchung für diese Legierung wegen der annähernd entsprechenden Streckgrenzen- und Zugfestigkeitswerte dieselbe wie für St 37 genommen wird. Die Knicksicherheitswerte sind⁶ nicht so stark verschieden gewählt worden wie bei Stahl, und zwar ist für den elastischen Bereich eine Sicherheit von 3,0 angenommen, die im plastischen Bereich bis zu 1,86 bei $\lambda = 0$ hinuntergeht. Die auf Grund dieser Überlegungen aufgestellte Kurve der zulässigen Druckspannungen ist in Abb. 11 dargestellt und mit der

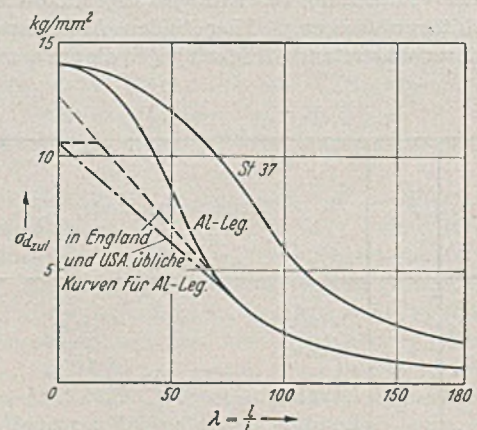


Abb. 11. Kurven der zulässigen Druckspannung für Al-Legierungen und Stahl.

entsprechenden Kurve für St 37 sowie mit den in England und Amerika üblichen Kurven für Al-Legierungen gleichen Typs verglichen. Wie aus diesen Kurven ersichtlich, ist die zulässige Druckspannung im Bereich kleinerer Schlankheitsgrade für Al-Legierungen nicht wesentlich geringer als für Stahl St 37, so daß es in diesen Bereichen nur einer geringen Vergrößerung der Querschnittshöhe ohne Materialzugabe bedarf, um für Stäbe gleicher Länge aus Stahl und Leichtmetall gleiche Knickfestigkeiten zu erreichen.

Zahlentafel 2.

Knickspannungen, zulässige Druckspannungen, Knicksicherheiten und ω -Werte für eine Al-Legierung von 3,8 bis 4,2 t/cm² Festigkeit

⁶ Bleich: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 114 u. 115. Verlag Julius Springer, Berlin 1924.

⁵ Z. Metallkde. 27 (1935) S. 137/138.

und einer Streckgrenze von 2,6 t/cm².

$$\text{Knickspannung in kg/cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \text{nach Euler: } \sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 700\,000}{\lambda^2} = \frac{6\,908\,700}{\lambda^2} \\ \text{nach Johnson: } \sigma_k = \sigma_S - \frac{\sigma_S^2}{4\pi^2 \cdot E} \cdot \lambda^2 = 2600 - 0,2446 \lambda^2 \\ \lambda_{lim} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_S}} = 72,9 \end{array} \right.$$

Zulässige Druckspannung:

Von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 57,4$ Parabel tangential anschließend an Eulerhyperbel: $\sigma_{d\,zul.} = \sigma_{zul.} - \alpha \cdot \lambda^2$

Für $\lambda > 57,4$ Eulerhyperbel mit ν -facher Sicherheit: $\sigma_{d\,zul.} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\nu \cdot \lambda^2}$

Mit $\sigma_{zul.} = 1400$ kg/cm², $E = 700\,000$ kg/cm² und $\nu = 3,0$ wird:

$$\sigma_{d\,zul.} = 1400 - 0,2128 \lambda^2$$

$$\sigma_{d\,zul.} = \frac{6908\,700}{3,0 \cdot \lambda^2}$$

$\lambda = 1/i$	$\sigma_{d\,zul.}$	σ_k	$\nu = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d\,zul.}}$	$\omega = \frac{\sigma_{zul.}}{\sigma_{d\,zul.}}$
0	1400	2600	1,86	1,000
10	1379	2576	1,87	1,015
20	1315	2502	1,90	1,065
30	1208	2380	1,97	1,16
40	1060	2209	2,08	1,32
50	868	1988	2,29	1,61
60	640	1719	2,69	2,19
70	470	1401	2,98	2,98
80	360	1079	3,00	3,89
90	284	853	3,00	4,92
100	230	691	3,00	6,08
110	190	571	3,00	7,36
120	160	480	3,00	8,75
130	136	409	3,00	10,27
140	117,5	352	3,00	11,92
150	102,4	307	3,00	13,68
160	90,0	270	3,00	15,56

Als Abschluß des Vergleiches zwischen den Baustählen und Al-Legierungen mögen noch einige Worte über die Korrosionsbeständigkeit gesagt werden. Da die dichte und festhaftende Oxydschicht des Aluminiums und seiner Legierungen eine wirksame Schutzschicht bilden, sind diese Werkstoffe im allgemeinen wetterbeständiger als die Baustähle. Dennoch ist es in den meisten Fällen empfehlenswert, bei Leichtmetall einen Anstrich vorzusehen, schon um das Material gegen etwaige angreifende Industrieabgase zu schützen. Im besonderen, wenn man wie in Amerika üblich, die Leichtmetallkonstruktionen mit Stahlketten verbindet, ist ein Anstrich kaum zu entbehren, da sich bei Hinzutritt von Feuchtigkeit zwischen den beiden Metallen ein elektrisches Element bildet, das Anlaß zu einer starken Korrosion geben kann. Immerhin wird man aber mit einer längeren Lebensdauer des Anstrichs rechnen und dadurch die Unterhaltungskosten von Leichtmetallkonstruktionen gegenüber Stahlkonstruktionen erheblich herabmindern können.

Die Al-Legierungen werden in gleicher Weise wie Stahl zu Blechen, Profilen, Schmiede- oder Gußstücken verarbeitet. Im Gegensatz zum Stahl werden die Profile im allgemeinen durch Pressen auf der Strangpresse hergestellt. Jedoch geht man in Amerika auch schon in weitgehendem Maße zum Walzen der Profile über. Das Pressen hat den Vorteil, daß man beliebige Querschnittsformen ohne große Werkzeugkosten herstellen kann. Durch Ausnutzung dieser guten Verformbarkeit des Leichtmetalls kann man oft die Konstruktionen erheblich vereinfachen und an Werkstattkosten sparen, so daß auf diese Weise ein Teil der Mehrkosten infolge des höheren Preises der Al-Legierungen wieder ausgeglichen werden kann. Der Profilgröße sind durch die Abmessungen

des Rezipienten der vorhandenen Pressen Grenzen gesetzt. Die Länge der Profile ist begrenzt durch das größtmögliche Gewicht des Preßblockes und bei vergüteten Legierungen überdies durch die Abmessungen der Vergütungsanlagen. In Deutschland erlauben es die vorhandenen Pressen gegenwärtig, Profile anzufertigen, die innerhalb eines umschriebenen Kreises von rd. 300 mm Durchmesser liegen, und ein Höchstgewicht von 200 kg und eine größte Länge von 15 m haben. Beispielsweise kann man demnach I-Profile mit den Abmessungen des I 26 und L-Profile mit einer Schenkellänge von 200 mm und einer Schenkelstärke von 15 mm bei 12 m Länge erhalten. Bei Blechen sind die Größtabmessungen ebenfalls durch die Abmessungen der Vergütungsanlagen bedingt und können für hiesige Verhältnisse gegenwärtig bei größeren Stärken mit 9000 mm für die Länge und 1800 mm für die Breite angenommen werden.

Als Verbindungsmittel kommen dieselben Methoden, die man bei Stahlkonstruktionen verwendet, in Betracht, nämlich Schweißung, Verschraubung und Nietung. Man ist heute so weit, daß man fast sämtliche Al-Legierungen einwandfrei sowohl autogen als auch elektrisch schweißen kann. Die Schweißung hat jedoch den Nachteil, daß bei vergüteten Legierungen durch das Ausglühen des Materials an der Schweißstelle ein erheblicher Festigkeitsrückgang eintritt, so daß für hochbeanspruchte Teile eine Schweißung in den meisten Fällen nicht in Frage kommt. Am günstigsten liegen die Verhältnisse bei der elektrischen Punktschweißung, da diese Schweißmethode, die einer Nietverbindung ähnelt, das Material nur an einzelnen Punkten schwächt, was auch bei Nietverbindungen durch die Nietlöcher eintritt. Diese Schweißart ist aber nur bei dünnen Wandstärken bis etwa 3 mm anwendbar, so daß sie nur für Spezialzwecke im Bauwesen in Betracht kommt, wie z. B. bei der Erneuerung des Fußweges der Covington-Cincinnati-Brücke, bei der das Wellblech mit den Aussteifungsprofilen mittels Punktschweißung verbunden ist.

Das Hauptverbindungsmittel für Baukonstruktionen werden also zunächst noch Schrauben und Nieten bleiben. Die Verschraubung bei Leichtmetallkonstruktionen unterscheidet sich im wesentlichen natürlich nicht von der bei Stahlkonstruktionen. Man kann Leichtmetall- oder Stahlschrauben verwenden. Stahlschrauben werden zweckmäßig zur Vermeidung von Korrosionsgefahr verzinkt oder verkadmert. Allgemein ist dabei zu beachten, daß man möglichst etwas größere Unterlagscheiben als bei Stahlkonstruktionen verwendet.

Bei der Nietung wird zweckmäßig für die Nieten dasselbe Material genommen wie für die übrige Leichtmetallkonstruktion. Man kann die Leichtmetall-Niete bis 10 mm Durchmesser mit den üblichen Nietwerkzeugen kalt schlagen. Bei größeren Durchmessern kann man die Niete warm eintreiben. Das hat jedoch den Nachteil, daß bei den für hochbeanspruchte Konstruktionen hauptsächlich in Frage kommenden vergüteten Legierungen eine Vergütung der Nieten nur unvollkommen durchgeführt werden kann, so daß man hierfür keine großen Festigkeitswerte erhält. Außerdem läuft man Gefahr, daß die Erwärmung des Materials um den Niet herum so hoch wird, daß auch dort ein Nachlassen der hohen Festigkeit eintritt. Aus diesem Grunde ist ein Nietverfahren auf kaltem Wege ausgearbeitet worden, das rotierende, sog. Kreuzstegdöpper verwendet (Abb. 12). Durch dies Verfahren wird eine schnelle Folge kleiner Teilstauchungen des Kopfes ermöglicht und dadurch eine zu große Schlagstärke und Schlagarbeit vermieden, die zu einer unzulässigen Beanspruchung der zu vernietenden Teile, zum Ausweiten der Löcher und Abplatzen der Köpfe führen würde. Man hat solche Nietungen bereits mit gutem Erfolg bis zu einem Nietschaftdurchmesser von 22 mm ausgeführt. Es ist anzunehmen, daß sie sich auch bei noch größeren Durchmessern bewährt. In Amerika werden für größere Leichtmetall-Konstruktionen im allgemeinen warmgeschlagene Stahlniete verwendet. Nach den bisher vorliegenden Berichten sind gute Erfahrungen damit gemacht



Abb. 12. Kreuzstegdöpper.

worden. Bei diesem Verfahren läuft man aber in noch stärkerem Maße als oben für warmeingezogene Leichtmetallniete beschrieben, Gefahr, daß das angrenzende Material ausgeglüht und entfestigt wird. Außerdem ist am Zusammenstoß zweier verschiedener Metalle beim Zutritt von Feuchtigkeit immer durch Elementbildung die Gefahr einer starken Korrosion vorhanden. Aus diesen Gründen ist eine Kaltnietung mit gleichem Material wie die übrige Konstruktion auf jeden Fall vorzuziehen. Hinzu kommt noch, daß bei einer Kaltnietung der Niet in der Lochwandung von selbst fest anliegt, was man beim warmgeschlagenen Stahlniet erst durch stärkeres Erwärmen des Setzkopfes und Vorstauchen des Schaftes zu erreichen sucht. Es ist in diesem Zusammenhang interessant, daß man auch schon früher für Stahl Kaltnietung bei stark wechselnd beanspruchten Bauteilen empfohlen⁷ und auch vor einigen Jahren in großem Maßstab bei einem Groß-Gasbehälter in Philadelphia ausgeführt hat⁸. Das Verhältnis von Scherfestigkeit zu Zugfestigkeit ist bei Leichtmetallnieten etwas geringer als bei Stahlnieten, nämlich 0,65—0,7 anstatt 0,8. Dementsprechend wird man auch die zulässige Scherbeanspruchung zu etwa 0,65 bis 0,7 der zulässigen Zugbeanspruchung wählen. Mit dem zulässigen Lochleibungsdruck kann man auf das zweifache der zulässigen Zugbeanspruchung gehen.

Die Bearbeitung der Al-Legierungen in der Werkstatt ist im allgemeinen leichter und geht schneller vor sich als bei Stahl. Zum Trennen von Profilen und Blechen verwendet man Scheren oder Band- und Kreissägen mit hohen Schnittgeschwindigkeiten. Auch beim Bohren arbeitet man mit hohen Schnittgeschwindigkeiten, so daß das Bohren von Löchern in Leichtmetall fast nur die Hälfte der Zeit wie bei Stahl erfordert. Zu der größeren Arbeitsgeschwindigkeit beim Sägen und Bohren kommt noch die leichtere Handhabung in der Werkstatt infolge des geringeren Gewichts hinzu, so daß man bei Leichtmetallkonstruktionen gegenüber Stahlkonstruktionen gleicher Abmessungen mit einer Verringerung der Werkstattkosten rechnen kann. Das Biegen von Bauteilen aus Al-Legierungen soll, wenn möglich, in kaltem Zustand geschehen. Bei kleinen Biegeradien ist jedoch eine Erwärmung nötig. In diesem Falle werden die Arbeiten an unvergütetem Material und eine Vergütung nachträglich durchgeführt. Aus diesem Grunde ist es zweckmäßig, die Konstruktionen aus vergüteten Al-Legierungen so zu entwerfen, daß Biegearbeiten möglichst vermieden werden.

Die vorhergehenden Ausführungen haben gezeigt, daß die Al-Legierungen in technischer Hinsicht für die Verwendung bei Baukonstruktionen an Stelle von Stahl geeignet sind. Wegen des im Verhältnis zum Stahl hohen Preises, nämlich 3,50—4,00 RM/kg für die hochfesten Legierungen, ist eine solche Verwendung, wie oben beschriebene Beispiele gezeigt haben, aber nur in Sonderfällen wirtschaftlich. Im Brückenbau kommt beispielsweise demnach eine Verwendung hauptsächlich nur für die Instandsetzung alter Brückenbauwerke in Frage oder für militärische Zwecke, bei denen die Kosten eine untergeordnete Rolle spielen und der Hauptwert auf leichten Transport und leichte Montage gelegt wird. Folgende Betrachtung zeigt jedoch, daß auch bei Neubauten eine Verwendung von Leichtmetall für sämtliche tragenden Teile wirtschaftlich sein kann, nämlich bei sehr großen Spannweiten.

Der Untersuchung sei eine zweigleisige Eisenbahnbrücke, und zwar der Einfachheit halber eine Fachwerkbalkenbrücke zugrunde gelegt. Als Entfernung der Hauptträger ist 9,0 m angenommen. Das Gewicht der Gleise, Schwellen und Bohlenabdeckung beträgt rd. 1,3 t/m. Als Verkehrslast ist der Lastenzug N der Reichsbahnvorschriften für Brückenbauwerke gewählt. Der Belastungsgleichwert für diesen Lastenzug beträgt bei 100 m Spannweite für ein Gleis mit Berücksichtigung des Stoßkoeffizienten rd. 14,0 t/m. Dieser Wert nimmt bei höheren Spannweiten noch ab, ist aber bei der Vergleichsrechnung für alle Spannweiten gleich angenommen. Für die Ausführung in Leichtmetall ist mit einem 0,6fachen Stoßzuschlag gerechnet. Als Material ist für die Stahlausführung St 52 mit $\sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$, für die Leichtmetall-

ausführung eine hochfeste Al-Legierung entsprechend Nr. 1 der Tabelle mit einer geringsten Streckgrenze von 3000 kg/cm^2 und einer entsprechenden zulässigen Beanspruchung von $1400 \cdot \frac{3000}{2400} = 1750 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde gelegt. Das Eigengewicht der Fahrbahnträger einschl. Schlingerverbänden ist überschläglich berechnet für die Stahlausführung zu 1,5 t/m bei 100 m Spannweite und 2,3 t/m bei 500 m Spannweite, für die LM-Ausführung entsprechend zu 0,6 bzw. 1,0 t/m. Zwischenwerte sind gradlinig eingeschaltet. Das Gewicht der Hauptträger ist nach der Formel von Häsel⁹ berechnet, die etwas umgeformt für Halbparabelträger wie folgt lautet:

$$g_h = 0,9 \cdot \frac{\gamma (g_f + p) \cdot l \cdot \left(\frac{1}{4,6} \cdot \frac{l}{h} + \frac{h}{a} + \frac{a}{4h} \right)}{\sigma_{zul} - \gamma \cdot l \cdot \left(\frac{1}{4,6} \cdot \frac{l}{h} + \frac{h}{a} + \frac{a}{4h} \right)}$$

worin bedeuten:

g_h das Gewicht der Hauptträger in t/m,

g_f das Gewicht der Hauptträger in t/m,

p die Verkehrslasten in t/m,

γ das spez. Gewicht in t/m³,

l die Spannweite in m,

h die Trägerhöhe in m,

a die Feldweite in m,

σ_{zul} die zulässige Beanspruchung in t/m².

Mit $a = \frac{1}{12}l$ und $h = \frac{1}{8}l$, $\gamma = 7,85 \text{ t/m}^3$ für Stahl und $2,8 \text{ t/m}^3$ für Leichtmetall, sowie mit einem Zuschlag von 11% des Hauptträgergewichts für die Windverbände erhält man hieraus folgende Gewichtsformel:

$$\text{für Stahl } g_h = \frac{311 (g_f + p)}{21000 - 311}$$

und für Leichtmetall

$$g_h = \frac{111 (g_f + p)}{17500 - 111}$$

Mit diesen Formeln ergeben sich Gewichte für die Stahlkonstruktion bzw. LM-Konstruktion, wie sie in Abb. 13 als Kurven aufgetragen sind. Man erkennt daraus, daß der Gewichtsunterschied für Stahlbrücken gegenüber LM-Brücken bei steigender Spannweite erheblich zunimmt. Legt man bei Stahlkonstruktionen aus St 52 einen Preis von 500 RM/t zugrunde, der sich wie folgt zusammensetzt:

Material	200 RM/t
Werkstattarbeiten	120 „
Montagearbeiten	150 „
Transport	30 „
Gesamtpreis	<u>500 RM/t</u>

so ergibt sich für eine LM-Konstruktion unter Berücksichtigung einer 30%igen Ermäßigung für die Werkstatt- und Montagekosten infolge der leichteren Bearbeitbarkeit und Handhabung folgender Preis:

Material	3500 RM/t
Werkstattarbeiten	
0,7 × 120 × 7,85/2,8	235 „
Montagearbeiten	
0,7 × 150 × 7,85/2,8	295 „
Transport	30 „
	<u>4060 RM/t.</u>

Bei Vernachlässigung sämtlicher anderen Ersparnisse würde also demnach für die oben genannten Voraussetzungen bei Balkenbrücken von etwa 500 m Spannweite ab eine LM-Konstruktion mit der Stahlkonstruktion in Wettbewerb treten können. Berücksichtigt man jedoch die erheblichen Ersparnisse, die bei den Fundamenten infolge der geringeren Auflast anfallen, so liegen die Verhältnisse günstiger. Unter der Annahme, daß die Kosten der Fundamente für die Stahlbrücke etwa die Hälfte von denen der Stahlkonstruktion betragen, und daß die Kosten der Fundamente für die

⁷ Bach, C.: Maschinenelemente, Bd. 1, 13. Auflage, S. 230/231, Leipzig 1922.

⁸ Engng. News Rec. 110 (1933) S. 784.

⁹ Taschenbuch für Bauingenieure, 3. Auflage, S. 1767. Berlin 1920.

LM-Brücke sich im Verhältnis der Gesamtauflagerdrücke (aus ständiger Last und Verkehrslast) verringern, ergeben sich Preisverhältnisse, wie sie die Kurven in der Abb. 14 zeigen. Unter diesen Annahmen tritt die Wettbewerbsfähigkeit von LM-Brücken gegenüber Stahlbrücken, wie aus den Kurven ersichtlich ist, bei einer Spannweite von etwa 450 m ein. Bei schwierigen Gründungen und teuren Transport- und Montageverhältnissen liegt die für LM-Brücken wirtschaftliche Spannweite noch niedriger. Da diese Kosten jedoch stark verschieden sind, läßt sich ein Kostenvergleich nicht allgemein durchführen, sondern muß für jeden einzelnen Fall besonders aufgestellt werden.

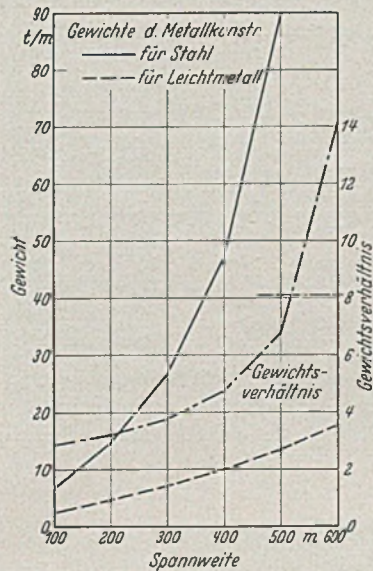


Abb. 13. Kurven für die Gewichte der Metallkonstruktion und Leichtmetallbrücken.

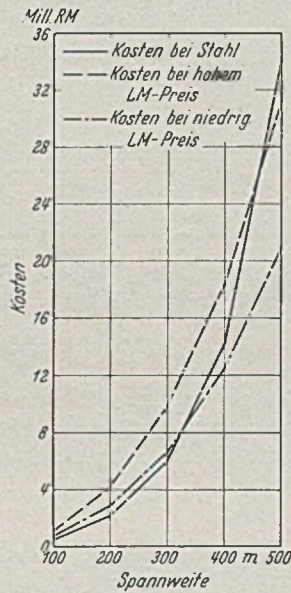


Abb. 14. Kurven zum Vergleich der Kosten von Stahl- und Leichtmetallbrücken.

Eine Untersuchung von Dr.-Ing. K. Sutter, Genf¹⁰, die an zweigleisigen Eisenbahn-Balkenbrücken für schweizer Verhältnisse aufgestellt ist, kommt beispielsweise zu dem folgenden Ergebnis, nämlich daß unter Berücksichtigung aller Ersparnisse, die bei den Werkstatt-, Transport-, Montage-, Gründungs- und Unterhaltungskosten anfallen, Leichtmetall gegenüber Stahl wirtschaftlich wird: unter normalen Bedingungen bei einer Spannweite von rd. 200 m ab bei schwierigen Gründungen „ „ „ „ „ 160 m „ „ teurem Transport „ „ „ „ „ 140 m „ „ schwierigen Gründungen und teurem Transport

bei einer Spannweite von 120 m „
Dabei ist ein Leichtmetall mit einem Preis von 3,20 sfrs. und einer Festigkeit von 35 kg/mm² einem Stahl von 38 kg/mm² gegenübergestellt.

¹⁰ Bericht Nr. 271 des Bureau International des Applications de l'Aluminium.

Günstiger als für feste Brücken liegen die Verhältnisse natürlich bei beweglichen Brücken, z. B. Hubbrücken, für die bei Verwendung von Leichtmetall außer den oben genannten Ersparnissen noch eine Verringerung der Kosten für die Stützpfeiler und die Maschinenanlage, überdies noch Betriebsersparnisse hinzukommen. Die oben angeführte Untersuchung kommt für eine Hubbrücke zu dem Ergebnis, daß hierfür bereits von einer Spannweite von 60 m ab Leichtmetall gegenüber Stahl wettbewerbsfähig wird.

Bei diesen Untersuchungen muß man berücksichtigen, daß man beim Aluminium erst im Anfang einer Entwicklung steht. Während man das Eisen schon seit Jahrtausenden kennt, ist das Aluminium erst vor etwas mehr als 100 Jahren entdeckt. Man kann also annehmen, daß sich die Herstellungsverfahren für Aluminium auch noch in Hinblick auf günstigere Preisgestaltung entwickeln werden, so daß gegebenenfalls der Preis für Rohaluminium, der im Anfang der Entwicklung im Jahre 1854 noch 2300 Mark/kg betrug und inzwischen bis auf 1,44 RM/kg gesenkt worden ist, sich noch weiter verringern wird. Sollte sich jedoch dieser Preis nicht mehr erheblich senken lassen, so werden aber sehr wahrscheinlich die Preise für die Legierungen bei Herstellung in größeren Mengen in absehbarer Zukunft heruntergehen. Dann wird eine Wirtschaftlichkeit für Verwendung von Leichtmetall schon in viel häufigeren Fällen möglich sein. Es ist z. B. in Abb. 14 noch die Kostenkurve für Leichtmetall-Brücken aufgestellt, für den Fall, daß der Materialpreis 2 RM/kg beträgt. Für diesen Fall ist die Wettbewerbsfähigkeit gegenüber Stahl schon bei Spannweiten von etwa 320 m ab vorhanden. Ein weiterer Umstand, der für die stärkere Verwendung von Aluminium in der Zukunft spricht, ist die große Verbreitung der Ausgangsstoffe für Aluminium in der Erdkruste. Neben Silizium ist Aluminium mit 7,5% das am stärksten in der Erdkruste vertretene Metall. Die Befürchtung des berühmten Brückenbauers Lindenthal¹¹, daß der Gipfelpunkt des Baues großer Brücken wahrscheinlich wegen der Steigerung der Eisen- und Kohlenpreise innerhalb der nächsten 50 oder 100 Jahre erreicht sein und man in Zukunft zum Bau von Steinbrücken zurückkehren werde, da es kein anderes Metall von derselben Ausnutzbarkeit und Widerstandsfähigkeit für weitgespannte Brücken wie Stahl gebe, ist durch die Entwicklung der hochfesten Leichtmetalle wohl hinfällig geworden. Wie die vorausgegangenen Ausführungen gezeigt haben, sind die Al-Legierungen dem Stahl als Baustoff für weitgespannte Brücken durchaus ebenbürtig. Da die Ausgangsstoffe für Aluminium in genügender Menge in der Erdkruste vorhanden sind und die Herstellung von Rohaluminium in der Hauptsache elektrische Energie erfordert, deren Erzeugung mittels Wasser- und Windkräften oder anderer inzwischen nutzbar gemachten Energiequellen auf lange Zeit gesichert ist, braucht man wohl auch kaum in absehbarer Zukunft mit einer Verknappung und Verteuerung dieses Materials zu rechnen. Deshalb ist wohl die Annahme gerechtfertigt, daß vielleicht schon in einigen Jahrzehnten das Feld des Großbrückenbaues vom Leichtmetall beherrscht wird und dieser Werkstoff auch für andere Zwecke des konstruktiven Bauwesens in größeren Mengen Verwendung findet.

¹¹ Bauing. 7 (1926) S. 157.

DIE ODERBRÜCKE IM ZUGE DER REICHAUTOBAHN BERLIN—STETTIN.

Von Prof. Dr.-Ing. Günter Worch, München.

Übersicht: Für den Übergang der Reichsautobahn Berlin—Stettin über die beiden Oderarme sind südlich von Stettin zwei der Form nach gleiche stählerne Brückenbauten errichtet worden: die Brücke über die Westoder mit 204 m Gesamtlänge und die über die eigentliche Oder — zum Unterschied oft auch Ostoder genannt — mit 225 m Länge. Das letztgenannte Bauwerk wird ausführlich beschrieben. Wegen des ungünstigen Baugrundes wurde ein Gerberträger von 63 + 99 + 63 m Stützweite gewählt, der eingehängte Träger hat ebenfalls 63 m Spannweite. Die beiderseitig anschließenden hohen Dämme zwangen zu einer Konstruktion mit sehr geringer Bauhöhe. Ausgeführt wurden acht vollwandige, genietete Hauptträger; die Stegblechhöhe beträgt in der Mittelöffnung 3,10 m, über den Strompfeilern 4,80 m. Die Betonfahrbahn ruht auf Buckelblechen, die sich auf Längsträger aus Normalprofilen und dachförmig geformte, geschweißte Querträger

abstützen. Die Fahrbahnplatte ist längsverschieblich auf den Hauptträgerobergurten gelagert. Die Bauhöhe der Brücke beträgt nur 4,16 m.

Daß die Überführung der Reichsautobahn über die Oder ein recht schwieriger, vielleicht sogar der schwierigste Abschnitt der Strecke Berlin—Stettin und weiter nach Ostpommern werden würde, war von vorneherein zu erwarten. In unmittelbarer Nähe von Stettin standen zwei Linien im Wettbewerb¹: Die Nordstrecke, die in nebenstehender Übersichtsskizze (Abb. 1) gestrichelt dargestellt ist, und die Südstrecke. Hinsichtlich der Brückenbauten

¹ Vgl. H ü l s e n k a m p, Fr.: Oderüberquerung durch die Reichsautobahn bei Stettin. Autobahn 8 (1935) S. 84.

über die Oder verhielten sich beide Strecken vollkommen verschieden. Im Zuge der Nordstrecke wäre es möglich gewesen, die Oder an einer Stelle zu überqueren, wo nur ein einziges Flußbett vorhanden ist. Die Durchfahrthöhe dieser Brücke hätte allerdings so groß gewählt werden müssen, daß die Seefahrzeuge, die ja bis nach Stettin hereinfahren, unter der Brücke durchfahren konnten. Diese Schwierigkeit fiel bei der Südstrecke fort; dort brauchte die Durchfahrthöhe lediglich für Flußfahrzeuge bemessen zu werden. Indessen waren hier zwei Oderarme zu überbrücken: Der schiffbare Nebenarm, die Westoder, und der eigentliche Oderstrom, der zwecks deutlicherer Unterscheidung oft auch als Ostoder bezeichnet wird. In dem Polder zwischen diesen beiden Hauptarmen verlaufen noch mehrere kleine Zweigarme, auf deren Vorflut ebenfalls Rücksicht genommen werden muß.



Abb. 1. Lageplan.

Die Untergrundverhältnisse sind bei beiden Strecken im Bereich der Oderniederung recht ungünstig. Der tragfähige Baugrund liegt erst in beträchtlicher Tiefe und wird überdeckt von starken Torf- und Faulschlammschichten. Die Breite dieser sumpfigen Niederung beträgt im Zuge der Nordstrecke etwa 10 km, bei der Südstrecke dagegen nur rd. 4 km.

Auf Grund eingehender Vergleichsuntersuchungen fiel die Entscheidung zugunsten der Südlinie aus. Durch Verhandlungen mit der Oderstrombauverwaltung und dem Wasserbauamt wurde eine Begradigung der Ufer erreicht, so daß schiefe Brücken vermieden werden konnten. Abb. 2 zeigt die Gradiente der Autobahn, sowie die Untergrundverhältnisse, wie sie sich aus den zahlreichen Bohrungen ergeben haben. Wie aus diesem Längenschnitt ersichtlich ist, sind die äußeren Bedingungen für beide Brücken — sowohl für die Oderbrücke, als auch für die über die Westoder — sehr ähnlich. Es lag deshalb nahe, auch die Überbauten selbst gleichartig auszubilden. Im folgenden mag es daher genügen, nur über die Oderbrücke zu berichten, die mit einer Gesamtlänge von 225 m diejenige der Westoderbrücke um 21 m übertrifft.

Die Vorentwürfe.

Bereits im Jahre 1934 wurde die Planung für die Oderbrücken aufgenommen. Von Hause aus lag fest, daß die Brücken als Hochbrücken über die beiden Oderarme zu führen sind und daß fernerhin mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse nur Balkenbrücken in Frage kommen. Daß schließlich noch auf eine möglichst gute Einpassung in die flache Oderlandschaft größter Wert gelegt wurde, braucht heute wohl kaum besonders betont zu werden.

Der gewöhnliche Wasserspiegel der Oder liegt auf 0,15 m über N. N., das höchste Hochwasser auf + 1,84 m. Seitens der Wasserbauverwaltung wurde für die Oderbrücke eine Durchflußweite von 225 m gefordert; die rd. 100 m breite Schiffsfahrtsöffnung sollte in dem mittleren Bereich auf 20 m Breite eine lichte Durchfahrthöhe von 12 m über gewöhnlich Wasser aufweisen. Die Überführung der Reichsautobahn wurde mit 24 m in voller Breite vorgesehen; für die Brückengradiente wurde ein Halbmesser von 10 000 m vorgeschrieben.

Wie aus Abb. 2 hervorgeht, sind die beiden Oderufer vollständig flach. Die im Anschluß an die Brückenbauten erforderlichen

Dämme müssen also hoch aufgeschüttet werden; erschwerend kommt hier noch hinzu, daß diese Dämme bis auf den tragfähigen Baugrund hinuntergeführt werden müssen, um Setzungen der Betonfahrbahn nach Möglichkeit zu vermeiden. Unter diesen Umständen wurde auf eine tunlichste Beschränkung der Bauhöhe der Überbauten größter Wert gelegt.

Die beiden, im Einverständnis mit der OBK Stettin von dem Stahlbau-Werk I. Gollnow u. Sohn, Stettin. ausgearbeiteten Vorentwürfe sind in Abb. 3 und 4 dargestellt. Abb. 3 zeigt einen durchgehenden Parallelträger mit Strebenfachwerk; wie aus dem Bild hervorgeht, sind zwei unabhängig voneinander verlaufende Brückenstränge — für jede Fahrbahn einer — vorgesehen. Der Gegenentwurf (Abb. 4) weist vier vollwandige, gänzlich unter der Fahrbahn angeordnete Hauptträger auf. Die Untergurte haben

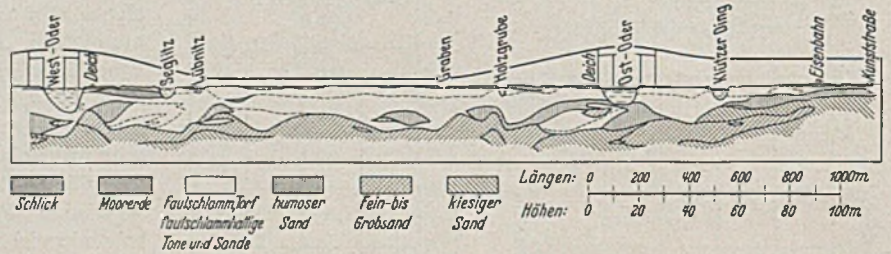


Abb. 2. Längsschnitt der Strecke.

eine geschwungene Form; in Strommitte ist die Trägerhöhe möglichst gering, über den Strompfeilern dagegen verhältnismäßig groß, um die erforderliche Steifigkeit des ganzen Tragwerkes zu erzielen.



Abb. 3. Vorentwurf.

Vom schönheitlichen Standpunkt aus ist der letzte Entwurf dem ersteren entschieden überlegen. Brücken mit obenliegender Fahrbahn stellen nun einmal, besonders für die Überführung von Straßen oder Autobahnen, zweifellos die großzügigste und schönste Lösung dar. Gegen den Fachwerkentwurf kann ferner noch eingewendet werden, daß die vier Hauptträger in der Schrägsicht wenig schöne Überschneidungen ergeben könnten.

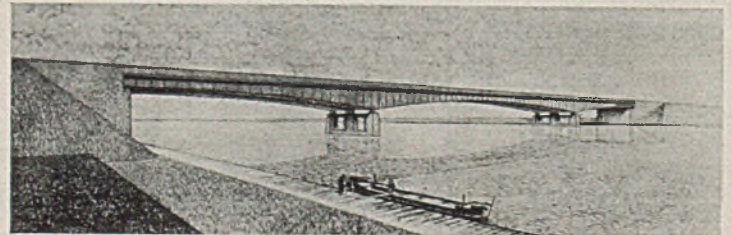


Abb. 4. Vorentwurf.

Da ein unter einer größeren Anzahl von Firmen ausgeschriebener Wettbewerb keine besseren Vorschläge ergab, wurden die genannten beiden Entwürfe dem Führer und dem Generalinspektor Dr. Todt vorgelegt. Die Wahl fiel auf den Entwurf mit den unter der Fahrbahn angeordneten Blechträgern. Die geschwungene Form der Untergurte sagte weniger zu, da sie eher den Eindruck einer städtischen Brücke erweckt, als den einer Autobahnbrücke, für welche schon aus ihrer ganzen Zweckbestimmung heraus eine straffere Linienführung am Platze ist.

Für die weitere Bearbeitung wurde daher gefordert, daß der

Untergurt in allen Öffnungen waagrecht verläuft. Lediglich über den Strompfeilern wurde auf eine kurze Strecke zur Aufnahme der großen Stützmente ein geradliniger Anlauf (Voute) zugelassen. Dadurch wurde es möglich, mit einer gegenüber dem Vorentwurf nur geringfügigen Vergrößerung der Bauhöhe, etwa 1 m, auszukommen. Abb. 5 zeigt ein Schaubild des endgültigen, zur Ausführung bestimmten Entwurfes, aus dem auch die Einpassung des Brückenbauwerkes in die Landschaft ersichtlich ist.



Abb. 5. Ausgeführter Entwurf.

Der Ausführungsentwurf.

Aufriß und Grundriß sowie verschiedene Schnitte des der Ausführung zugrunde liegenden Entwurfes sind in Abb. 6 und 7 dargestellt. Wie man erkennt, besteht die Brücke aus zwei nebeneinander liegenden Überbauten, die durch Querverbände miteinander verbunden sind.

die unsicheren Untergrundsverhältnisse wurde als Tragwerk ein Gerberträger mit zwei Gelenken in der Mittelöffnung gewählt. Für den Abstand der Gelenke von dem Strompfeiler war das Verhältnis der Größtmomente zu den möglichen Trägerhöhen maßgebend; zu beachten war ferner, daß die Durchbiegungen den zulässigen Wert nicht überschreiten. Als zweckmäßiges Maß ergab sich die Länge der Kragarme zu je 18 m. Der eingehängte Koppelträger weist ebenso wie die Seitenöffnungen eine Stützweite von 63 m auf. Die Stegblechhöhe der Koppelträger wurde konstant angenommen, und zwar mit Rücksicht auf die äußerst knappe Bauhöhe zu 3,10 m

$$= \sim \frac{63,0}{20}$$

Die Brückenbreite ergab sich aus der Bedingung, daß die Reichsautobahn in voller Breite überführt werden sollte. Die beiden Fahrbahnen einschließlich des Zwischenstreifens besitzen eine Breite von 23 m; dazu kommt noch an jeder Seite ein Fußsteg von 0,5 m. Der Abstand der Geländerinnenkanten beträgt somit 24 m. Die Entfernung der Hauptträger wurde zu 2,90 m festgelegt; damit wurde erreicht, daß die Hauptträger jeder Fahrtrichtung annähernd gleiche Belastung aufweisen. Lediglich die beiden

mittleren Hauptträger D und C sind weiter, nämlich 3,30 m voneinander entfernt. Diese Vergrößerung erscheint angebracht, da ja der Mittelstreifen nur in Ausnahmefällen belastet werden dürfte.

Im Hinblick auf die stark gedrückte Bauhöhe der Brücke mußte die Fahrbahnplatte möglichst leicht und niedrig ausgebildet werden. Gewählt wurde eine Betonfahrbahn auf Buckelblechen

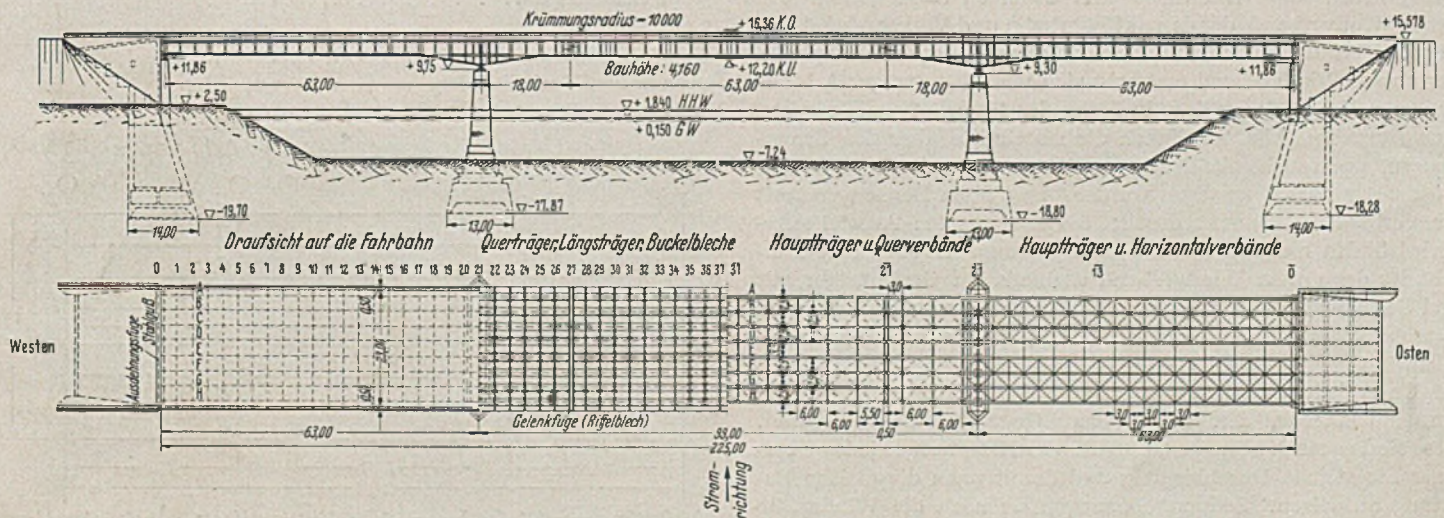


Abb. 6. Ausführungsentwurf. (Längsschnitt und Grundriß.)

Jeder Einzelüberbau weist wieder vier vollwandige Hauptträger auf, welche die Oder in drei Öffnungen von 63,0 + 99,0 + 63,0 m überspannen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt also 225 m. Daß die vier Hauptträger jedes Überbaues auch untereinander durch kräftige Querverbände zusammengehalten sind, ist aus Abb. 7 ersichtlich. Die Hauptträger sind als genietete Blechträger ausgebildet; die Stegblechhöhe ist veränderlich und wird bestimmt durch die vorgeschriebene Gradiante von $R = 10\ 000$ m, sowie durch die Forderung, daß der Untergurt — bis auf die Vouten — in allen Öffnungen waagrecht verlaufen soll. Mit Rücksicht auf

von $3,0 \cdot 1,5 = 4,5$ m² Größe. Die Längsträger liegen in Abständen von 1,50 m und bestehen aus normalen I-Trägern. Der Abstand der Querträger beträgt 3 m. Um eine zusätzliche Belastung durch Aufbeton zu vermeiden, folgen die Querträgerobergurte dem Querfälle der Autobahn; die Querträger wurden daher als dachförmig geschweißte Blechträger ausgebildet. Die Auflagerung der Querträger auf den Hauptträgern erfolgt zentrisch auf Wälzplatten, die — bis auf je einen mittleren Träger — eine Bewegung der ganzen Fahrbahnplatte in Brückenlängsrichtung gestatten. Die Formänderungen der Hauptträger können also auf den Fahrbahnrost nicht

übertragen werden; diese Anordnung bietet ferner den Vorteil, daß die Hauptträgerobergurte überall zugänglich bleiben.

Die Entwässerung der Brücke erfolgt durch je eine unter dem Schrammbord liegende Längsrinne, die durch Abfallrohre das Wasser an eine an den Querträgern angehängte Kastenrinne abgibt.

ausgebildet worden. Eine Prinzipskizze dieser gewählten Lagerungsart, die Zwängungsspannungen nach Möglichkeit vermeidet, ist in Abb. 8 dargestellt.

Seitlich der äußeren Hauptträger A bzw. H sowie zwischen den beiden mittleren Hauptträgern D und E sind Besichtigungswagen angeordnet, an die leichte Besichtigungsstege angehängt werden können.

Als Baustahl für die Hauptträger wurde St 52 verwendet; Fahrbahnträger und Verbände bestehen aus St 37. Lager und Gelenke sind aus Stahlguß St 52. 81 S. Hinsichtlich der Belastung gelten die Angaben der DIN 1072, Brückensklasse I. Wie aus dem ganzen Aufbau hervorgeht, ist die Brücke als Doppelbrücke aufgefaßt worden. Es sind also für jede Fahrbahn als Verkehrslast einzuführen: 1 Dampfwalze von 24 t Gesamtgewicht und daneben 2 Lastkraftwagen von je 12 t; die verbleibende Fläche ist mit Menschengedränge belastet angenommen. Für die Berechnung und konstruktive Durchbildung war die DIN 1072 und 1073 maßgebend; sofern diese nicht ausreichte, wurden auch die BE und GE sinngemäß herangezogen.

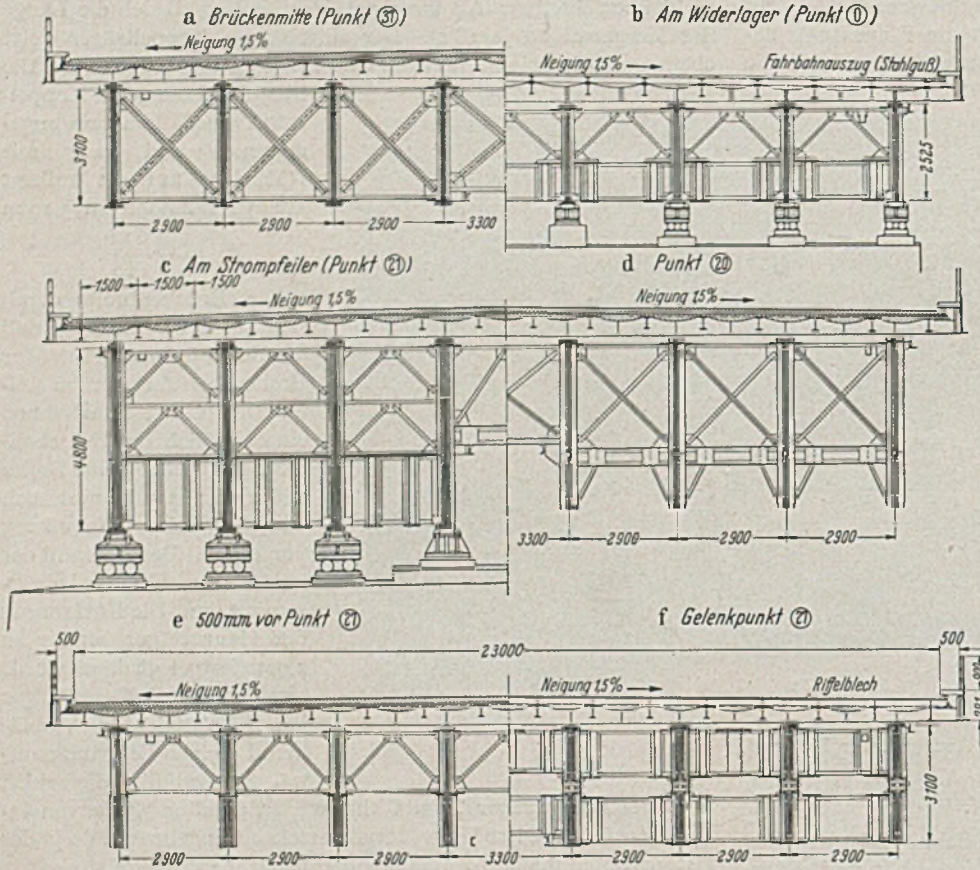


Abb. 7. Ausführungsentwurf. (Querschnitte.)

Die Windangriffsfläche des ganzen Bauwerks ist verhältnismäßig klein; die Windkräfte sind demnach auch gering. Als oberer Windverband, der den auf Fahrbahn und Verkehrsband entfallenden Windanteil aufzunehmen hat, dient die Buckelblechplatte. Der untere Windverband erstreckt sich von Hauptträger A bis D bzw. von E bis H; er liegt in Höhe der Hauptträgeruntergurte. Eine Ausnahme bilden lediglich die Abschnitte über den Strompfeilern, wo, wie bereits früher erwähnt wurde, die Hauptträger vortenartig heruntergezogen wurden. In diesem Bereich verläuft der Verband waagrecht durch; die horizontalen Aussteifungswinkel bilden hier die Windverbandsgurtung. In statischer Hinsicht ist der untere Windverband ebenfalls ein Gerberträger mit zwei Gelenken in der Mittelöffnung. Die Ausfachung des Verbandes besteht aus je einem dreifachen Schrägenzug ohne Gegendiagonalen.

Unter jedem zweiten Querträger, also in Entfernungen von 6 m, sind zwischen den Hauptträgern Querverbände angeordnet. Diese sind so stark bemessen, daß die vier Hauptträger jedes Überbaus die gleiche Durchbiegung und damit auch die gleiche Belastung aufweisen. Sodann übertragen sie noch die Windkräfte nach dem unteren Windverband; schließlich verhüten sie auch ein seitliches Ausweichen der gedrückten Hauptträgergurte. An den Punkten 0, 21 und 27, d. h. also über den Auflagern und an den Gelenkpunkten sind die Querverbände z. T. vollwandig ausgebildet, um ein Anheben der Brücke durch Pressen zu ermöglichen.

Die Gerbergelenke in den Hauptträgern sind in einfacher Weise als feste Lager ausgebildet; dadurch wurde erreicht, daß die Fahrbahnunterbrechung an diesen Stellen schmal gehalten werden konnte. Von den vier Lagern jedes Hauptträgers müssen somit drei längsverschieblich angeordnet werden. Mit Rücksicht auf die große Brückenbreite sind ferner sämtliche Lager, mit Ausnahme derjenigen unter den Hauptträgern D und E, querverschieblich

Die Fahrbahntafel.

Abb. 9 zeigt einen Querschnitt durch die Fahrbahn, aus der auch die Ausbildung der Fußstege, des Geländers wie auch der Entwässerung zu erkennen ist. Die Fahrbahndecke besteht aus Beton; sie ruht, wie eingangs bereits erwähnt, auf 8 mm starken Buckelblechen, die bei einer Fläche von $1,5 \cdot 3,0 = 4,5 \text{ m}^2$ einen Stich von 12 cm aufweisen. Das Eigengewicht des Fahrbahnbelages ergibt sich zu:

10 cm Fahrbahndecke	220 kg/m ²
5 cm Schutzbeton	110 „
2 cm Dichtung	28 „
5 cm Unterbeton	110 „
Beton in den Buckelblechen	154 „
Buckelbleche 8 mm st.	64 „
<hr/>	
686 kg/m ² = ~ 0,69 t/m ²	

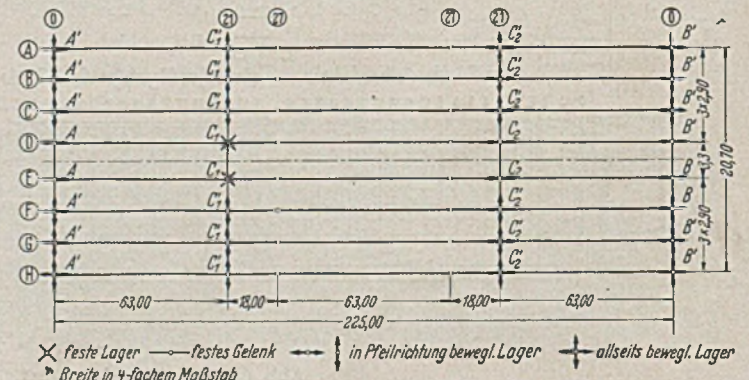


Abb. 8. Lagerung.

Die Längsträger haben eine Spannweite von 3 m und eine Belastungsbreite von 1,50 m. Ausgeführt sind normale I 28, die in die Querträger eingewinkelt und dort mit Zuglasche und Reitwinkel versehen sind. Abb. 10 zeigt diesen Anschluß, von der Seite gesehen.

Links bzw. rechts der Fahrbahnrandträger (Reihe L in Abb. 9) sind statt der Buckelbleche 8 mm starke Flachbleche angeordnet. Die Fahrbahnrandträger werden, obwohl sie eine kleinere Belastungsbreite wie die mittleren Längsträger aufweisen, aus kon-

struktiven Gründen wie diese ausgeführt (I 28). Lediglich in den Feldern, wo das Entwässerungsrohr den Randlängsträger durchbricht — ein solches Feld ist in Abb. 9 dargestellt — ist ein höheres Profil (I 34) gewählt worden.

rechte Kraft von 130 kg/m bemessen. Die Pfosten 2 [W 10¹/₂ stehen in Abständen von 3 m und sind unten mit den Querträgern biegefest verbunden. Zwischen den Pfosten verlaufen nur waagerechte Holme (Abb. 11). Die Zwischenholme [8 liegen

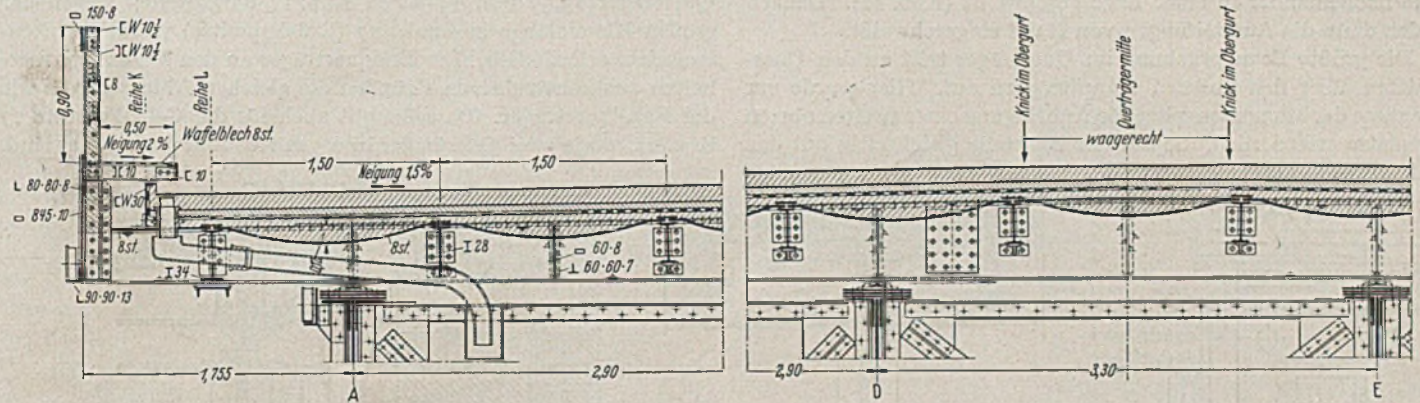


Abb. 9. Querschnitt durch die Fahrbahn.

Der äußere Fahrbahnrandträger (Reihe K in Abb. 9) trägt außer der Fahrbahn die Querträger des Fußweges; gewählt ist ein [W 30.

innen mit den Pfosten bündig. Für die Handleiste ist des besseren Aussehens halber das gleiche Profil wie für die Pfosten [W 10¹/₂ verwendet, an das außen noch ein lotrecht gestellter Flachstahl 150 · 8 angenietet ist. Die lichten Abstände zwischen Handleiste, Zwischenholmen und Fußwegrandwinkel sind mit 202 mm gleich groß ausgeführt worden.

Der Fußweg ist mit 8 mm starken Waffelblechen abgedeckt, die zum Zwecke der Entwässerung in einer Neigung von 2% nach innen verlegt sind. Der größeren Steifigkeit halber sind an die Unterseite der Waffelbleche in Abständen von rd. 0,5 m querverlaufende Winkel 50 · 50 · 5 angeschweißt. Die Waffelblechtafeln sind 1,50 lang und ruhen innen auf dem Längsabschlussträger [10 auf, der seinerseits an den in Ab-

ständen von 1,50 m liegenden Fußweg-Querträgern 2 [10 befestigt ist. Abb. 11 zeigt einen Blick auf die Tragkonstruktion der Fahrbahn und des Fußsteiges während des Zusammenbaues.

Die Querträger liegen in Abständen von 3 m; sie haben eine Länge von 24,21 m und laufen kontinuierlich über die acht Hauptträger durch. In Abb. 9 ist das End- und Mittelstück eines normalen Querträgers in der Ansicht dargestellt; den Querträger in ganzer Länge zeigen die Schnitte in Abb. 7. Wie man daraus ersieht, beträgt die Stützweite 2,90 m, im Mittelfeld 3,30 m; der Überstand über die äußeren Hauptträger mißt 1,755 m. Die Unterkante des Querträgerstegbleches ist waagrecht, die Oberkante des Stegbleches läuft mit der Oberkante der Fahrbahn parallel; die Querträgerhöhe wächst also mit 1,5% Steigung an. Das Stegblech hat eine Stärke von 10 mm und ist über den äußeren Hauptträgern 37 cm hoch. Die Gurtplatten bestehen aus Flachstählen 140 · 16, die durch beiderseitige 4 mm starke Kehlnähte mit dem Stegblech verbunden sind. Aussteifungen sind über jedem Hauptträger sowie



Abb. 10. Längsträgeranschluß.

Der äußere Fußwegrandträger ist aus architektonischen Gründen als hoher Blechträger ausgebildet. Das Stegblech hat die Abmessungen 845 · 10, der obere Gurtwinkel 80 · 80 · 10; der untere Gurtwinkel dient gleichzeitig als Schiene für den äußeren Besichti-

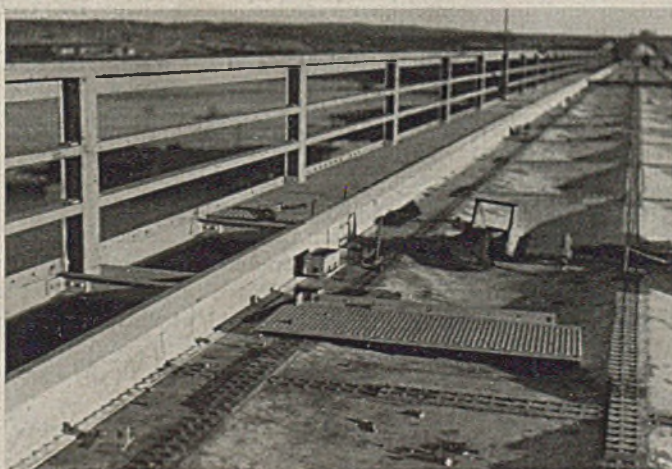


Abb. 11. Fahrbahn und Fußweg während des Zusammenbaues.

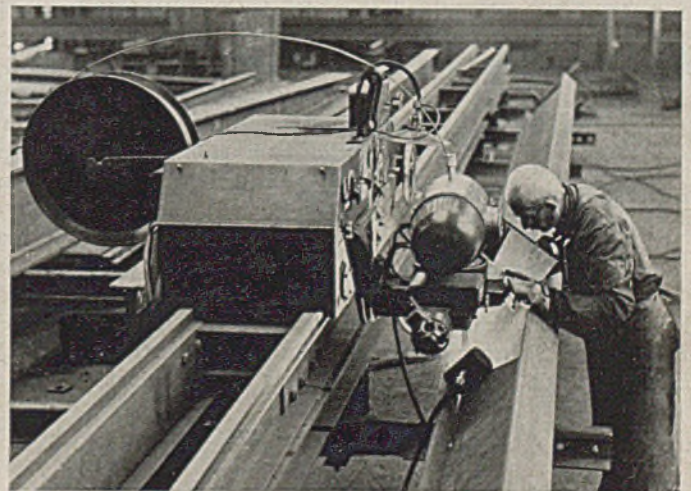


Abb. 12. Schweißen der Querträger im Werk.

gungswagen und ist daher stärker (L 90 · 90 · 13) ausgeführt. Es besteht wohl kein Zweifel, daß eine solche stählerne Randkonstruktion mit den darunterliegenden stählernen Hauptträgern gut harmonisiert und dazu beiträgt, dem ganzen Brückenbauwerk einen ruhigen und geschlossenen Ausdruck zu verleihen (vgl. z. B. Abb. 27 bis 29).

in der Mitte zwischen den Längsträgern angeordnet. Um eine Häufung der Schweißnähte zu vermeiden, sind die Aussteifungen vorn aus [60 · 8, während hinten L 60 · 60 · 7 verwendet wurden. Die Steifen über den Hauptträgern wurden am Untergurt, die in Feldmitte am Obergurt eingepaßt und angeschweißt. Während die Anschlüsse für die Längsträger unter 90° zum Obergurt angeordnet sind, stehen die Steg aussteifungen senkrecht zum Untergurt, also lotrecht.

Das Gelände ist gemäß einer Verfügung der Direktion der Reichsautobahnen — abweichend von DIN 1072 — für eine waage-

Die Schweißung der Querträger erfolgte nach folgendem Schema: Zunächst wurden die Gurtplatten durch Heftschweißung von Hand mit dem Stegblech verbunden. In diesem Zustande wurde der Träger vor den Schweißautomaten gebracht und die vier Gurtnähte nacheinander in einer Lage geschweißt (Abb. 12). Danach wurden dann die Aussteifungen von Hand eingeschweißt.

Die größte Beanspruchung im Querträger tritt an den Querschnitten über den äußeren Hauptträgern auf. Hier wurde zur Aufnahme der Momentenspitze die Anbringung einer zweiten oberen Gurtplatte erforderlich, die auf der Baustelle gleichzeitig mit den Buckelblechen aufgenietet wurde.

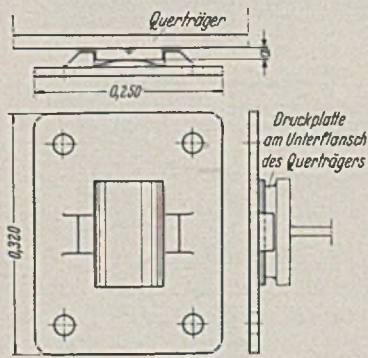


Abb. 13. Wälzplatte unter dem Querträger.

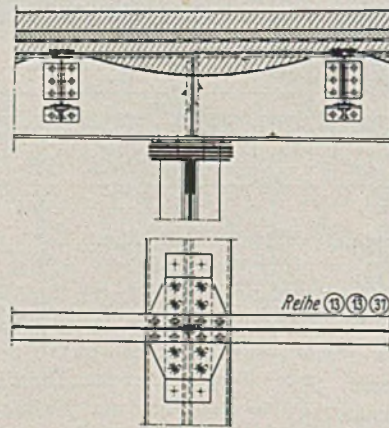


Abb. 14. Anschluß der festen Querträger.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion erfolgt, wie später ausführlich dargelegt wird, jeweils in halber Brückenbreite. Die Querträger erhielten daher zwischen dem Hauptträger D bzw. E und dem mittelsten Längsträgerstrang einen Baustellenstoß. Da die Stoßstelle in der Nähe der Festpunkte liegt, ist das zu übertragende Moment klein. Stegblech und Untergurt wurden durch Laschen gedeckt, der Obergurt dagegen stumpf geschweißt (V-Naht).

Die Auflagerung der Querträger auf den Hauptträgerobergurt erfolgt, wie bereits in der allgemeinen Übersicht ausgeführt, auf Wälzplatten, die eine Längsbeweglichkeit der ganzen Fahrbahn in Richtung der Hauptträger gestatten. Eine Ausnahme hiervon bilden lediglich die Querträger 13, 37 und 13, die mit den Hauptträgern fest verbunden sind. Die Wälzplatten, die der Deutlichkeit halber in Abb. 13 nochmals größer herausgezeichnet sind, wurden auf die Gurtplatten der Hauptträger aufgenietet. Zwischen Wälzplatte und Querträgeruntergurt sind Futterstücke zum Höhenausgleich eingeschaltet, die an den Querträgeruntergurt angeschweißt sind; die Stärke a dieser Futterstücke schwankt zwischen 11 und 48 mm.

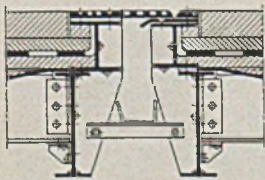


Abb. 15. Fahrbahnunterbrechung im Gelenkpunkt.

Zur Überleitung von horizontalen Kräften aus der Fahrbahnebene wie auch zur Abstützung der Hauptträger-Druckgurtung an den Querträgern sind die Wälzplatten mit seitlichen Knaggen versehen. Eine Sicherung gegen Abheben der Querträger ist nicht erforderlich, da der Auflagerdruck aus Eigengewicht wesentlich

größer ist als eine gegebenenfalls bei Verkehrslast auftretende Entlastung. Gegen Kippen sind die Querträger durch die steif zwischen ihnen angeschlossenen Längsträger ausreichend gesichert.

Der Anschluß der fest mit den Hauptträgern verbundenen Querträger 13, 37 und 13 ist in Abb. 14 dargestellt; wegen der großen Klemmlänge in Punkt 37 (Brückenmitte) wurden Linsenkniete erforderlich. Die Endquerträger an den Widerlagern erhalten aus konstruktiven Gründen die gleichen Abmessungen wie der Regelquerträger. Dasselbe gilt auch für die Gelenkpunkte 27 bzw. 27, wo je zwei Querträger in 0,5 m Abstand angeordnet sind,

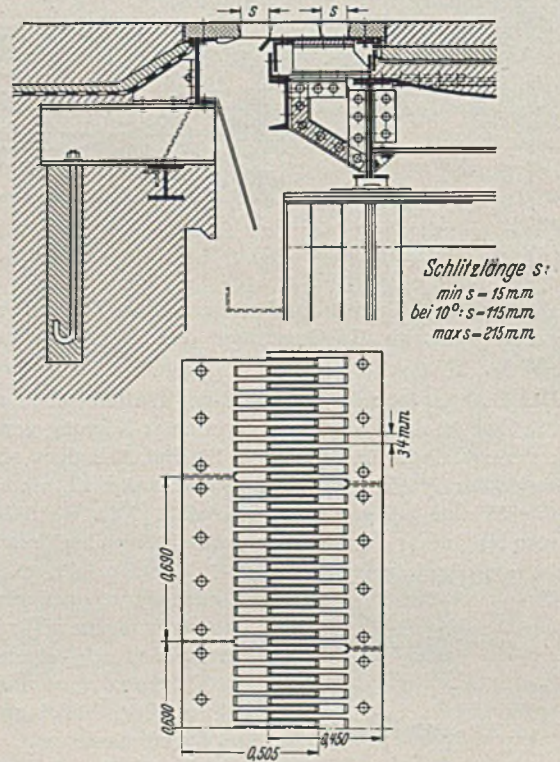


Abb. 16. Fingerkonstruktion an den Widerlagern.

In den Gelenkpunkten 27 bzw. 27 ist Fahrbahn, Fußweg und Geländer unterbrochen. Da die Gelenke als feste Lager ausgebildet sind, so sind die gegenseitigen Verschiebungen klein. Es genügt daher die Anordnung eines Schleppbleches nach Abb. 15, um die Lücke in der Fahrbahn zu überbrücken. Wesentlich größere Längenänderungen treten an den Widerlagern auf. Der größte Wert entsteht am Widerlager B (Abb. 8); infolge Wärmeänderung beträgt er $\pm 0,000012 \cdot 16 \cdot 200 \cdot 35 = \pm 6,8$ cm, wozu noch ~ 2 cm infolge Verkehrslast treten. Abb. 16 zeigt die ausgeführte Fingerkonstruktion, die eine Bewegung um ± 10 cm zuläßt. Die größte Schlitzbreite zwischen den Fingern beträgt im Bereiche der beiden Fahrbahnen 34 mm, was ein Befahren der Brücke mit Kleinkraftfahrzeugen ohne weiteres möglich macht. Der Einfachheit halber wurden an beiden Widerlagern die gleichen Stahlfußplatten angeordnet.

(Schluß folgt.)

BETONBAU UND HÖRSAMKEIT.

Von Professor Dr.-Ing. Eugen Michel, Hannover.

Übersicht: Die Erfordernisse eines wirksamen Schutzes gegen Luftschall, Körperschall und Erschütterungen werden besprochen und zwar in besonderer Anwendung auf den Betonbau. Besonders zu beachten ist, daß bei Luftschall selbst kleinste Öffnungen und Ritzen die Dämmwirkung einer Wand oder Decke ganz erheblich beeinträchtigen.

Mit dem Aufkommen der Betonbauweisen sind immer mehr Klagen über die Hellhörigkeit der betreffenden Bauwerke laut ge-

worden. Es dürfte daher angebracht sein, näher auf diesen Gegenstand einzugehen¹.

Um im Einzelfall die erhobenen Beschwerden beurteilen zu können, muß man sich vor allem klar darüber sein, ob es sich bei den Störungen um Luftschall oder um Körperschall handelt bzw.

¹ Zwickler, C.: Beton (Bijlage tot „De Ingenieur“) 31 (1936).

in welchem Verhältnis die beiden Schallarten beteiligt sind. In engstem Zusammenhang mit dem Körperschall stehen die Erschütterungen.

Luftschall, d. h. der von einer Schallquelle in die Luft entsandt und in dieser sich ausbreitende Schall kann das Ohr eines Hörers nicht nur unmittelbar, sondern auch mittelbar erreichen. Letzteres ist der Fall, wenn sich zwischen Schallquelle und Hörer eine an sich schallundurchlässige, aber nur dünne Abtrennung, z. B. eine Wand, befindet, die von der Energie des auftreffenden Schalls membranartig in Schwingungen versetzt wird. Diese teilen sich der auf der anderen Seite der Wand befindlichen Luft mit, und es glaubt dann der Hörer einen durch die Wand dringenden Schall zu vernehmen.

Eine Wand oder Decke aus einheitlichem Material bildet einen um so besseren Abschluß gegen Luftschall, je dichter, schwerer und starrer sie ist. Damit werden also Eigenschaften verlangt, die sich bei Ausführung in Beton ohne Schwierigkeit erzielen lassen.

Der Schallschutz, den bei mittlerer Tonhöhe eine Betonwand nach Maßgabe des Gewichts von 1 m² Ansichtsfläche bietet, ergibt sich aus der beigefügten Zahlentafel (Abb. 1). Hierbei ist „Phon“

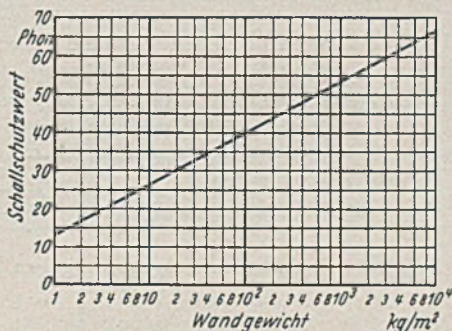


Abb. 1. Abhängigkeit des Schallschutzes vom Wandgewicht.

die in der Akustik übliche logarithmische Maßeinheit für subjektives Empfinden. Die objektive Schallstärke wird nach Dezibel (db) gemessen.

Bei einer einschaligen Wand, die normalen Anforderungen entsprechen soll, ist nach den „Technischen Bestimmungen für die Zulassung neuer Bauweisen“ vom 6. September 1934² ein Schallschutz zu verlangen, wie er von einer ein Stein dicken vollen Ziegelmauer mit beiderseitigem Verputz geboten wird; bei Decken soll ein solcher wie bei einer Holzbalkendecke (Balken mindestens 24 cm hoch) mit Einschub, Auffüllung, Dielung, Schalung, Bohrung und Verputz erreicht werden. Beide Forderungen entsprechen einem empfundenen Lautstärkenunterschied von rd. 60 Phon beiderseits der Trennfläche.

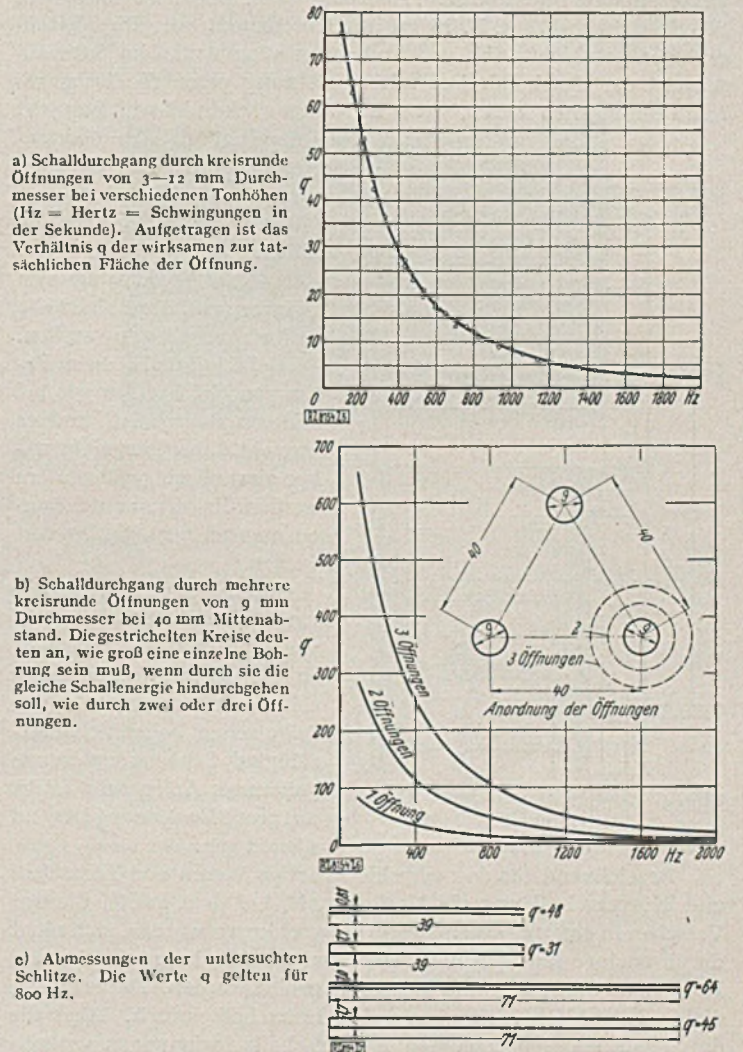
Jede Durchbrechung und Undichtigkeit einer Wand oder dergleichen setzt die Schallabwehr merklich herab, und zwar lassen gerade kleine Öffnungen und Spalten unverhältnismäßig viel Schall durchtreten. Man muß daher bei ihnen mit einer gedachten „wirksamen“ Öffnung rechnen, die das Mehrfache, je nach der Tonhöhe bis zum 80fachen der „wirklichen“ beträgt (Abb. 2). Die Tonhöhe bestimmt sich nach der Schwingungszahl/sec (Hertz, abgekürzt Hz).

Selbst Haarrisse, wie sie bei Beton infolge von Setzungen, Schubspannungen usw. leicht vorkommen, ergeben eine starke Beeinträchtigung der Schalldichtigkeit (Abb. 3). Es ist deshalb wichtig, daß Decken und Wände aus Beton oder Eisenbeton, bei denen auf große Schalldichtigkeit Wert gelegt wird, dauernd rissfrei bleiben und in diesem Sinn aus gutem Material und in sorgfältiger Arbeit hergestellt werden.

Nun müssen aber vielfach Leitungsrohre durchgeführt werden, obwohl dies den Schallschutz in hohem Maße gefährdet. Auf gute Abdichtung ist daher bei ihnen besonders zu achten. Metallrohre werden am besten dämmend umwickelt und dann mit einem nachgiebigen Stoff, etwa Bitumen vergossen, so daß ihnen für die durch

Temperaturschwankungen bewirkten Längenänderungen eine gewisse Beweglichkeit gewahrt bleibt.

Vorteilhaft ist es, den Leitungsplan schon so frühzeitig fertigzustellen, daß man vor der Ausführung des Betons jeweils Rohr-



a) Schalldurchgang durch kreisrunde Öffnungen von 3–12 mm Durchmesser bei verschiedenen Tonhöhen (Hz = Hertz = Schwingungen in der Sekunde). Aufgetragen ist das Verhältnis q der wirksamen zur tatsächlichen Fläche der Öffnung.

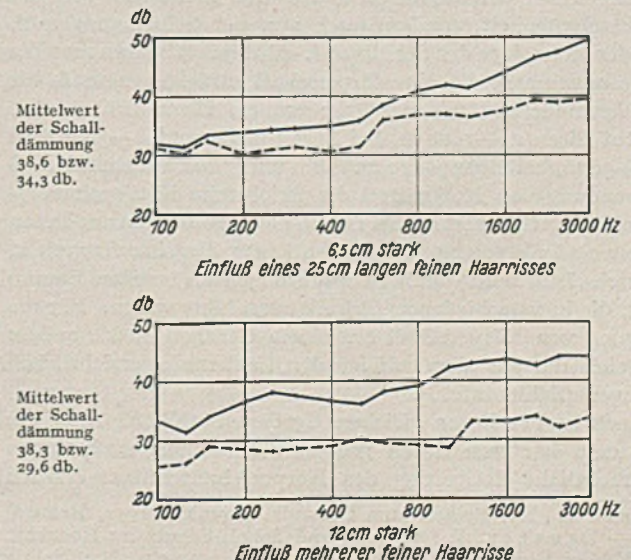
b) Schalldurchgang durch mehrere kreisrunde Öffnungen von 9 mm Durchmesser bei 40 mm Mittenabstand. Die gestrichelten Kreise deuten an, wie groß eine einzelne Bohrung sein muß, wenn durch sie die gleiche Schallenergie hindurchgehen soll, wie durch zwei oder drei Öffnungen.

c) Abmessungen der untersuchten Schlitzte. Die Werte q gelten für 800 Hz.

Abb. 2. Schalldurchgang bei kleinen Öffnungen und Schlitzten.

kapseln anbringen kann, die miteingestampft werden und ein nachträgliches Durchbrechen erübrigen.

Handelt es sich um zahlreiche Steigeleitungen, so ist es besser, anstatt der einzelnen Durchführungen, einen Leitungssammel-



Volle Linie: Wand unbeschädigt. Gestrichelte Linie: Wand gerissen.
Abb. 3. Einfluß von Haarrissen auf den Schalldurchgang.

² Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1934.

schaclit anzuordnen, der die Rohre eines größeren Umkreises in sich aufnimmt. Ein solcher Schacht, der mit Klappen und Steig-eisen zugänglich sein muß, gestattet außerdem, die Leitungen dau-ernd unter guter Aufsicht zu halten. Auch läßt er sich zur Be-wetterung von Badezimmer, Aborten und ähnlichen Nebenräumen benutzen, wie dies z. B. in großen Hotelbauten aus Eisenbeton-gerippen geschieht (Abb. 4). Andererseits kann man im Sammelschacht die Geschoßdecken mit Abdichtung gegen die Leitungs-rohre durchgehen lassen, wenn Lüftungszwecke nicht in Betracht

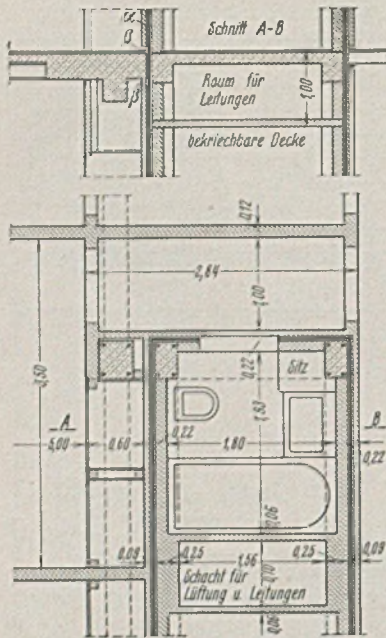


Abb. 4. Ausschnitt aus einem Hotel-grundriß.

kommen und Schallübertra-gungen von einem Geschoß zum anderen besonders sorg-fältig vermieden werden sollen.

An die Abdichtung von Fenstern und Türen sind hohe Anforderungen zu stellen. Dieselben sind aber beim Beton von gleicher Art wie bei anderen Bauweisen, und es braucht daher hier nicht näher darauf eingegangen zu werden. Es sei nur auf die un-ten angegebenen Quellen ver-wiesen.³

Gegen Körperschall und Erschütterungen verhält sich der Beton nicht so günstig wie gegen Luftschall, vielmehr kann er in-folge seiner hohen Schalleit-fähigkeit Schwingungen erst-genannter Arten sehr leicht auf große Entfernung störend übertragen.

Bezeichnend für das verschiedenartige Wesen von Luftschall und Körperschall war ein Vorkommnis, bei dem Leute, die aus Versehen in einen eisernen Kessel eingeschlossen wurden, sich nicht durch noch so lautes Rufen bemerkbar machen konnten, aber bei Klopfen an die Kesselwandung sofort gehört wurden. Das schwere, dichte Eisenblech hielt eben jeden Luftschall zurück. Aber die durch das Klopfen erzeugten Körperschallschwingungen ver-breiteten sich augenblicklich in der ganzen Metallmasse des Kessels und gingen an der Außenseite derselben rasch an die umgebende Luft über. Dieser nunmehrige Luftschall erreichte dann das Ohr der draußen befindlichen anderen Arbeiter.

Wie eingehende Untersuchungen ergeben haben, hängt die mehr oder weniger starke Fortleitung von Körperschall und Erschütterungen bei den einzelnen Baustoffen nicht nur von der Materialbeschaffenheit, sondern auch von der Schwingungszahl, also von der Höhenlage des Schalls ab⁴. Als Maßstab kann man die Weglänge annehmen, die ein Körperschall zurücklegen muß, bis er eine Verminderung seiner Stärke um ein Phon erfährt. Sie beträgt bei Eisen 25—1000 m, bei Ziegel in Zement 8—50 m, bei Beton 5—30 m, bei Holz 3—20 m. Man muß aber annehmen, daß bei Verwendung von Kalkmörtel die Reichweite in Ziegelmauerwerk erheblich geringer ist als bei Beton, daß also Bauten aus Beton hellhöriger sind als solche aus gewöhnlichem Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel. Dies wird durch Beobachtungen an fertigen Bauten bestätigt, die in verschiedener Technik ausgeführt waren. Für die Übertragung von Körperschall aus einem Geschoß in das andere ergaben sich die aus der beifolgenden Zahlentafel ersichtlichen Dämmungen (Zahlentafel I).

Danach ist der Beton gleichwertig dem Stahlbau. Aber wie sich bei dem letzteren durch geeignete Dämmungsmaßnahmen eine beträchtliche Steigerung des Körperschallschutzes erzielen

läßt, so ist dies auch bei Betonbau möglich. Die Leitfähigkeit ver-ringert sich eben, wenn der Materialzusammenhang unterbrochen und eine Schicht von anderem Schallwiderstand eingeschaltet wird.

Zahlentafel I. Körperschalldämmung von Ge-schoß zu Geschoß. A. Gastell, Akustische Zeitschr. (1936) S. 24.

Bauweise	Mittlere Körperschall-dämmung in Phon/Stockwerk
Ziegelbau	19
Beton	8
Stahlskelett	8
Stahlskelett mit Dämmstoff	18

Der Schallwiderstand wird durch das Produkt aus Dichte γ und Schallfortpflanzungsgeschwindigkeit v ausgedrückt. Für die wichtigsten, hier in Betracht kommenden Stoffe sind die ent-sprechenden Zahlen aus der nachstehenden Zahlentafel zu ent-nehmen (Zahlentafel II).

Zahlentafel II. Stoffwerte [nach Schachner, R.: Ge-sundheitstechnik im Hausbau, S. 422. R. Oldenbourg, München und Berlin 1926]. Schallgeschwindigkeit v und Dichte γ verschiedener Stoffe (Mittelwerte).

Stoff	v (m/sec)	γ (kg/dm ³)	$v \cdot \gamma$	Geeignet als Schutz
Blei	1300	11,3	14700	gegen Luftschall
Glas	5000	2,6	13000	„ „
Eisenbeton	~4000	~1,5	6000	
Ziegel	3600	1,5	5400	
Holz	4000	0,4—1,0	1600—4000	
Kork	450	0,24	108	gegen Körperschall
Kautschuk	40	0,9	36	„ „
Luft	330	0,0013	0,43	„ „

Man ersieht daraus in Bestätigung des bereits oben Gesagten, daß Luftschall am wirksamsten durch dichtes, schweres Material, z. B. Eisen, Beton oder Mauerwerk, zurückgehalten wird, während bei Körperschall am besten eine Luftschicht eingefügt wird.

Nun wird es bei baulichen Ausführungen im allgemeinen leicht sein, eine senkrechte Luftschicht anzuordnen, z. B. in Wänden, die eine erhöhte Schallabwehr bieten sollen. Aber in waagerechter Richtung ist dies nicht möglich, vielmehr muß man da mit Zwischen-lagen von Dämmungsmaterialien auskommen.

Die Schallschutzwirkung einer Doppelwand mit Luftschicht ergibt sich aus dem Gesamtgewicht der beiden Schalen, gemäß Abb. 1, zuzüglich eines Mehrwertes für die Luftschichtwirkung ge-mäß nachstehender Zahlentafel III.

Zahlentafel III. Einfluß einer Luftschicht [nach Cammerer, J. S. u. W. Dürhammer: Gesundh.-Ing. 57 (1934) S. 556].

Schallschutzwirkung von Einfachluftschichten in Leichtwänden (Wandgewicht etwa 30—150 kg/m²).

Stärke der Luftschicht in cm	Erhöhung der Schalldämmziffer gegenüber einer Vollwand gleichen Gewichts in Phon
Lose Berührung rauher Be-grenzungsflächen	2
1	4
2	6
5	10
10	12
15	11
20	7

³ Reiher, H.: Beiheft zum Gesundh.-Ingenieur 1932, Reihe 2, Heft 11. — Sautter, L.: Wärme- und Schall-Schutz im Hochbau. Bauwelt-Verlag, Berlin 1933. — Mengerlinghausen, M.: Richtig installieren! VDI-Verlag, Berlin 1933.

⁴ Meyer, E.: Z. VDI 78 (1934) S. 957.

Wenn irgend möglich ist die Luftschicht einer Trennwand auch im Fundament durchzuführen. Anderenfalls ist wenigstens eine der beiden Wandschalen auf eine waagerechte Dämmschicht zu stellen. Die Wirkung der senkrechten Luftschicht kann durch eingehängte dämmende Matten oder Platten erheblich verstärkt werden. Eine Überbrückung der Luftschicht durch irgendwelche Konstruktions-teile, Rohrleitungen usw. ist streng zu vermeiden.

Nichttragende Scheidewände, die in einen Eisenbetongeschoßbau eingesetzt werden, sind auf eine Dämmschicht zu stellen und oben mit einer solchen gegen die Decke abzuschließen. Bei den seitlichen Anschlüssen müssen sie in Falze greifen, die mit Dämmstoff ausgelegt sind.

Große Maschinen werden am besten nicht auf Geschoßdecken, sondern auf eigene Fundamente gestellt, die keinerlei Berührung mit dem Bauegefüge haben, also auch keine Erschütterungen auf dasselbe übertragen. Auch hier leistet eine ringsumlaufende senkrechte Luftschicht gute Dienste. Dieselbe muß oben abgedeckt werden, damit nicht Schmutz hineinfällt und eine Schallbrücke bildet, und es muß diese Überdeckung abgedämmt und so angeordnet sein, daß sie sich nicht festkleben kann. Ferner erhält das Fundament eine waagerechte Dämmschicht, die keine Maschinenerschütterungen auf den Untergrund übertreten und sich von da aus weiter verbreiten läßt (Abb. 5).

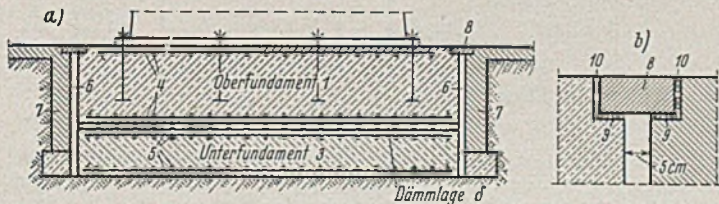


Abb. 5. Maschinenfundament.

Kleine Maschinen dürfen auf Beton- oder Eisenbetondecken gebracht werden, wenn sie eine Lagerung auf Schwingungsdämpfern oder auf einer waagerechten Dämmschicht erhalten.

Alle Dämmstoffe, die nach ihrem Einbau auf Druck beansprucht werden, müssen diesen Druck aushalten können, ohne an Federungsvermögen einzubüßen. Es empfiehlt sich, Ansichtsfugen, in denen sie liegen, nicht zu überputzen, da bei elastischer Zusammendrückung des Dämmstoffs der Putz leicht gestaucht und abgeprengt werden kann (Abb. 6).

Bei Decken aus Beton oder Eisenbeton ist vor allem der Trittschall häufig die Ursache von Belästigung. Sie sind daher mit einem Fußboden von möglichst hoher Schalldämmung zu versehen. Derselbe wird in „schwimmender“ Konstruktion hergestellt, d. h. mit einer Unterlagedämmschicht, die an den Wänden hochgezogen wird und so eine Wanne bildet. In diese legt sich ein Estrich mit dem Belag, etwa Linoleum, also ohne unmittelbare Berührung mit den Umfassungswänden.



Abb. 6. Putz, der eine Wand-Dämmfuge überdeckte und beim elastischen Nachgeben derselben gestaucht wurde.

Eisenbeton-Gerippebauten können infolge ihrer Elastizität sehr leicht durch den Gang einer nicht genügend abgedämmten Maschine in Resonanzschwingungen versetzt werden, die sich schließlich ganz beträchtlich aufschaukeln. Eine Änderung der Umdrehungszahl der Maschine schafft dann oft eine überraschend gute Abhilfe ohne besondere Baukosten⁵.

Abb. 1. Abhängigkeit des Schallschutzes vom Wandgewicht [nach Petzold, E.: Zbl. Bauverw. 52 (1932) S. 105].

Abb. 2. Schalldurchgang bei kleinen Öffnungen und Schlitzen [nach Wintergerst, E. u. W. Knecht: Z. VDI 76 (1932) S. 778].

Abb. 3. Einfluß von Haarrissen auf den Schalldurchgang [nach Lücke, E.: Z. f. techn. Physik 17 (1936) S. 56].

Abb. 4. Ausschnitt aus einem Hotelgrundriß [nach Doorentz, R. u. B. Löser-Bornemann: Schall- und Erschütterungsschutz für Hochbauten, S. 40. Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1935].

Abb. 5. Maschinenfundament [nach Doorentz, R. usw.: a. a. O. S. 43].

⁵ Reiber, H.: Z. VDI 74 (1930) S. 601.

ZWEI GROSSVERSUCHE MIT HOLZKONSTRUKTIONEN.

Von Regierungs-Oberbaurat Dr.-Ing. Eduard Erhart, Wien.

Übersicht: Als Ergebnis der umfangreichen Versuche kann festgestellt werden: 1. Klärung der Frage der zulässigen Leibungsdrücke bei Ringdübel-, Stabdübel- und Konus-Scheiben-Dübelanschlüssen, 2. der Frage der Wirkungsweise von einem oder mehreren hintereinander liegenden Dübelpaaren, 3. Schaffung der Grundlagen für die Normenarbeit, 4. Vergleiche zwischen verschiedenen Ringdübelanschlüssen, 5. Vergleiche mit andern Anschlußmitteln (Verbindern), 6. Biege-, Knick- und Stauchversuche und schließlich 7. Erkenntnisse über zweckmäßige Konstruktionseinzelheiten für die Praxis. In der neuen österreichischen Norm B 6302, Straßenbrücken, Tragwerke aus Holz, haben diese Ergebnisse bereits Anwendung gefunden.

Vorbemerkung.

Anlässlich der Aufstellung des Konstruktionsentwurfes für die Sängerbundeshalle Wien 1928 (6)¹, dann anlässlich der Überprüfung der eingelangten Angebote über einen Holzfunkturm auf dem Bisamberg bei Wien im Jahre 1932 wurden in der Versuchsanstalt der Wiener Technischen Hochschule und im ersteren Falle (Sängerhalle) auch an der Baustoffprüfanstalt der Gemeinde Wien umfangreiche Versuche an Versuchskörpern natürlicher Größe mit verschiedenen Konstruktionen und Verbindern, ferner Versuche über die Eigenschaften des verwendeten Holzes im ersten Fall von Prof. Dr.-Ing. E. Melan,

Wien, und vom Verfasser, im zweiten Fall von den Vorgenannten mit Prof. O. Graf, Stuttgart, durchgeführt.

Über die Ergebnisse der Versuche für die Sängerbundeshalle im Jahre 1928 besteht eine nur einem kleineren Kreis zugängliche Veröffentlichung (2), deren Feststellungen hier bei der weiteren wissenschaftlichen Auswertung mitverwendet werden sollen.

Außerdem sollen im folgenden die Ergebnisse ausländischer Versuche zum Vergleich herangezogen und die Erkenntnisse aus den vorangegebenen Versuchen nicht nur mit Rücksicht auf das damalige Bauvorhaben, sondern über diesen engeren Zweck hinaus weiter ausgewertet und für die Holzkonstruktionspraxis nutzbar gemacht werden. Für die Überlassung des Versuchsgutes sei dem Deutschen Sängerbund (Herrn Hofrat Jos. A. Jaksch) und der Österreichischen Radio-Verkehrs A.-G. (Herrn Techn. Direktor Prof. Dr. Gustav Schwaiger), für die Überlassung der Lichtbilder der Versuchsanstalt der Wiener Technischen Hochschule (Prof. Dr.-Ing. Rinagl) bestens gedankt.

I. Versuche für die Sängerbundeshalle Wien 1928.

1. Vorversuche.

Der Zweck der Vorversuche war, Anhaltspunkte für die beste Art der Durchführung der Hauptversuche, ferner für die zulässigen

¹ Die eingeklammerten Zahlen beziehen sich auf das Schrifttumsverzeichnis am Schlusse.

Leibungsdrücke bei dem verwendeten feuchten Holz und den zu erwartenden Sicherheitsgrad zu gewinnen und das Verhalten der Dübel bei höheren Lasten zu untersuchen und so eine vorläufige Bestätigung der Zulässigkeit der angenommenen Höchstleibungsdrücke (siehe weiter unten) zu erhalten.

Für die Vorversuche wurden längs oder quer durch Schüller-Ringdübel (Abb. 1) von D = 24 und 26 cm Durchmesser, d = 10 mm Stärke und b = 50 mm Breite angeschlossene und mit Bolzen von B = 28 mm Durchmesser (Unterlagsscheibe 120 x 120 mm, 12 mm dick) zusammengehaltene Kanthölzer von 13 x 30 cm Querschnitt aus Fichtenholz aus dem südwestlichen Niederösterreich verwendet (Abb. 2). Das Holz wurde absichtlich nicht ganz erstklassig gewählt. Nachdem bisher normierte Güteklassen für Bauholz nicht bestehen, muß der allgemeine fachliche Sprachgebrauch für die Güte des Holzes herangezogen werden. Nach diesem wäre das Holz der Vorversuche als gut zweitklassig zu bezeichnen. Die größte Nutzlast für ein Dübelpaar wurde für Schüller-Dübel aus der Gleichung

$$P = 2 b (D + 2) \sigma_1 \dots \text{Gl. 1)}$$

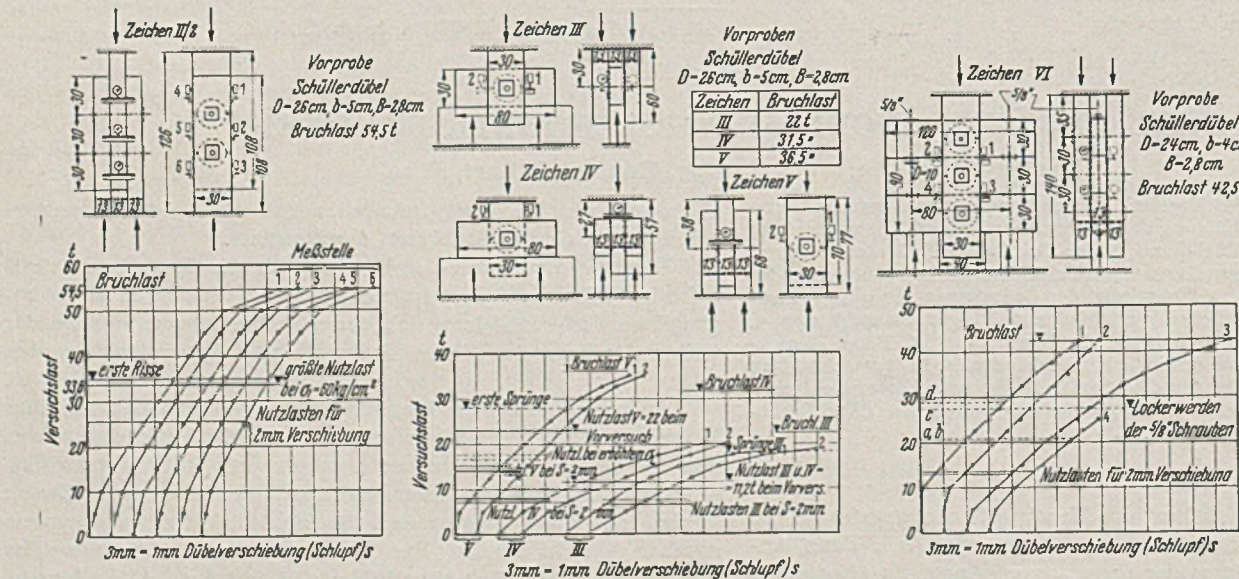
gerechnet, worin bedeuten:

- b = Dübelbreite (cm),
- D = innerer ² Dübeldurchmesser (cm),
- σ_1 = zulässiger, als gleichmäßig auf jede Fläche (D + 2) · b verteilt angenommener Leibungsdruck (kg/cm²), und zwar bei einfachem Parallelausschluß 80 kg/cm²
- „ doppeltem Parallelausschluß (zwei Dübel in der Kraftrichtung hintereinander) 60 „
- „ rd. 45°-Schräganschlüssen 60 „
- „ Queranschlüssen 40 „

Das Holz der Vorversuche hatte durchschnittlich

- ein Raumbgewicht von 480 kg/m³,
- eine Druckfestigkeit || Faser von . . . 188 kg/cm²
- und einen Feuchtigkeitsgehalt von . . . 20%

bezogen auf das Darrgewicht, war also „mäßigfeucht“³.



allgemein mit höchstens 2 mm zugelassen werden, höhere waren (vgl. Zahlentafel 1).

Zahlentafel 1. Ergebnisse der Vorversuche.

I Versuchs- zeichen	2 Versuchs- anordnung	3 Nutzlast bei 20% Feuchtigkeit t	4 zu Spalte 3 gehöriger Schlupf mm	5 Nutzlast in t bei 2 mm Schlupf und Feuchtigkei- ten von		7 zulässiger Lei- bungsdruck (kg/cm ²) für die Nutz- last der Spalte	
				6 20%	17%	5	6
II/2	zwei Dübel- paare hinter- einander, Druck Fa- ser	33,6	3,2	24,1	30,1	43	54
III	ein Dübel- paar, Druck ⊥ Faser	11,2	3,6	7,2	9,0	26	32
IV	„	11,2	3,8	7,5	9,4	27	33
V	ein Dübel- paar, Druck Faser	22,4	3,7	14,5	18,1	52	65
VI	drei Dübel- paare, Druck ⊥ Faser	24,6 ¹	3,7	16,3	20,4	26	32

¹ Die Nutzlast wurde unter Voraussetzung einer gleichen Dübelverschiebung wie dem Mittel bei den Versuchen III und IV (3,7 mm) lt. Abb. 2 aus dem Mittel der entsprechenden Einzellasten a, b, c und d zeichnerisch bestimmt.

Da der Schlupf in der Nähe der Nutzlast (Abb. 2) als verhältnisgleich den Kräften und diese verhältnisgleich den Leibungsdrücken angenommen werden können, lassen sich die in Spalte 5 eingetragenen Werte (Nutzlast bei s = 2 mm) mit Hilfe der Verschiebungslinien Abb. 2 bestimmen.

Das Verhältnis der Holzfestigkeiten bei 17 und 20% Feuchtigkeit kann nach (3) wie 1 : 0,8 angenommen werden. Hieraus wurden die Nutzlasten der Spalte 6 bestimmt, die sich bei gleichem

Schlupf von 2 mm, aber bei verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt (verschiedener Festigkeit) ergeben⁴.

Aus Abb. 2 ist ersichtlich, daß für das verwendete mäßigfeuchte Holz die Dübelverschiebungen (der Schlupf s) bei Nutzlast, die

² Ungünstigste Annahme.

³ Vorschlag für die Bezeichnung der Feuchtigkeitsgehaltsstufen (die Hundertsätze beziehen sich auf das Darrgewicht):

zimmertrocken	bis 13%,	mäßigfeucht	19—22%,
lufttrocken	13—16%,	starkfeucht	22—25%,
luftfeucht	16—19%,	naß	über 25%.

⁴ N = Nutzlast, s = Schlupf, σ_1 = zulässiger Leibungsdruck.

$$s_{20} = k \cdot \frac{N_{20}}{\sigma_{120}}, \quad s_{17} = k \cdot \frac{N_{17}}{\sigma_{117}}, \quad s_{20} = s_{17} = 2 \text{ mm},$$

daher

$$\text{Gl. 2)} \quad \frac{N_{20}}{\sigma_{120}} = \frac{N_{17}}{\sigma_{117}} \dots N_{17} = \frac{N_{20}}{\sigma_{120}} \sigma_{117}, \quad \sigma_{120} = \sigma_{117} \cdot 0,8,$$

$$N_{17} = \frac{N_{20}}{0,8}$$

Die in Spalte 5 und 6 ermittelten Nutzlasten ergeben aus Gl. 1) die in Spalte 7 und 8 eingetragenen zulässigen Leibungsdrücke.

Sonach konnten, wenn bei größter Nutzlast der Schlupf nicht größer sein soll als 2 mm, also für Dauerbauten, nur bei lufttrockenem (13—16% Feuchtigkeitsgehalt) und luftfeuchtem (16 bis 19% Feuchtigkeitsgehalt) und zweitklassigem Fichtenholz (und wohl auch bei gleichklassigem Tannen- und Kiefernholz) die Leibungsdrücke bei Anwendung nur eines Dübelpaares und mit der Faser gleichgerichteter Kraftwirkung mit 65 kg/cm², bei mäßigfeuchtem zweitklassigen Holz (19—22% Feuchtigkeitsgehalt) abgerundet mit 50 kg/cm² zugelassen werden.

Wäre auch der Forderung zu entsprechen, daß die Nutzlast höchstens $\frac{1}{2 \cdot 5}$ der Bruchlast ist [(3), S. 95], dann dürfte die Nutzlast bei 20% Feuchtigkeitsgehalt des Holzes nur $\frac{36 \cdot 5}{2 \cdot 5} = 14 \cdot 6$ t sein, was einem zulässigen Leibungsdruck von nur $\sigma_1 = \frac{14 \cdot 600}{2 \cdot 5 \cdot 28} = 41$, rd. 40 kg/cm² entsprechen würde. Bei 17% Feuchtigkeitsgehalt, 2 mm Schlupf und 65 kg/cm² zulässigem Leibungsdruck erscheint der vorstehenden Forderung entsprochen.

Für Bauten zu vorübergehenden Zwecken (Sängerbundesfesthalle) konnten diese zulässigen Leibungsdrücke um $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{4}$ erhöht werden, womit aber eine Vergrößerung des Schlupfes bei Nutzlast z. B. auf 2,4—2,6 mm bei mäßigfeuchtem Holz verbunden war (Abb. 2, Nutzlasten bei erhöhtem σ_1).

Die zugelassenen Leibungsdrücke von 80 kg/cm² für einfache Parallelanschlüsse waren verhältnismäßig hoch. Sie setzten aber zumindest nur luftfeuchtes (bis ungefähr 19% Feuchtigkeitsgehalt), wenn auch zweitklassiges Holz, voraus ($65 + \frac{65}{4} = 81$ kg/cm²). Bei zunehmender Austrocknung hätte das Holz wohl auch den Anforderungen für Dauerbauten entsprochen.

Aus den Vorversuchen ergeben sich abgerundet vorläufig folgende zulässige Leibungsdrücke für Runddübel bei Dauerbauten. Die unter Heranziehung der Ergebnisse der zahlreichen Einzelversuche der Hauptversuche endgültig empfohlenen Werte sind auf Seite 260 ersichtlich.

Zahlentafel 2. Aus den Vorversuchsergebnissen abgeleitete zulässige Leibungsdrücke für Runddübel bei Dauerbauten und zweitklassigem Holz.

Konstruktion	zulässiger Leibungsdruck σ_1 Faser in kg/cm ² bei Dauerbauten und für gut zweitklassiges Holz mit Feuchtigkeitsgehalt:				
	13—16% luft-trocken	16—19% luft-feucht	19—22% mäßig-feucht	22—25% stark-feucht	über 25% naß
Ein Dübelpaar, Druck Faser	80	65 ¹	50	35	30
Zwei Dübelpaare hintereinander Druck Faser	65	55 ¹	40	28	24
Ein Dübelpaar, Druck ⊥ Faser	40	30 ¹	25	18	15
Drei Dübelpaare, Druck ⊥ Faser	40	30 ¹	25	18	15

¹ Siehe Hauptversuche S. 261.

Die Werte der Spalten 2, 3, 5 und 6 sind auf Grund der Versuche Lang, Bauschinger und Janka [(3), S. 29] und als verhältnismäßig mit den Druckfestigkeiten errechnet. Hierbei wäre der

Feuchtigkeitsgehalt im Zeitpunkte der vollen Inanspruchnahme durch die Höchst-Nutzlast maßgebend. Wie später gezeigt wird, zeigen die eigenen Ergebnisse der Vorversuche mit denen der Hauptversuche gute Übereinstimmung (vgl. S. 261).

Die zulässigen Leibungsdrücke für 90°-Queranschluß betragen für die verhältnismäßig großen Ringe (wenig Vorholz im Mittelstab) nur ungefähr 50% jener für Anschluß || zur Faser, steigen aber bis 60% bei verhältnismäßig kleineren Ringen.

Bei 2,5facher Sicherheit gegen Zerstörung durch Druck ist bei Anschluß || Faser der zulässige Leibungsdruck (z. B. 52 kg/cm² lt. Zahlentafel 1) ungefähr 70—75% der zulässigen Druckbeanspruchung || Faser ($\frac{188}{2 \cdot 5} = 75$ kg/cm²), so wie in der Praxis angenommen wird. Dieser Hundertsatz gilt wohl auch ungefähr zwischen der jeweiligen Druckfestigkeit || Faser und der zugehörigen (nur angenommenen) Leibungsfestigkeit || Faser.

Auf die zulässigen Leibungsdrücke bei Anschlüssen, die zwischen || Faser und ⊥ Faser liegen, wurde bei den Hauptversuchen näher eingegangen. Die Vorversuche haben ferner ergeben, daß bei Druckbeanspruchungen || Faser hinsichtlich des zulässigen Leibungsdruckes unterschieden werden muß, ob ein oder mehrere Dübel in der Krafttrichtung hintereinander angeordnet sind, daß aber diese Unterscheidung bei Druck ⊥ Faser nicht gemacht werden muß (vgl. Zahlentafel 2), ferner daß es notwendig ist, die Lappen (Ohren) der Schüllerdübel wenigstens an einer Ringseite miteinander fest zu verbinden (vernieten), da sich sonst die Ringe bei höheren Lasten schief stellen, an den schiefen Lappenflächen aneinander abgleiten und dann das Holz aufspalten. Auf weitere praktische Ergebnisse der Vorversuche hinsichtlich der bei den Hauptversuchen zu wählenden Holzabmessungen soll hier nicht weiter eingegangen werden. Erwähnt sei nur, daß sich die Ringe von 10 mm Stärke als zu stark erwiesen, weil sie selbst bei der erheblichen Überbeanspruchung durch Schiefstellen und Aufspalten des Holzes bei den Höchstlasten keinerlei Beschädigungen zeigten. Deshalb wurden bei den Hauptversuchen die größten Ringe (24 und 26 cm Durchmesser) nur mit 8 mm Stärke ausgeführt.

2. Hauptversuche.

Diese hatten den Zweck, auf Grund der Erkenntnisse aus den Vorversuchen die Voraussetzungen der Berechnung, d. i. Festigkeiten und Dehnmaß des Holzes, Tragkraft und Verschieblichkeit der Dübel (Schlupf), das Verhalten der Verbindungen bei schiefen Kraftangriffen, schließlich den Sicherheitsgrad des Bauwerkes sogleich nach der Errichtung (bei noch mäßigfeuchtem Holz) und im Laufe der Austrocknung des Holzes zu bestimmen und außerdem Vergleiche zwischen einzelnen Arten der Ausführungen anzustellen.

Für diese Hauptversuche wurde, wo nicht anders bemerkt, mäßigfeuchtes Fichtenholz von ungefähr 22% mittlerem Feuchtigkeitsgehalt, einem mittleren Raumgewicht von 478 kg/m³ und einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 200 kg/cm² verwendet. Die Güte des für die Hauptversuche verwendeten Holzes war überall, wo nicht ausdrücklich anders bemerkt, schwach erstklassig.

Für die Schaulinien der gemessenen Dübelverschiebungen wurden die gerechneten Mittelwerte aller Meßuhrablesungen jeder Laststufe verwendet.

a) Leibungsdruckversuche || und ⊥ Faser mit gewöhnlichen Schüller-Dübeln (ohne gegenseitige Verbindung der Dübellappen) vom Durchmesser 16—26 cm (Gruppe A_I—A_V und A_{VII}).

Die Versuchskörper dieser Gruppe sind aus Abb. 3 ersichtlich.

b) Leibungsdruckversuche || und ⊥ Faser miteinseitigenieteten, ferner miteinseitigenieteten und geführten Schüller-Dübeln und Tuchscherer-Dübeln entsprechend gleichen Durchmessers von 24 und 26 cm (Gruppe B_{II}, B_{IV}, B_V).

c) Leibungsdruckversuche ||, ⊥ Faser und bei Schräganschlüssen, mit gewöhnlichen

Schüller-Dübeln vom Durchmesser 12—20 cm. Gruppe B_{IX}, B_X, B_{XI} und D_{XII}.

Wie aus den Abb. 3, 5 und 6 hervorgeht, waren die Versuchskörper der Gruppe A mit Schüller-Dübeln ohne gegenseitige Verbindung der Dübellappen hergestellt. Von der Gruppe B_{II}, B_{IV} und B_V waren je vier Versuchskörper mit Schüller-Dübeln, je zwei mit Tuchscherer-Dübeln her-

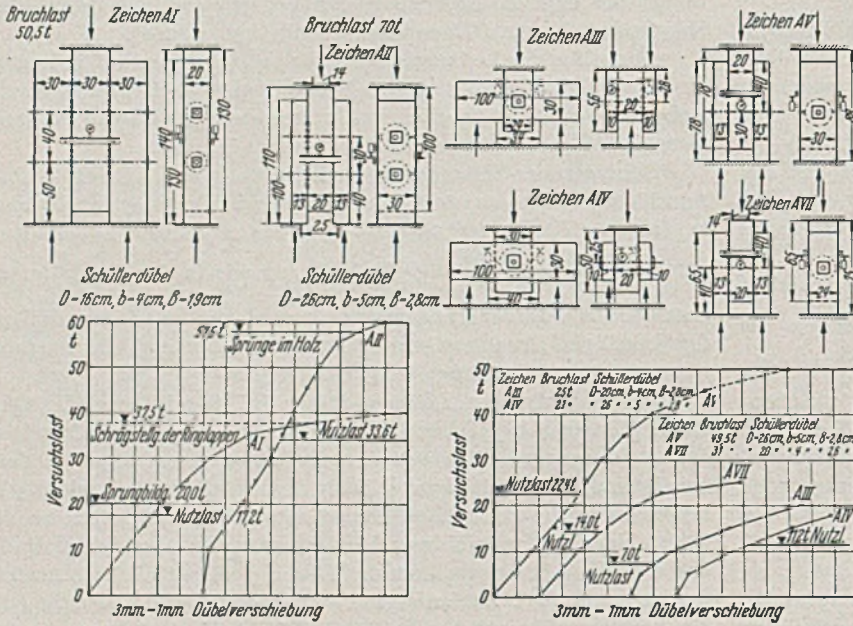


Abb. 3. Versuchsanordnung für die Hauptversuche Gruppe A_I bis A_V und A_{VII} mit gewöhnlichen Schüller-Dübeln, zugehörige Verschiebungslinien.

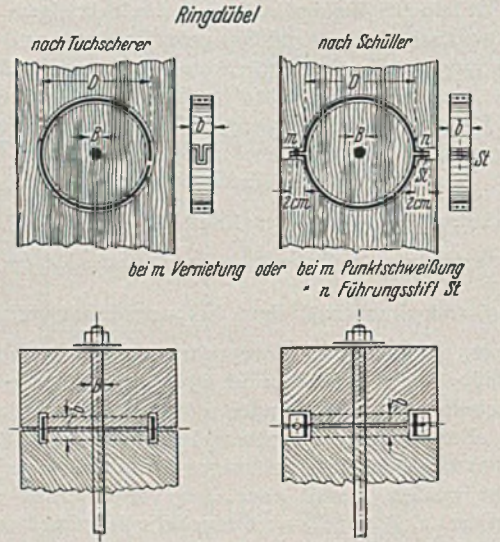


Abb. 4. Ringdübel nach Tuchscherer und nach Schüller.

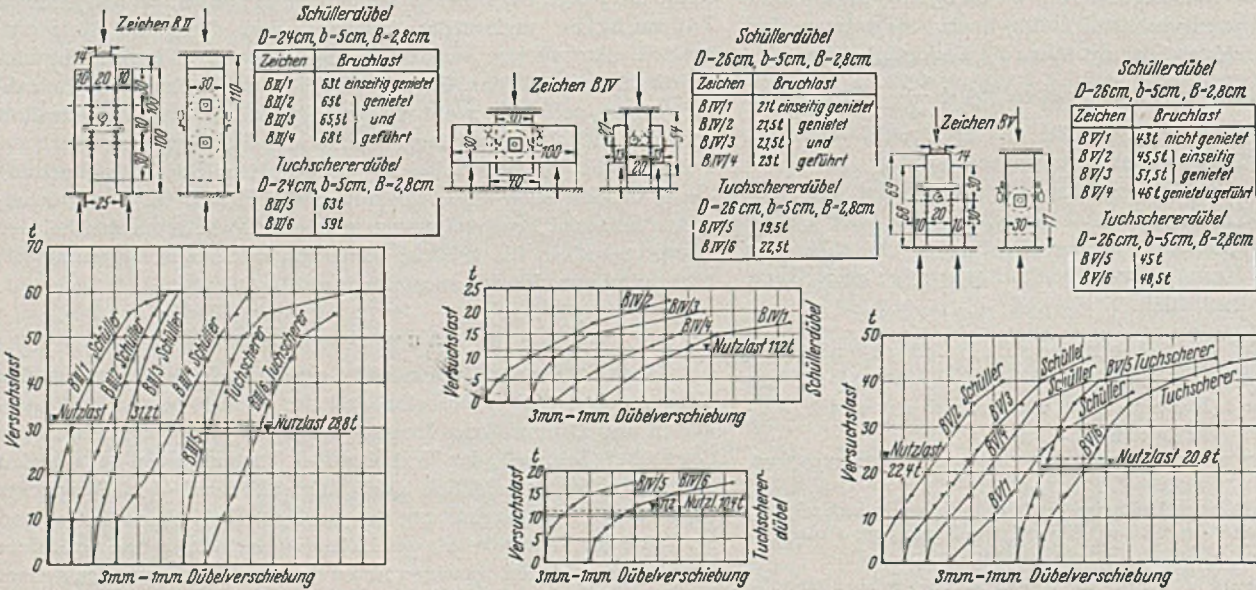


Abb. 5. Versuchsanordnung für die Hauptversuche Gruppe B_{II}, B_{IV}, B_V und zugehörige Dübelverschiebungen, Vergleiche verschiedener Dübelarten.

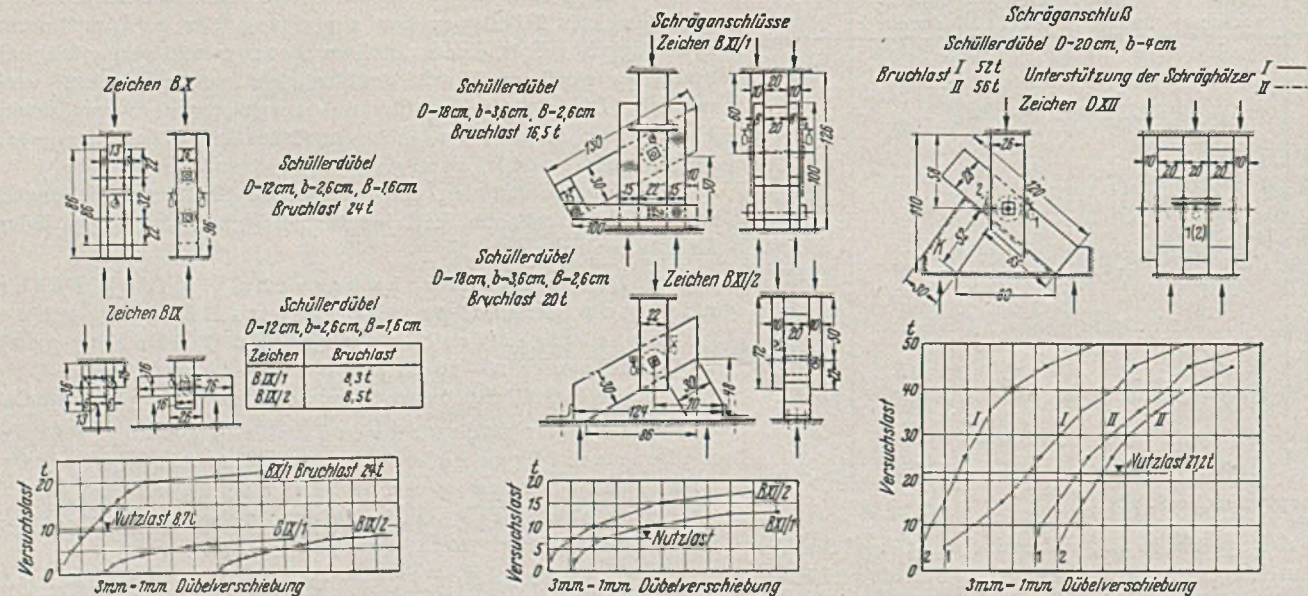


Abb. 6. Versuchsanordnung für die Hauptversuche, Gruppe B_{IX}, B_X, B_{XI}, D_{XII} und zugehörige Dübelverschiebungen.

Zahlentafel 3. Ergebnisse der Druckversuche an parallel und schräg angeschlossenen Hölzern mit Schüller- und Tuchscherer-Ringdübeln. (Hauptversuche Sängerrhalle Wien 1928.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	13a	14	15	16	17	
Probe	Kurze Beschreibung der Probe			Skizze lt. Abb.	Ge-rech-nete Nutz-last	Zur Nutzlast Sp. 6 zugehöriger			Bei 2 mm-Schlupf		Bei Nutzlast Bruchlast		Fehler-Spannung bei Bruchlast	Bemerkenswerte Erscheinungen beim Versuch			Anmerkung	
	Zahl	Ø cm	Art			Schlupf	Leibungs-druck kg/cm ²	Bruchlast	Nutz-last	zugehöriger Leibungsdruck kg/cm ²	Nutz-last	zugehöriger Leibungsdruck kg/cm ²		2,5				
														bei Last von t	das ist bei rechnermäßigem Leibungsdruck von kg/cm ²	nähere Beschreibung		
Durchwegs mäßig feuchtes Holz von ungefähr 22% mittl. Feuchtigkeitsgehalt, Raumgewicht i. M. 478 kg/m ³ , erstklassig, Würfel-druckfestigkeit i. M. 200 kg/m ² , geringe Astbildung, Faser höchstens 10° zur Stammachse geneigt.																	für Schüller-Dübel P = 2b (D + 2) 0,1 lt. Gl. 1) Seite 256 für Tuchscherer-Dübel P = 2b D · a ₁	
a) Parallelanschlüsse (Druck Faser) mit einem Dübelpaar																		
AV	1	26	gewöhnl. Schüller-Dübel	3	22,4	3,8	80	49,5	12,0	43	19,8	71	23	37,5	134		Verschiebung der Dübellappen erste Risse	
AVII	1	20	„	3	14,0	2,7	80	31,0	11,0	62	12,4	70	25	25	142		Schrägstellen der Dübellappen	
BV/1	1	26	„	7	22,4	3,9	80	43,0	11,0	39 ¹	17,2	61	20	20	71		Verschiebung der Dübellappen	
BV/2	1	26	Schüller, einseitig genietet	7	22,4	2,4	80	45,5	20,0	71	18,2	65	21	30	107		erste Risse, keine Verschiebung der Dübellappen	
BV/3	1	26	„	7	22,4	2,9	80	51,5	17,0	61	20,6	74	24	30	107		„	
BV/4	1	26	do. und geführt	7	22,4	3,0	80	46,0	16,0	57	18,4	66	22	40	142		erste Risse	
BV/5	1	26	Tuchscherer-Dübel	7	20,8	1,4	80	45,0	30,0	115	18,0	69	21	37	142		Krachen im Holz, Verdrücken des Holzes unter den Ringen.	
BV/6	1	26	„	7	20,8	2,3	80	48,5	20,0	77	19,4	75	23	40	154		„	
Mittelwerte:										65	69	22						
b) Parallelanschlüsse (Druck Faser) mit zwei Dübelpaaren																		
BX	2	12	gewöhnlicher Schüller-Dübel	8	8,7	1,3	60	24,0	13,5	93	9,6	66	27	20	137		Risse bei den Dübellappen	
AI	2	16	„	3	17,2	2,7	60	50,5	13,0	45	20,2	70	31	37,5	129		stark. Schrägstell. der Dübellappen	
AII	2	26	„	3	33,6	3,4	60	70,0	22,5	40	28,0	50	17	57,5	102		Risse bei den Dübellappen	
BII/1	2	24	Schüller, einseitig genietet	7	31,2	1,1	60	63,0	41,5	80	25,1	48	17	50-60	96-115		Abgleiten der Dübellappen aneinander	
BII/2	2	24	do. und geführt	7	31,2	1,7	60	65,5	34,0	52	26,1	50	18	50-60	96-115		Risse bei den Dübellappen	
BII/3	2	24	„	7	31,2	1,5	60	65,5	40,0	77	26,1	50	18	50-60	96-115		„	
BII/4	2	24	„	7	31,2	2,6	60	68,0	24,0	46	27,1	52	19	50-60	96-115		„	
BII/5	2	24	Tuchscher.-Dübel	7	28,8	1,1	60	63,0	42,0	87	25,1	52	17	50	104		seitl. Ausbeulen in Ringnähe	
BII/6	2	24	„	7	28,8	2,3	60	59,0	24,0	50	23,6	49	16	50	104		„	
Mittelwerte:										63	54	20						
c) Schräganschlüsse (Druck < Faser) unter 60° und 45°																		
BXI/1	1	18	gewöhnliche Schüller-Dübel	8	7,2	1,4	50	16,5	8,2	57	6,0	46	18	—	—		Bruch durch Aufreißen des Hauptbalkens	
BXI/2	1	18	„	8	7,2	1,0	50	20,0	10,0	69	8,0	55	18	—	—		60°-Anschluß, Modellausführung entspricht der tatsächlichen Beanspruchung im Bauwerk besser als B IX/1	
DXII/1	2	20	„	8	21,2	2,7	60	52,0	19,0	54	20,8	59	21	—	—		Holz von mittl. Feuchtigkeit von 18% und 239 kg/cm ² , Druckfestigkeit	
DXII/2	2	20	„	8	21,2	1,8	60	56,0	22,0	62	22,3	64	23	—	—		45°-Anschluß.	
Mittelwerte für 60°										63	50							
für 45°										58	62	20						
d) Senkrechte Anschlüsse (Druck ⊥ Faser) unter 90° ²																		
AIII	1	20	gewöhnliche Schüller-Dübel	3	7,0	1,0	40	25,0	10,5	60	10,0	57	20	20	114		Sprünge im Holz	
AIV	1	26	„	3	11,2	3,0	40	21,0	9,0	32	8,4	30	10	17,5	62		Krachen im Holz	
BIV/1	1	26	Schüller, einseitig genietet	7	11,2	3,0	40	21,0	7,5	27	8,4	30	10	18-19	64-68		Längsrisse im Vorholz d. seitl. Querbalken unter den Dübeln.	
BIV/2	1	26	do. und geführt	7	11,2	2,3	40	21,5	10,0	36	8,6	31	10	18-19	64-68		„	
BIV/3	1	26	„	7	11,2	1,4	40	21,5	12,8	46	8,6	31	10	18-19	64-68		„	
BIV/4	1	26	„	7	11,2	3,5	40	23,0	7,5	27	9,2	33	11	18-19	64-68		„	
BIV/5	1	26	Tuchscher.-Dübel	7	10,4	0,8	40	19,5	15,0	58	7,8	30	9	18-19	64-68		„	
BIV/6	1	26	„	7	10,4	1,5	40	22,5	12,0	46	9,0	32	11	18-19	64-68		„	
BIX/1	1	12	gewöhnliche Schüller-Dübel	8	2,9	0,4	40	8,3	4,5	62	3,3	45	18	18-19	64-68		Das Mittelholz liegt seitlich auf Hirnholzklötzen der gleichen Holzart.	
BIX/2	1	12	„	8	2,9	0,4	40	8,5	4,5	62	3,4	47	19	18-19	64-68		„	
Mittelwerte aus allen d)-Versuchen										46	37	13						
Mittelwerte bei Dübeln D = 26 cm										39	31	10						
Mittelwerte bei Dübeln D = 12—20 cm										61	50	19						
Bei allen nebenstehenden Werten beträgt die Stauchung durch den Lastangriff quer zur Faser weniger als die üblich zugelassenen 2% der Querschnittshöhe.																		

¹ Ausfallwert, wahrscheinlich durch schlechte Ausgangseinstellung verursacht.

² Da lt. Vorversuchen die zul. Leibungsdrücke bei Druck ⊥ Faser nicht von der Zahl der hintereinander angeordneten Dübel abhängig sind, wurden die Hauptversuche nur mit einem Dübelpaar durchgeführt.

gestellt, wobei die ersteren zum Teil nur einseitig genietet und zum Teil einseitig genietet und anderseitig mit Führungsstift versehen waren. Die Versuchskörper B_{IX}, B_X und B_{XI} hatten nur Schüller-Dübel gewöhnlicher Ausführung.

Die Ergebnisse dieser Hauptversuche sind aus Zahlentafel 3 ersichtlich.

d) Ergebnisse der Leibungsdruckversuche mit Ringdübeln.

Aus den Hauptversuchen ergab sich eindeutig die Wirksamkeit einer Vernietung und gleichzeitigen Führung der Dübellappen bei Schüller-Dübeln.

Bei Probe B_{V/1} (Dübeldurchmesser 26 cm, gewöhnliche Schüller-Dübel) wurde schon bei 20 t Last eine deutliche Verschiebung der nicht verbundenen Dübellappen beobachtet, wodurch eine Aufspaltung des Vorholzes bei den Dübelringen eingeleitet wurde. In Abb. 7 ist beispielsweise diese Verschiebung und deren Wirkung,

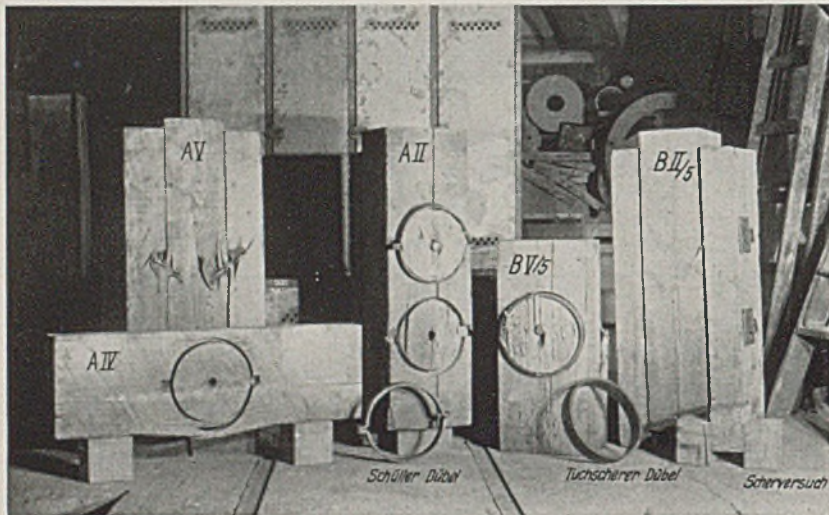


Abb. 7. Einige Versuchskörper nach den vorgenommenen Hauptversuchen.

nahe beim Bruch, bei A_V deutlich zu ersehen. Hingegen zeigt Abb. 8 eine Probe B_{II} (Dübeldurchmesser 24 cm, Dübellappen vernietet und geführt) bei 63 t Last, wo noch keine Verschiebung der Lappen oder eine Aufspaltung eingetreten war. Außerdem haben die Hauptversuche ergeben:

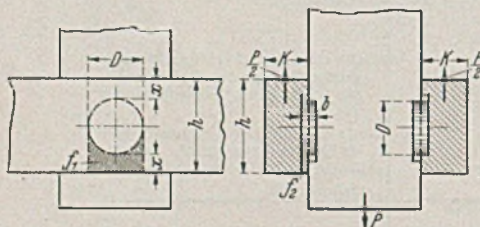


Abb. 9. Zur Berechnung der notwendigen Vorholzstärke x bei Anschlüssen \perp Faser.

Kleinere Dübel vertragen in der Regel höhere Leibungsdrücke als größere (vgl. Zahlentafel 3, Spalte 11), was insbesondere bei den Versuchen \perp Faser deutlich zum Ausdruck kommt. Dies ist darauf zurückzuführen, daß bei gleichbleibendem Abstand zwischen Dübel und Holzrand (rd. 2 cm) bei einem größeren Dübel ein Ausbrechen des Dübelvorholzes quer zur Faser zum großen Teil infolge der kleineren zur Verfügung stehenden spezifischen Scherfläche und der dadurch bedingten größeren spezifischen Scherspannung \perp Faser leichter möglich ist als bei einem kleineren Dübel⁵.

Aus dem gleichen Grunde ist bei Schräganschluß die Verwendung kleinerer Dübel anstatt größerer zu empfehlen. Dadurch wird die verhältnismäßige

⁵ Auf Grund einer einfachen Ableitung aus Abb. 9 ergibt sich unter Annahme $\tau_{\perp} = 2\tau_{\parallel} = 18 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{1\perp} = 0.6 \sigma_{1\parallel}$ bei $\sigma_{1\parallel} = 65 \text{ kg/cm}^2$ ab $D = 22 \text{ cm}$ und bei $\sigma_{1\parallel} = 80 \text{ kg/cm}^2$, ab $D = 16 \text{ cm}$ nach aufw. die notwendige Vorholzstärke x größer als die bisher üblichen 2 cm.

Schwächung des Längsholzes vermindert und eine größere Widerstandsfähigkeit des Dübelvorholzes erreicht. Bei Einhaltung dieser Regel könnte der Leibungsdruck \perp Faser erhöht werden (vgl. den nächsten Absatz).

Aus der Berücksichtigung der Ergebnisse auf Zahlentafel 3 folgt ferner: Bei Fichtenholz von 22% mittlerer Feuchtigkeit kann der zulässige Leibungsdruck

- bei Druck \parallel Faser und Verwendung von nur einem Dübelpaar mit . . . 65 kg/cm²,
- bei Druck \parallel Faser und Verwendung von nur zwei Dübelpaaren mit . . . 54 kg/cm²,

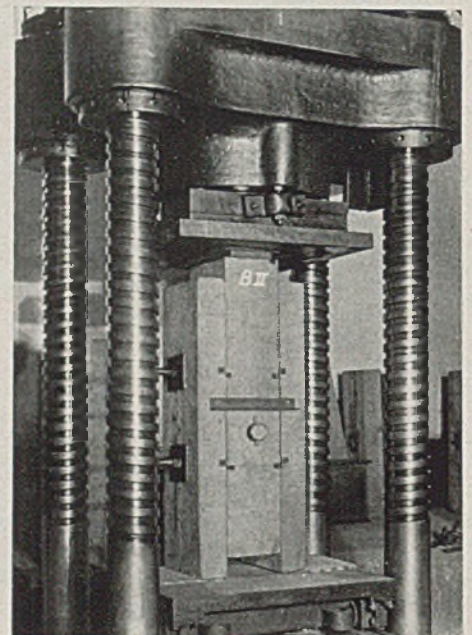


Abb. 8. Druckversuch mit Schüller-Dübeln mit genieteten und geführten Dübellappen. Probe bei 63 t Last.

bei Druck schräg zur Faser (rd. 60°) und Verwendung von nur einem

Dübelpaar mit 50 kg/cm²

in Rechnung gestellt werden. Hierbei ist bereits der ungünstigere der nachgenannten beiden Fälle berücksichtigt, und zwar entweder unter der Voraussetzung einer Dübelverschiebung bei Nutzlast von höchstens 2 mm oder bei einer Nutzlast, die $\frac{1}{2.5}$ der Bruchlast beträgt. In gleicher Weise ist bei Anschluß \perp Faser und einem Dübelpaar oder auch mehreren (bis zu 3) hintereinander wirkenden Dübelpaaren (vgl. Vorversuche) und keiner Berücksichtigung der oben gegebenen Empfehlung der zulässige Leibungsdruck \perp Faser höchstens mit 30 kg/cm² zulässig. Hingegen bei Berücksichtigung der Empfehlung wohl mit 40—45 kg/cm².

Hier muß bemerkt werden, daß der üblichen Forderung, daß die Querstauchung des Längsholzes durch den Lastangriff \perp Faser höchstens 2% der Höhe des Längsholzes betragen darf, überall von selbst entsprochen ist.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Vorversuche (Zahlentafel 2) ergibt, daß dort die gleichen oder nahezu gleichen Werte für gut zweitklassiges, nur luftfeuchtes Holz (16—19% Feuchtigkeit) wie bei den Hauptversuchen für mäßigfeuchtes schwach erstklassiges Holz (19—20% Feuchtigkeit) gefunden wurden. Es kann daher gesagt werden, daß für letzteres Holz und auch für schwach erstklassiges, selbst mäßigfeuchtes Holz (d. i. von 16 bis 22% Feuchtigkeitsgehalt) die vorstehend genannten Werte ihre Gültigkeit haben und daß Holz von mehr als 22% Feuchtigkeit nicht verwendet werden darf, wenn der Berechnung die vorgenannten zulässigen Leibungsdrücke zugrundegelegt werden (vgl. Zahlentafel 2).

Die mit 50 kg/cm² ermittelten zulässigen Leibungsdrücke bei

Schräganschlüssen von 60° (vgl. Zahlentafel 3) sind weitgehender als die bei reinen Schrägdruckversuchen [Stempelfestigkeitsversuchen, vgl. Baumann (1), Jakson (4), Gerecke (5) u. a., und Abb. 10] ermittelten zulässigen Druckbeanspruchungen schräg zur Faser, was auf die Wirkung der Verbindungsmittel (Dübel) zurückzuführen ist. Es ist dies wohl ein Beweis dafür, daß bei schrägen Kraftangriffen und Verwendung von Runddübeln die zulässigen Leibungsdrücke nicht aus reinen Schräg-Druckversuchen (mit Stempeln, ohne Verwendung von Dübeln) abgeleitet werden können.

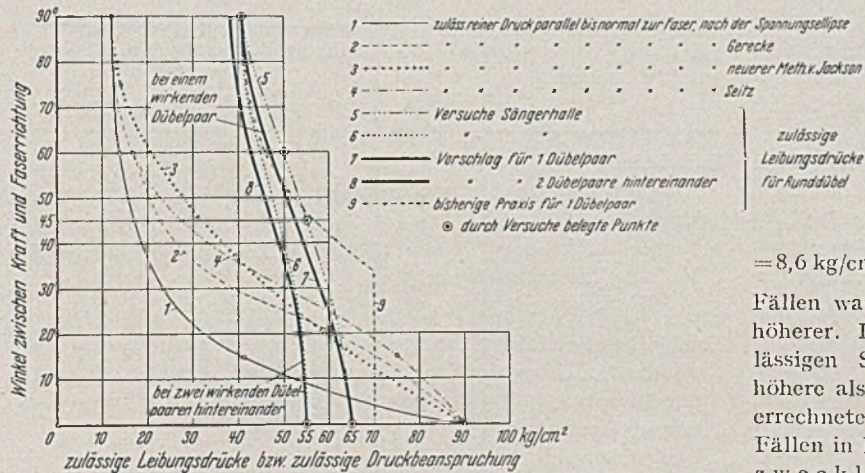


Abb. 10. Vorschlag für die zulässigen Leibungsdrücke für Runddübel und erstklassiges bis gut zweitklassiges inländisches Weichholz (Fichte, Tanne, Kiefer) von 16—22% Feuchtigkeit.

Auf Grund der durchgeführten Vor- und Hauptversuche können nunmehr abschließend folgende Leibungsdrücke für Runddübel bei Weichholz (Fichte, Tanne, Kiefer) mit Feuchtigkeitsgehalten von 16—22% (luftfeucht bis mäßigfeucht) und mit Güten von erstklassig bis gut zweitklassig (letztere nur für Feuchtigkeitsgehalte von 16—19%), als zulässig bezeichnet werden:

1. Druck || Faser
 - a) bei einem wirkenden Dübelpaar 65 kg/cm²
 - b) bei zwei in der Krafrichtung wirkenden Dübelpaaren hintereinander 55 „
2. Druck schräg zur Faser
 - a) bei einem wirkenden Dübelpaar und 45°-Anschluß 55 „
 - do. und 60°-Anschluß 50 „
 - b) bei zwei wirkenden Dübelpaaren hintereinander und 45°-Anschluß 48 „
 - do. und 60°-Anschluß 45 „

Die letzteren beiden Werte wurden zeichnerisch ermittelt.
3. Druck ⊥ Faser
 - a) bei einem oder bis zu drei wirkenden Dübelpaaren 30 „
 - b) wie a) und bei Berücksichtigung der Empfehlung Seite 260 40 „

Am übersichtlichsten erscheint die zeichnerische Darstellung (vgl. Abb. 10). Bei Einhaltung der vorstehend angegebenen Leibungsdrücke ist die Gewähr gegeben, daß im Durchschnitt die 2 mm-Verschiebung nicht überschritten wird und daß überall eine mindestens durchschnittlich 2,5fache Sicherheit gegen Bruch besteht, gleichgültig, auf welche Weise der Bruch zustandekommt. Außerdem liegt die mit diesen Leibungsdrücken ermittelte Nutzlast meist in der Nähe und knapp über der halben Proportionalitätsgrenze, was aus den Verschiebungslinien, dort, wo sich eine solche überhaupt feststellen läßt, ersichtlich ist.

Gegenüber den vorstehend empfohlenen Durchschnittswerten der zulässigen Leibungsdrücke haben sich bei den Versuchen Mindestwerte ergeben (z. B. bei $B_{V/2}$, der wahrscheinlich durch schlechte Ausgangseinstellung verursacht ist). Aber wenn selbst in diesem ungünstigsten Falle mit dem vorgeschlagenen Leibungsdruck von 65 kg/cm² die Bemessung durchgeführt wird, ist — allerdings bei einer Dübelverschiebung von 3,3 mm — noch immer eine 2,3fache Sicherheit gegen Bruch bei Nutzlast gewährleistet.

Hinsichtlich der Scherfestigkeit der Dübelteller wird bemerkt: Der Bruch war, wie auch aus Abb. 7 ersichtlich, nur in wenigen Fällen durch Abscherung der Dübelteller eingetreten, worauf die verhältnismäßig niedrigen Scherspannungen beim Bruch (Zahlentafel 3, Spalte 13a) schließen lassen. Bei der Probe $B_{V/5}$ lag jedoch Bruch durch Abscherung der Dübelteller vor. Die zugehörige Scherspannung betrug 21 kg/cm². Bei Nutzlast von $P = 2b(D + 2)\sigma_1 = 2 \cdot 5(26 + 2) \cdot 65 = 18 \cdot 2t$ trat eine Teller-Scherspannung von $\frac{18 \cdot 2}{\pi D^2} = 8,6 \text{ kg/cm}^2$ auf. Der Sicherheitsgrad ist $\frac{21}{8 \cdot 6} = 2,44$. In allen andern

Fällen war der Sicherheitsgrad gegen Abscheren des Tellers ein höherer. Die Berechnung der Nutzlast unter Annahme einer zulässigen Scherspannung von 12 kg/cm² || Faser⁶ gibt meist höhere als jene auf Leibungsdruck mit den empfohlenen Werten errechnete Nutzlasten und wird deshalb nur in den wenigsten Fällen in Betracht kommen. Es ist daher für Dübelberechnungen zwecklos, etwa noch höhere Scherfestigkeiten zuzulassen (vgl. Punkt I, 3d, Seite 264).

Es zeigt sich, daß wegen der vollständig verschiedenartigen Wirkungsweise von Runddübeln und der Wirkung bei gewöhnlicher Druckbeanspruchung des Holzes die für die zulässige Druckbeanspruchung des Holzes von 0—90° Anschluß in Geltung stehenden verschiedenen Schaulinien (1—4 in Abb. 10) für die Leibungsdrücke von Runddübelanschlüssen von 0—90° nicht angewendet werden dürfen. Es sind vielmehr für letztere eigene Schaulinien notwendig (Linien 5 bis einschl. 8 in Abb. 10).

In der neuen österreichischen Norm B 6302 vom 15. Oktober 1936, Straßenbrücken, Tragwerke aus Holz, hat die Erkenntnis aus den angeführten Versuchen bereits Berücksichtigung gefunden. Linie 9 stellt die in der Hochbau-Praxis bisher meist verwendeten zulässigen Leibungsdrücke für ein Dübelpaar allein dar. Die Unterschiede sind aus Abb. 10 ersichtlich. Die zulässigen Leibungsdrücke werden besser nach Linie 7 und 8 anzunehmen sein, wonach sich die in Zahlentafel 4 und 4a ersichtlichen Abminderungsbeiwerte k_1 und k_2 ergeben, mit welchen der zulässige Leibungsdruck || Faser zu multiplizieren ist, und zwar gilt der Beiwert k_1 für ein wirkendes Dübelpaar, der Beiwert k_2 für zwei oder drei in der Krafrichtung hintereinander wirkende Dübelpaare. Die Versuche haben, wie aus Abb. 10 ersichtlich ist, ergeben, daß es gerechtfertigt ist, die Abminderung des zulässigen Leibungsdruckes in der Nähe des Parallelanschlusses bis etwa 45° nur langsam vorzunehmen.

Zahlentafel 4.

Vorschlag für die zulässigen Leibungsdrücke für Runddübel und für Anschlüsse von 0—90° bei weichem (Tannen-, Fichten-, Föhren-) Holz (Holzgüte wie bei Abb. 10 beschrieben)

Für ein Dübelpaar:

$\alpha =$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
$\sigma_1 =$	65	63	61	57	53	50	47	44	41	40
$k_1 =$	1,00	0,97	0,94	0,87	0,81	0,77	0,72	0,67	0,63	0,61

⁶ Übliche Annahme, abgeleitet aus gesonderten Scherversuchen, die z. B. im vorliegenden Fall bei 45 kg/cm² Scherfestigkeit eine $\frac{45}{12} = 3,7$ fache Sicherheit ergeben.

Zahlentafel 4a.

Für zwei oder drei hintereinanderliegende Dübelpaare:

$\alpha =$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
$\sigma_1 =$	55	54	53	51	48	45	43	41	39	38
$k_2 =$	0,84	0,83	0,81	0,78	0,74	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58

Der Vergleich der Tuchscherer- und Schüller-Dübel gleichen Durchmessers ergab (vgl. Zahlentafel 3): Die gewöhnlichen Schüller-Dübel und die Tuchscherer-Dübel hatten praktisch die gleichen Bruchlasten, und zwar sowohl bei Parallelanschlüssen als auch bei den Anschlüssen \perp Faser, z. B. 46,2 t gegenüber 46,7 t als Durchschnittswerte von 26 cm-Dübeln und Parallelanschluß, ferner 21 t als Durchschnittswert beider Dübelarten bei Anschluß \perp Faser. Bei den gewöhnlichen Schüllerdübeln besteht die Neigung zur Aufspaltung des Holzes durch die abgleitenden Dübellappen bei höheren Belastungen. Im Bereiche der Nutzlast wurde eine höhere Verschieblichkeit (größerer Schlupf) des gewöhnlichen Schüller-Dübel gegenüber dem Tuchscherer-Dübel festgestellt (stellenweise das 2fache). Hingegen zeigte der genietete und geführte Schüller-Dübel höhere Bruchlasten (um 2—7%) als der Tuchscherer-Dübel. Seine Verschieblichkeit (Schlupf) war im Bereich der Nutzlast stellenweise gleich, aber im allgemeinen noch immer etwas größer als die des Tuchscherer-Dübel. Der Schüller-Dübel ist nach dem Einbau noch sichtbar, der Tuchscherer-Dübel nicht. Alle Vorteile und Nachteile gegenübergestellt, kann gesagt werden, daß der Tuchscherer-Dübel und der genietete und geführte Schüller-Dübel im Bereiche der Nutzlasten praktisch gleichwertig sind.

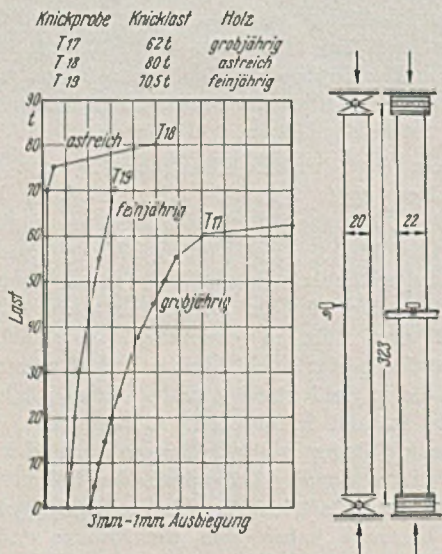


Abb. 11. Knickversuche und zugehörige Ausbiegungen.

Ein Vergleich mit den Versuchen des Forest Products Laboratory (F. P. L.), Madison, USA. [(7), S. 39ff.] an Locher-Ringdübeln, die von den Runddübeln in Form und Wirkungsweise den bei den gegenständlichen Versuchen untersuchten Dübeln am nächsten kommen, ergibt, daß bei Dübeln mittleren Durchmessers die zulässigen Lasten gut übereinstimmen und daß die Abminderungsbeiwerte k_1 von Anschlüssen \parallel Faser bis \perp Faser der Zahlentafeln 4 und 4a im allgemeinen gut mit den amerikanischen übereinstimmen, daß aber bei kleineren Dübeln die amerikanischen Werte höher, bei größeren Dübeln kleiner sind. Die Unterschiede sind aber nur bei den Steilanschlüssen kleinerer Dübel wesentlich. Hierzu muß bemerkt werden, daß auch nach den gegenständlichen eigenen Versuchen, wie bereits bemerkt, bei kleineren Dübeln, die mehr Vorholz haben, und bei Steilanschlüssen wesentlich höhere Leibungsdrücke als laut Abb. 10 zulässig sind, wodurch auch hier eine nicht unbedeutende Er-

höhung der zulässigen Last eintreten würde. Für eine allgemein gültige Annahme über die zulässigen Leibungsdrücke mußte aber dieser Umstand unberücksichtigt bleiben. Die für die amerikanischen Versuche verwendete Southern Yellow-Pine und Douglas-Fir ist ungefähr unserer Fichte bester Qualität entsprechend.

Zahlentafel 5. Vergleich der zulässigen Lasten nach amerikanischen und den gegenständlichen Versuchen bei Ringdübeln und Fichtenholz.

Dübelart	Durchmesser cm	zulässige Lasten bei 2 mm Schlupf und Anschluß unter				
		0°	22 1/2°	45°	67 1/2°	90°
Einteiliger Locher-Ringdübel nach Versuchen und Empfehlungen des F. P. L., Madison, U. S. A.	10	5,25	4,99	4,73	4,46	4,20
	14	6,83	6,32	5,80	5,29	4,78
	20	9,12	7,98	6,84	5,70	4,56
Flacheisen-Ringdübel mit den auf Grund der Hauptversuche empfohlenen Leibungsdrücken	10	3,90	3,63	3,08	2,65	2,38
	14	7,30	6,78	5,75	4,95	4,45
	20	10,40	9,55	8,20	7,06	6,34

Zahlentafel 6. Ergebnisse der Knickversuche (Sängerhalle Wien 1928).

Probe	Balkenquerschnitt cm und Fläche	Knick-		Versuchsknicklast in t	zulässige Knicklast in t $P_k = \frac{F \cdot \sigma_d^{zul}}{w}$	vorhandener Sicherheitsgrad	Würfelfestigkeit kg/cm ²	berechnete Knicklast in t	Anmerkung
		länge l cm	beiwert w						
T ₁₇	20 × 22,5 f = 450 cm ²	325	1,53	62,0	23,5	2,63	210	61,5	grobjähriges Holz, Stauchung in d. Mitte
T ₁₈	20 × 22,2 f = 444 cm ²	323	1,53	80,0	23,2	3,45	210	60,6	astreiches Holz, Bruch in Balkenmitte
T ₁₉	20 × 22 f = 440 cm ²	323	1,52	70,5	23,1	3,00	210	59,8	feinjähriges Holz, Bruch am Balkenende durch Druckzerstörung infolge Ast

e) Knickversuche.

Aus dem bereits abgebundenen Fachwerk wurden drei Druckfüllstäbe entnommen, und zwar ein grobjähriger, ein feinjähriger und ein besonders astreicher. Der Kern der Hölzer lag nicht außerhalb des Querschnittes, sondern angenähert in der Mitte. Alle Knickversuche wurden mit Walzenlagerung ausgeführt. Die Ausbiegung wurde an einer Meßuhr abgelesen. Bei einem Versuch wurde auch die Messung der Stauchung durchgeführt. Der Versuch T₁₉ muß wegen Zerstörung am Balkenende (ohne Knickung) außer acht bleiben. Aus Zahlentafel 6 sind die Ergebnisse der Knickversuche ersichtlich. Es zeigte sich, daß der astreiche Versuchsstab höhere Knicklasten hatte als der grobjährige von geringerer Astbildung, ferner daß bei Anwendung der Knickbeiwerte von Tetmajer überall eine mindestens 2,6fache Sicherheit gegen Ausknicken vorhanden war, was als ausreichend bezeichnet werden muß. Ein Vergleich der berechneten Knick-

lasten auf Grund der durch Einschaltung zwischen zwei Werten bestimmten Würfeldruckfestigkeit von 210 kg/cm² und den tatsächlich beobachteten Knicklasten ergibt bei T₁₇ eine überraschend gute Übereinstimmung. Bei T₁₈ zeigt sich, daß die tatsächlich beobachtete Knicklast höher liegt als die Berechnung ergibt. Es wurde demnach in den untersuchten Fällen die gute Verwendbarkeit der Tetmajerschen Knickgleichungen neuerlich festgestellt.

f) Biegeversuche.

Geprüft wurden drei Balken vom Querschnitt 20—30 cm auf 4,40 m frei gelagert, belastet durch eine Einzellast in der Mitte. Das Holz dieser Versuche war ungefähr 4 1/2 Monate alt⁷ und hatte eine Festigkeit von ungefähr 270 kg/cm², die Biegefestigkeit ergab sich im Mittel zu 358 kg/cm² (vgl. Zahlentafel 7), demnach durchschnittlich zu 1,32 der Druckfestigkeit, selbst bei Einbeziehung des Versuchsergebnisses bei Balken 3, bei dem zwei Äste die Ursache des frühzeitigen Bruches waren. Nach den bisher bekannten Versuchen liegt dieses Verhältnis etwas höher. Es wird aber mit Rücksicht auf die Tatsache, daß niemals die Sicherheit besteht, daß gerade im gefährlichen Querschnitt keine Astknoten liegen, daß ferner dieses Verhältnis auch stark vom Feuch-

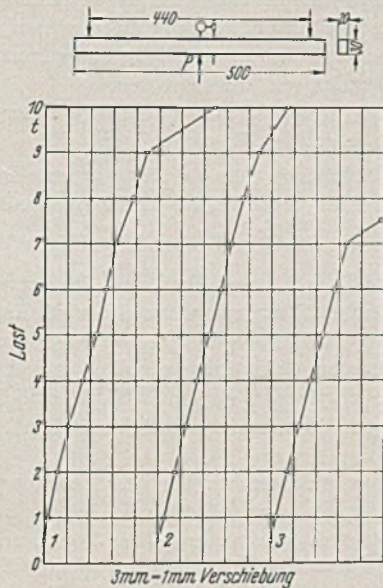


Abb. 12. Biegeversuche und zugehörige Durchbiegungen.

tigkeitsgehalt des Holzes abhängt, mit höheren Verhältniswerten als etwa 1 1/3 nicht gerechnet werden dürfen.

Aus den Schaulinien laut Abb. 12 konnte sehr gut das Dehnmaß ermittelt werden, da die Linien einen nahezu vollständig geradlinigen Verlauf bis fast zum Bruch aufwiesen. Es ergab sich im Mittel zu 85400 kg/cm². Obwohl aus diesen drei durchgeführten Kontrollversuchen noch keine allgemein gültige Zahl für das Dehnmaß abgeleitet werden kann, muß dennoch darauf hingewiesen werden, daß Dehnmaße über 100000 kg/cm² wohl zu hoch sind und nur für gut ausgetrocknetes Holz zutreffen.

Zahlentafel 7. Ergebnisse der Biegeversuche (Sängerhalle Wien 1928).

Balken	Bruchlast t	gerechnete Biegespannung beim Bruch σ_b in t	Verhältnis $\frac{\sigma_b}{\sigma_d}$		Dehnmaß im Mittel kg/cm ²
			einzel	im Mittel	
1	10,25	376	1,39		85400
2	10,50	385	1,42	1,32	
3	8,50	312	1,15		

g) Stauchversuch an einem dreiteiligen Versuchskörper mit gestoßenen Stäben.

⁷ Austrocknungszeit ab Ausformung.

Dieser Versuch wurde an naturgroßen Versuchskörpern (Ständerfuß des Zweigelenkrahmens des Mittelbinders der Wiener Sängerkirche 1928) durchgeführt. Der Versuchskörper bestand aus drei in der Mitte gestoßenen Balken, deren Stoßstellen durch Füllholzlaschen mit gewöhnlichen Schüller-Dübeln gedeckt waren. Es wurde absichtlich ein ungenau gearbeiteter (S₁₅ I) und ein möglichst genau gearbeiteter Versuchskörper (S₁₅ II) erprobt. Die Anordnung und die Ergebnisse sind aus Abb. 13 und Zahlentafel 8 ersichtlich.

Zahlentafel 8. Ergebnisse der Stauchversuche an einem dreiteiligen Versuchskörper.

Versuchskörper	Querschnitt	Bruchlast t	mittlere Bruchspannung kg/cm ²	gerechnete Nutzlast bei Hirnholzdruck = 60 kg/cm ² in t	Sicherheitsgrad
S ₁₅ I (ungenau Ausführung)	3 × 20/30 cm	234	130	108	2,4
S ₁₅ II (genau Ausführung)	3 × 20/30 cm	202	112	108	1,9

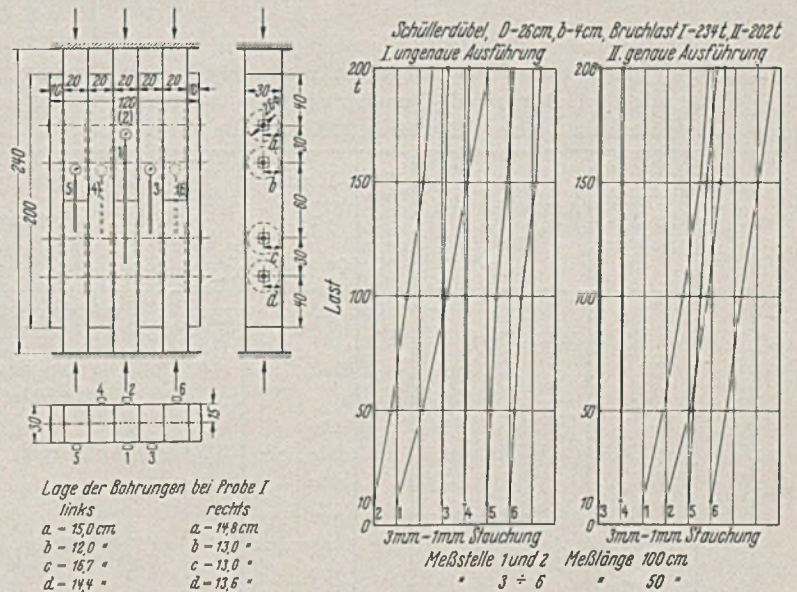


Abb. 13. Stauchversuche an zusammengesetzten Versuchskörpern.

Der Bruch erfolgte an astigen Stellen. Die Versuche haben den Nachweis erbracht, daß bei den vorliegenden, nur auf Druck beanspruchten Stoßverbindungen die genaue Lage der Verbindungsmittel nicht von ausgesprochen förderndem Einfluß auf die Tragfähigkeit der Verbindung ist, daß sonach bei diesen Verbindungen (nicht aber bei Kraftanschlüssen, beispielsweise von Füllungsgliedern an die Gurte eines Fachwerkes) die genaue Arbeit nur aus ästhetischen Gründen erforderlich ist, ferner daß hier von einer Stoßdeckung durch Ringdübel überhaupt Abstand genommen werden kann, weil sich die Füllhölzer an der Druckübertragung praktisch nicht beteiligt haben (vgl. Stauchungen in Abb. 13).

Die Stauchung der unmittelbar belasteten drei Stäbe betrug bei beiden Versuchen (I u. II) durchschnittlich 2,4 mm bei einer Last von 200 t. Bei der Nutzlast von 36 t betrug diese durchschnittliche Stauchung 0,4 mm, sie ist also weit geringer als der bei Ringdübeln normal zugelassene Schlupf von 2 mm bei Nutzlast. Aus den Versuchen geht hervor, daß bei Stabstößen, die nur auf Druck beansprucht sind, von der Vorschrift, daß die an den Stoßstellen zu übertragenden Lasten durch Ringdübel zwischen den zu stoßenden Stäben und den Füllstäben voll aufgenommen werden müssen, abgesehen werden kann. Wichtiger ist eine solide Querverbindung der Stäbe, Laschen und Füllstücke, die ebensogut

nur durch Querschrauben mit großen Unterlagsplatten von entsprechender Stärke, auch ohne Ringdübel, erreicht werden kann.

Die verhältnismäßig geringe mittlere Bruchspannung ist wohl darauf zurückzuführen, daß wahrscheinlich keine gleichmäßige Verteilung der Last auf die drei Balken vorlag und die Einleitung der Zerstörung des Gesamtkörpers durch übermäßige Beanspruchung eines Einzelstabes erfolgt ist.

3. Festigkeit, Raumgewicht und Feuchtigkeitsgehalt des für die Versuche Sängerrhalle verwendeten Holzes.

a) Druckfestigkeit.

Die Festigkeit des verwendeten Bauholzes (und somit auch jene der Proben), dessen Raumgewicht und Feuchtigkeitsgehalt wurden an Probekörpern bestimmt, die absichtlich aus schlechteren Abfallstücken aller Konstruktionsteile amtlich (Wiener Stadtbauamt) entnommen wurden. Die Erprobung erfolgte je zur Hälfte durch die Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien und die Wiener Städtische Prüfanstalt für Baustoffe. Im nachstehenden sind die Ergebnisse zusammengestellt, die deutlich zeigen, wie die Festigkeit mit zunehmender Austrocknung zunimmt. Die nachstehende Zahlentafel 9 stammt aus (2), S. 11 und wurde nur in der Anmerkung ergänzt.

Zahlentafel 9. Druckfestigkeit parallel zur Faser, Raumgewicht und Feuchtigkeitsgehalt des verwendeten Holzes (Sängerrhalle Wien 1928).

Nr.	Zahl der Proben	Zeitpunkt der Erprobung	Austrocknungszeit (Alter)	Mittl. Feuchtigkeitsgehalt %	Raumgewicht kg/m ³		Würfel-druckfestigkeit kg/cm ²		Anmerkung
					Grenzen	Mittel	Grenzen	Mittel	
1	60	20. II.	1 Monat	22	370 bis 660	478	151 bis 265	200	verwendet bei den Hauptversuchen Mitte Febr. 28
2	13	2. IV.	2 1/2 Monate	18	410 bis 580	480	181 bis 287	238	Anf. April 28
3	28	14. IV.	3 ..	17	392 bis 700	492	180 bis 315	248	Mitte April 28
4	14	4. V.	3 3/4 ..	16	383 bis 728	491	214 bis 307	261	Anf. Mai 28
5	31	25. X.	9 ..	13	360 bis 510	449	240 bis 424	309	Ende Okt. 28

b) Zugfestigkeit.

Zugfestigkeitsversuche wurden anlässlich der Proben zum Bau der Sängerrhalle Wien 1928 nicht gemacht.

c) Druck \perp -Faser.

Für diese Erprobung wurden vier kleine Probekörper verwendet, deren kennzeichnende technische Daten ungefähr der Nr. 1. von Zahlentafel 9 entsprachen. Das Ergebnis war das folgende, wobei die bekannten Forschungsergebnisse Grafs (3) Anwendung fanden, daß zwischen Schwellen- und Stempeldruck praktisch kein Unterschied besteht.

Zahlentafel 10. Druckfestigkeiten normal zur Faser.

Einheitsdruck in kg/cm ²	17	21	23	24	25
Stauchung in Hundertteilen der Höhe des Probekörpers .	2%	4%	6%	8%	10%

Bei dem verhältnismäßig großen mittleren Feuchtigkeitsgehalt (22%) der Probekörper dürfte bei Erfüllung der Forderung, daß die Querstauchung höchstens 2% der Höhe des Längsholzes betragen soll, nur mit einem zulässigen Druck \perp -Faser von höchstens 17 kg pro cm² gerechnet werden.

d) Scherfestigkeit.

Diese wurde an Probekörpern aus Holz der gleichen Beschaffenheit wie c) an zwei Probekörpern mit 45 kg/cm² ermittelt, so daß die übliche zulässige Beanspruchung von 12 kg/cm² einer mehr als dreifachen Sicherheit entspricht.

II. Versuche für den Bisamberg-Holzfunkturm 1932 (Entwurf).

1. Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit Stabdübeln.

Zur Erprobung der Eckstielstöße wurden an Modellen natürlicher Größe mit Stabdübeln aus scharfkantigen Winkeleisen (Walzprofil) ferner aus Eichenholz Zugversuche vorgenommen (Abb. 14, 15 und 16).

Der Zugversuch wurde deshalb gewählt, weil bis zur Zeit der Durchführung dieser Versuche, soviel bekannt war, keine Zugversuche größeren Umfangs durchgeführt waren, und weil das Verhalten der Konstruktion gerade beim Zugversuch aus mehrfachen Gründen von Interesse war.

Das Ergebnis ist aus Zahlentafel 11 ersichtlich und besteht in folgenden Erkenntnissen:

1. Hinsichtlich der zulässigen Leibungsdrücke für Stabdübel ist nur das Kriterium der $\frac{I}{2.5}$ -fachen Bruchlast maßgebend. Das Kriterium des 2 mm-Schlupfes ist nicht anwendbar, weil dieser erst bei verhältnismäßig hohen Nutzlasten erreicht wird. Es kann sonach für Lärche ein Leibungsdruck von 70 kg/cm², für Fichte ein solcher von 65 kg/cm² so wie für die Runddübel, zugelassen werden. Die so errechneten Nutzlasten liegen dann meist unter der halben Proportionalitätsgrenze.

2. Die zuzulassenden Scherbeanspruchungen zwischen den Dübeln dürfen bei 2 1/2-facher Sicherheit und dem untersuchten stark feuchten Holz nur 26,4:2,5 = 10,6, also rd. 10 kg/cm² für Lärche und 15,9:2,5 = 6,4, rd. 6 kg/cm² für Fichte betragen.

3. Zwischen der Wirkung von 3/4"- und 5/8"-Querschrauben besteht praktisch kein Unterschied.

4. Die Dübel aus scharfkantigen Winkeleisen zeigen naturgemäß starke Neigung zum Verkanten bei höheren Nutzlasten und sind daher dort, wo unvorhergesehene starke Überbeanspruchungen eintreten können, nicht zu empfehlen. Hingegen ist ihr Vorteil unverkennbar,

der darin besteht, daß der Schlupf auch bei hohen Lasten, namentlich gegenüber den Runddübeln verhältnismäßig klein bleibt.

5. Eine Leimung von Holzdübelverbindungen bewirkt eine Verringerung des Schlupfes auf ein Mindestmaß (siehe E₁₀) bei ungefähr gleicher Nutzlast.

6. Kaltgeleimte Verbindungen gingen beim Versuch schon bei einem Bruchteil der Nutzlast zu Bruch. Die Leimung war wahrscheinlich nicht sachgemäß, daher ist dieses Ergebnis nicht verlässlich.

2. Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit Ringdübeln.

Diese Versuche an Modellen natürlicher Größe (Abb. 17, 18, 19, 20 und 21) wurden mit gewöhnlichen Schüller-Dübeln bei quer- und längsliegender Dübelöffnung, ferner mit einseitig punktgeschweißten, anderseitig offenen, aber durch einen Stift geführten Schüller-Dübeln, dann mit Tuchscherer-Dübeln, ferner mit Halbkreis-Dübeln (ohne Nase) bei Dübelöffnung quer und längs (letztere mit Laschen-Querschrauben) und auch nach Anbringung eines

Zahlentafel II. Ergebnisse der Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit Stabdübeln aus Stahl und aus Eichenholz.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		11		12		13	13a	14		15	16		17
									Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck kg/cm ²	Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck kg/cm ²	Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck kg/cm ²			Bruch-Scherspannung zwischen den Dübeln kg/cm ²	bei Last von		nähere Beschreibung	Anmerkung	
Kurze Beschreibung der Probe			Dübelpaare	Skizze lt. Abb.	Ge-rech-nete ¹ Nutz-last	Zur Nutzlast Sp. 6 zugehöriger		Bruchlast (zug)	Bei 2 mm Schlupf		Bei Nutzlast Bruchlast		Bruch-Scherspannung zwischen den Dübeln kg/cm ²	Bemerkenswerte Erscheinungen beim Versuch		Anmerkung						
Zahl	Maße	Art				Schlupf	Leihungsdruck kg/cm ²		Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck kg/cm ²	Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck kg/cm ²		bei Last von			nähere Beschreibung					
Durchwegs stark feuchtes Holz von 24% mittl. Feuchtigkeitsgehalt, Raumgewicht i. M. bei Lärche 606 kg/m ³ , bei Fichte 435 kg/m ³																						
Würfeldruckfestigkeit Faser i. M. bei Lärche 306 kg/cm ² , bei Fichte 248 kg/cm ² .																						
E ₁	3	20 lg.	Scharfkantiges Walzeisen	14	16,8	1,0	70	51,0	30,2	126	20,4	84,8	21,2	51,0	212	Bruch durch Abscher. im Mittelholz zwischen d. Dübeln	Lärche	16/20	2 × 12/20	3/4		
E ₂	3	20 lg.	40	14	16,8	1,2	70	50,3	27,4	114	20,1	83,5	21,0	50,3	210	Bruch durch Abscher. im Seitenholz	Lärche	16/20	2 × 12/20	3/4		
E ₃	3	20 lg.	40 40 40 5	14	15,6	1,6	65	36,2	19,2	80	14,5	60,4	15,0	36,2	181	Starkes Verankerten der Dübel bei hohen Lasten	Fichte	16/20	2 × 12/20	3/4		
E ₄	3	20 lg.	5	14	15,6	1,8	65	40,0	17,8	74	16,0	66,6	16,8	40,0	186		Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4		
E ₅	2	20 lg. 5 × 12	Prismat. Eichen-dübel	14	14,0	0,6	70	44,0	25,0	125	17,6	88,0	27,5	44,0	220	Bruch durch Abscherung im Mittelholz zwischen den Dübeln	Lärche	16/20	2 × 12/20	3/4		
E ₆	2	20 lg. 5 × 12	"	14	14,0	0,4	70	47,4	39,0	195	19,0	95,0	29,5	47,4	237		Lärche	16/20	2 × 12/20	3/4		
E ₇	2	16 lg. 5 × 12	"	14	11,2	0,6	70	39,0	29,8	186	15,6	97,4	30,6	39,0	244	Bruch durch Abscherung im Seitenholz	Lärche	15/16	2 × 10/16	5/8		
E ₈	2	16 lg. 5 × 12	Prismat. Eichen-dübel m. Paraffin getränkt	14	11,2	1,0	70	32,3	24,0	150	12,9	80,6	25,3	32,3	202		Lärche	15/16	2 × 10/16	5/8		
E ₁₀	2	20 lg. 5 × 12	wie E ₁ und geleimt (kalt)	14	14,0	0,3	70	48,0	35,6	178	19,2	96,0	30,0	20 t	100	Leimfuge der 1. Lasse gesprengt	Lärche	16/20	2 × 12/20	3/4		
E ₁₁	—	—	geleimt (kalt)	14	—	—	—	7,8 ²	—	—	3,1 ²	—	—	—	—	Leimfuge der 2. Lasse gesprengt	Lärche	16/20	2 × 12/20	—		

¹ Zu Spalte 6: Bei einem zul. Leihungsdruck von 70 kg/cm² für Lärche und von 65 kg/cm² für Fichte.

Mittelwerte: Lärche 153 — 89,0 26,4
Fichte 77 — 63,5 15,9

² Leimung wahrscheinlich nicht sachgemäß, daher Ergebnis zweifelhaft.

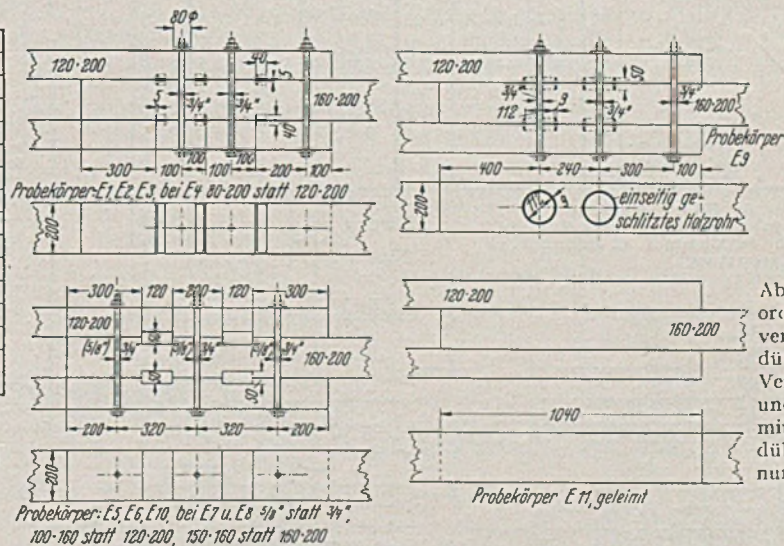
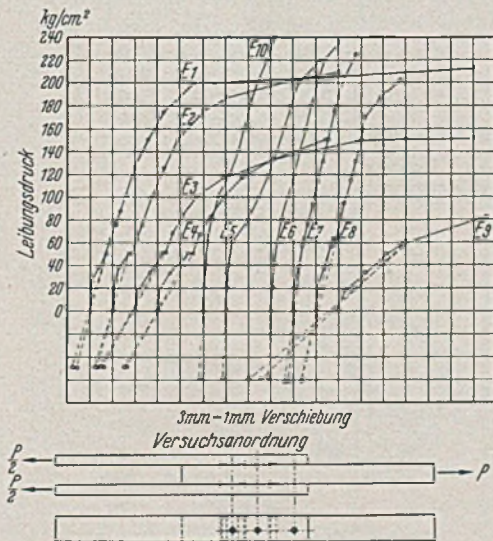


Abb. 14. Versuchsanordnung für die Zugversuche E mit Stabdübeln, zugehörige Verschiebungslinien und für Zugversuche mit Sperrholz-Ringdübeln, ferner mit nur geleimten Verbindungen.

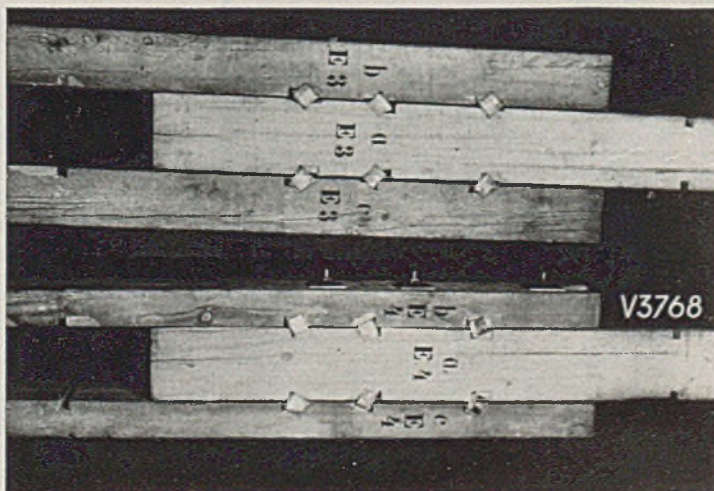


Abb. 15. Zugversuch an Parallelanschluß mit Stabdübeln aus scharfkantigen Winkeleisen, Endzustand.

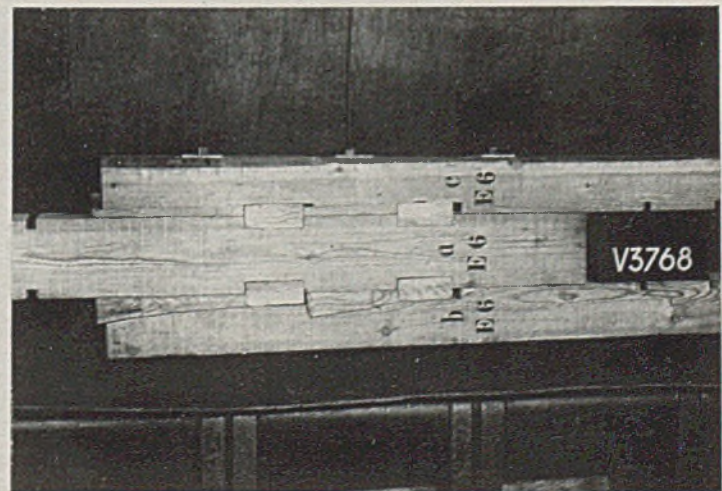


Abb. 16. Zugversuch an Parallelanschluß mit Stabdübeln aus Eichenholz, Endzustand.

durch die Mitten der Laschen und des Mittelholzes durchgehenden Längsspalt (als Nachbildung eines durchgehenden Trockenrisses) durchgeführt. Nur des Interesses halber wurden auch die vorbeschriebenen Zugversuche bei Verwendung von Sperrholz-Ringdübeln durchgeführt, weil diese für den Funkturbau wegen des besonders günstigen elektrischen Verhaltens Bedeutung gehabt hätten (Abb. 14 und Zahlentafel 12).

suchsstücke ergaben sich bei Fichte und unter der Voraussetzung eines zulässigen Schlupfes von 2 mm durchschnittlich nur 47,1 kg/cm² zulässiger Leibungsdruck. Es ist dies ein neuerlicher Beweis dafür, daß stark feuchtes oder gar nasses Holz für Holzkonstruktionen nicht verwendet werden darf, sondern nur höchstens mäßig feuchtes Holz (bis 22% Feuchtigkeitsgehalt).

Zahlentafel 12. Ergebnisse der Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit Schüller- und Halbkreis-Ringdübeln aus Stahl und mit Ringdübeln aus Sperrholz.

1	2	3	4	5	6	7		9	10		11		12	13	13a	14	15	16		17							
						Zur Nutzlast Sp. 6 zugehöriger	Leibungsdruck kg/cm ²		Nutzlast	Leibungsdruck kg/cm ²	Nutzlast	Leibungsdruck kg/cm ²						Bemerkenswerte Erscheinungen beim Versuch			nähere Beschreibung	Anmerkung					
Probe	Zahl	Ø cm	Art	Skizze lt. Abb.	Gerechnete Nutzlast t	Schlupf mm	Leibungsdruck kg/cm ²	Bruchlast (zug) t	Nutzlast t	Leibungsdruck kg/cm ²	Nutzlast t	Leibungsdruck kg/cm ²	Teiler-Scherspannung bei Bruchlast kg/cm ²	bei Last von	das ist bei zulässigem Leibungsdruck kg/cm ²	Holzart	Mittelholz cm	Seitenhölzer cm	Schrauben								
Feuchtigkeitsgehalt: Mittelhölzer: Stark feucht bis naß, i. M. 25,7% Seitenhölzer (Laschen): Mäßig feucht, i. M. 21,4%										Raumgewicht Lärche: 611 kg/m ³ i. M. Raumgewicht Fichte: 450 kg/m ³ i. M.										Holzgüte: Schwach, erstklassig							
Würfeldruckfestigkeit Faser: Lärche: 297 kg/cm ² , Fichte 268 kg/cm ² i. M.																											
A ₁	2	16	Gew. Schüllerdübel, Öffn. quer jedoch Öffn. längs	18	14,9	2,4	65	—	13,3	5,8	—	—	—	31,2	18,1	Bruch in der Einspannung Eine Lasche reißt ab	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₂	2	16	Halbk.-Ringdübelo, Nase doppels, offen, Öffnung quer jedoch Öffn. längs u. Laschen-Querschrauben wie A ₁ , Hölzer in d. Mitte längsgeschlitzt	18	13,3	2,8	65	35,1	8,6	4,2	14,0	68,5	21,9	35,1	17,2	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₃	2	16	Halbk.-Ringdübelo, Nase doppels, offen, Öffnung quer jedoch Öffn. längs u. Laschen-Querschrauben wie A ₁ , Hölzer in d. Mitte längsgeschlitzt	18	13,3	4,0	65	24,8	6,9	3,4	9,9	48,5	15,5	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₄	2	16	Schüllerdübel, einseitig geschweift, geführt wie A ₁	18	12,5	3,0	65	31,4	8,8	4,6	12,6	65,6	19,7	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₅	2	16	wie A ₃	18	13,3	4,3	65	27,6	6,1	3,0	13,9	68,1	17,3	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₆	2	16	wie A ₁	18	14,9	2,2	65	25,8	12,6	6,0	10,3	45,8	16,1	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₇	2	16	wie A ₃	18	16,1	1,6	70	36,0	18,0	8,6	14,4	62,5	22,5	—	—	—	Lärche	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₈	2	16	wie A ₃	18	14,3	2,8	70	32,0	10,6	5,2	12,8	62,7	20,0	—	—	—	Lärche	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₉	2	16	wie A ₁	18	14,9	2,2	65	34,8	12,6	6,0	13,9	60,5	21,8	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₁₀	2	16	wie A ₃	18	14,3	1,0	70	42,5	21,4	10,5	17,0	83,2	26,6	—	—	—	Lärche	16/20	2 × 8/20	3/4							
A ₁₁	2	16	wie A ₃	18	14,3	1,2	70	40,1	20,5	10,0	16,1	79,0	25,0	—	—	—	Lärche	16/20	2 × 8/20	3/4							
E ₉	2	12	Ringdübel aus Sperrholz, einseitig geschlitzt	14	10,8	4,8	70	29,4	9,8	6,4	11,8	77,0	12,3	—	—	Versuch wurde bei l = 29,4 t abgebrochen, da sich der Schlupf rasch stark vergr.	Lärche	16/20	2 × 12/20	3/4							

¹ Zu Spalte 6: Bei einem zulässigen Leibungsdruck von 70 kg/cm² f. Lärche u. von 65 kg/cm² für Fichte nach der Gleichung lt. Zahlentafel 3 rechts oben bei „Anmerkung“.

Mittelwerte:	Lärche	86	71,8	24,7
	(o. E.)	(o. E.)	(o. E.)	(o. E.)
	Fichte	47,1	59,5	18,7

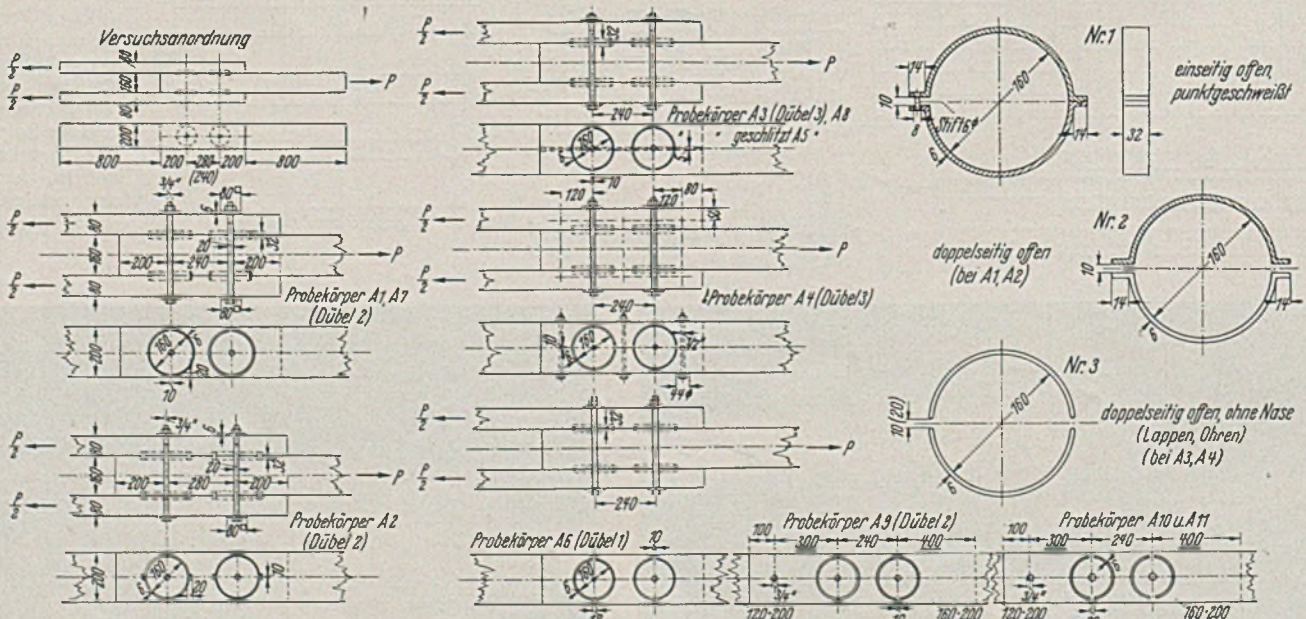


Abb. 17. Versuchsanordnung für die Zugversuche A mit Schüller- und Halbkreis-Ringdübeln.

Die Ergebnisse aller Versuche sind aus Zahlentafel 12 und 13 ersichtlich.

a) Ergebnisse der Versuche A₁ bis A₁₁ und E₉.

1. Wegen der stark feuchten bis nassen Mittelhölzer der Ver-

2. Durch Vergleich der Zahlentafeln 11 und 12 kann festgestellt werden, daß (siehe Spalte 7) der Schlupf bei gleichen Leibungsdrücken bei Ringdübeln größer ist als bei Stabdübeln.

3. Ob bei Schüller-Dübeln die Öffnung der Ringe quer zur

Kraftrichtung oder gleichgerichtet mit ihr angeordnet ist, erweist sich hinsichtlich der Nutzlast als belanglos. Ist die Öffnung gleichgerichtet zur Kraft angeordnet, so tritt jedoch ein größerer Schlupf

ein, was auf die dann eintretende Spaltwirkung der Dübelansätze zurückgeführt werden kann. Es ist daher empfehlenswert, die Öffnungen der Schüller-Dübel tunlichst quer zur Kraftrichtung anzuordnen (siehe A₂ und A₇).

4. Die Anbringung von Laschen-Querschrauben ist sehr empfehlenswert, weil durch sie die Bruchlast wesentlich erhöht wird (siehe A₃ und A₄).

5. Längssprünge (Trockenrisse) im Holz, deren Klaffflächen senkrecht oder annähernd senkrecht zur Dübelebene stehen, haben auf die Tragfähigkeit von Ringdübelverbindungen keinen nachteiligen Einfluß (siehe A₃ und A₆).

6. Ringdübel aus Sperrholz sind wegen ihrer geringen Widerstandsfähigkeit und der auftretenden starken Schlupfe unverwendbar (siehe E₉).

b) Ergebnisse der Versuche B₁—B₉ (Zahlentafel 13 und Abb. 21.)

1. Auch hier ist, wie bei den vorangehend beschriebenen Versuchen die sehr nachteilige Folge von stark feuchtem Holz zu er-

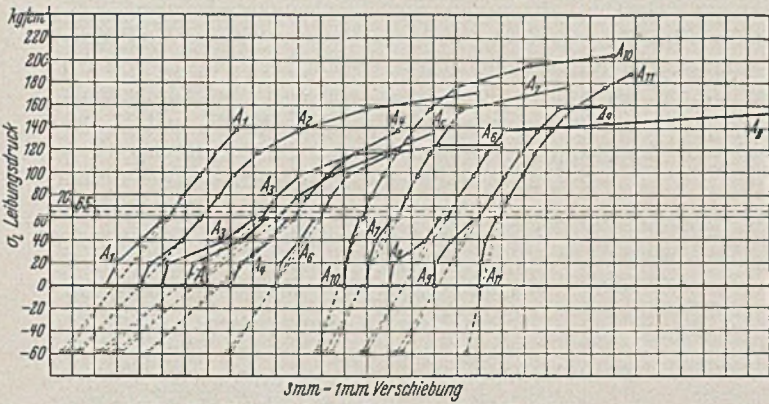


Abb. 18. Verschiebungslinien zu den Versuchen Abb. 17.

Zahlentafel 13. Ergebnisse der Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit Tuchscherer- und Halbkreisdübeln aus Stahl.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		11		12		13		13a	14		15		16	17
									Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck	Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck	Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck	Nutzlast	zugehöriger Leihungsdruck		bei Last von	bei Bruchlast	nähere Beschreibung	Anmerkung		
Kurze Beschreibung der Probe		Dübelpaare		Skizze lt. Abb.	Gerechnete Nutzlast	Zur Nutzlast Sp. 6 zugehöriger		Bruchlast (zug)	Bei 2 mm-Schlupf		Bei Nutzlast Bruchlast		Bei Nutzlast Bruchlast		Bei Nutzlast Bruchlast		Teller-Scherspannung bei Bruchlast	Bemerkenswerte Erscheinungen beim Versuch		nähere Beschreibung		Anmerkung	
Zahl	Ø	Art				t	mm		Schlupf	Leihungsdruck	t	t	t	t	t	t		t	t	t	t		t

Feuchtigkeitsgehalt: Mittelhölzer: Stark feucht, i. M. 24,1%
 Seitenhölzer (Laschen): mäßigfeucht, i. M. 20,8%
 Würfelstärke: Faser: Lärche: 344 kg/cm³ i. M., Fichte 253 kg/cm³ i. M.
 Raumgewicht: Lärche: 695 kg/m³ i. M., Fichte: 450 kg/m³ i. M.
 Holzgüte: Schwach, erstklassig
 Holzart: Mittelholz cm, Seitenhölzer cm, Schrauben |

¹ Zu Spalte 6: Nach Gl. Tafel 3 rechts oben.

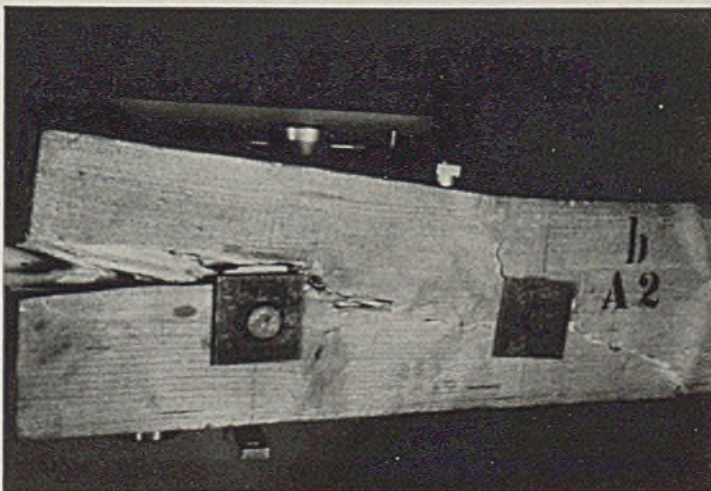


Abb. 19. Zum Versuch A₂. Unverschraubter Laschenvorkopf.

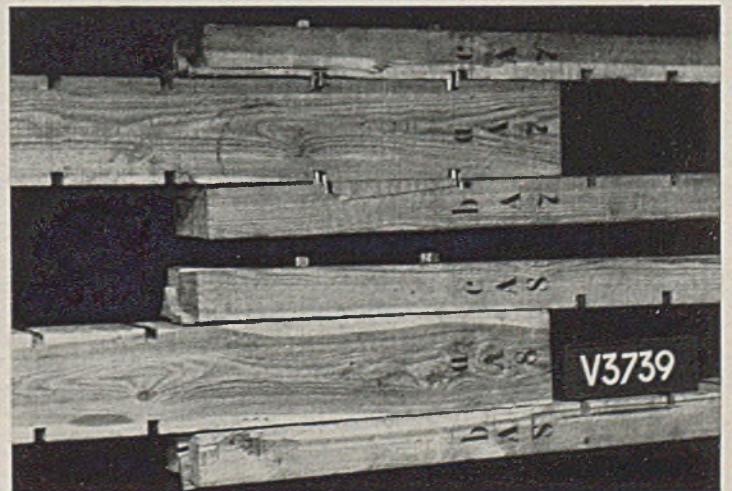


Abb. 20. Zu den Versuchen A₇ und A₈. Abheben der Laschenenden bei Zug.

sehen. Der für zwei hintereinander liegende Dübel als zulässig vorgeschlagene Leibungsdruck von 55 kg/cm² für Fichte bei 2 mm Dübelverschiebung wird nicht ganz erreicht, würde aber bei trockenerem, selbst mäßig feuchtem Holz ohne weiteres erreicht werden. Auch hier liegen die Nutzlasten in der Nähe der halben Proportionalitätsgrenze.

2. So wie bei den Versuchen A₁—A₁₁ für die Schüller-Dübel ergibt sich auch hier für Halbkreisdübel ohne Nase, daß die Dübelverbindungen mit zur Krafrichtung quergestellten Öffnungen

durchschnittlich geringere Schlupfe aufweisen wie die mit längsgestellten Öffnungen.

3. Ringdübelverbindungen ohne Laschenquerschrauben sind weniger tragfähig als solche mit Laschenquerschrauben (vgl. Spalte 9 bei B₂, gegenüber B₄). Am wirksamsten wird die Bruchlast erhöht durch Laschenquerschrauben am Vorkopf (vgl. Spalte 9 bei B₁ und B₆, wobei die Nutzlast von 29,8 t bei Lärchenholz ungefähr 27,7 t in Fichte ergeben würde). Bei B₄ und B₆ bewirkte die Laschenquerschraubung, daß die Verbindung selbst nicht zu Bruch ging, sondern, daß der Bruch in der Einspannung erfolgte. Wäre die Einspannung nicht gerissen, so hätten sich durch die Laschenquerschraubung noch höhere Bruchlasten ergeben. Es kann daher die Laschenquerschraubung, insbesondere im Vorkopf, nicht warm genug empfohlen werden (siehe Abb. 19 mit den nachteiligen Folgen des Fehlens dieser Laschenquerschraubung).

4. Bei den Zugversuchen zeigte sich überall (siehe z. B. Abb. 20) bei höheren Belastungen ein Abheben der Laschenenden vom Mittelholz weg. Es ist daher zu empfehlen, zur Erhöhung der Festigkeit der Verbindung die Laschenenden mit Schrauben zum Mittelholz hin zu befestigen.

5. Das Abreißen der Laschen bei B₁ und B₅ (das Mittelholz ist bei keinem Versuch gerissen) führt zur Notwendigkeit, daß die Stoßdeckungsquerschnitte der Laschen größer sein müssen als der zu deckende Querschnitt selbst. Die Deckung mit der gleichen Querschnittsfläche ist unzureichend, weil nicht mit voller Sicherheit angenommen werden kann, daß von jeder der Laschen die Hälfte der zu übertragenden Kraft gleich zu Beginn der Kraftwirkung aufgenommen wird. Es wird daher empfohlen, den Deckungsquerschnitt beider

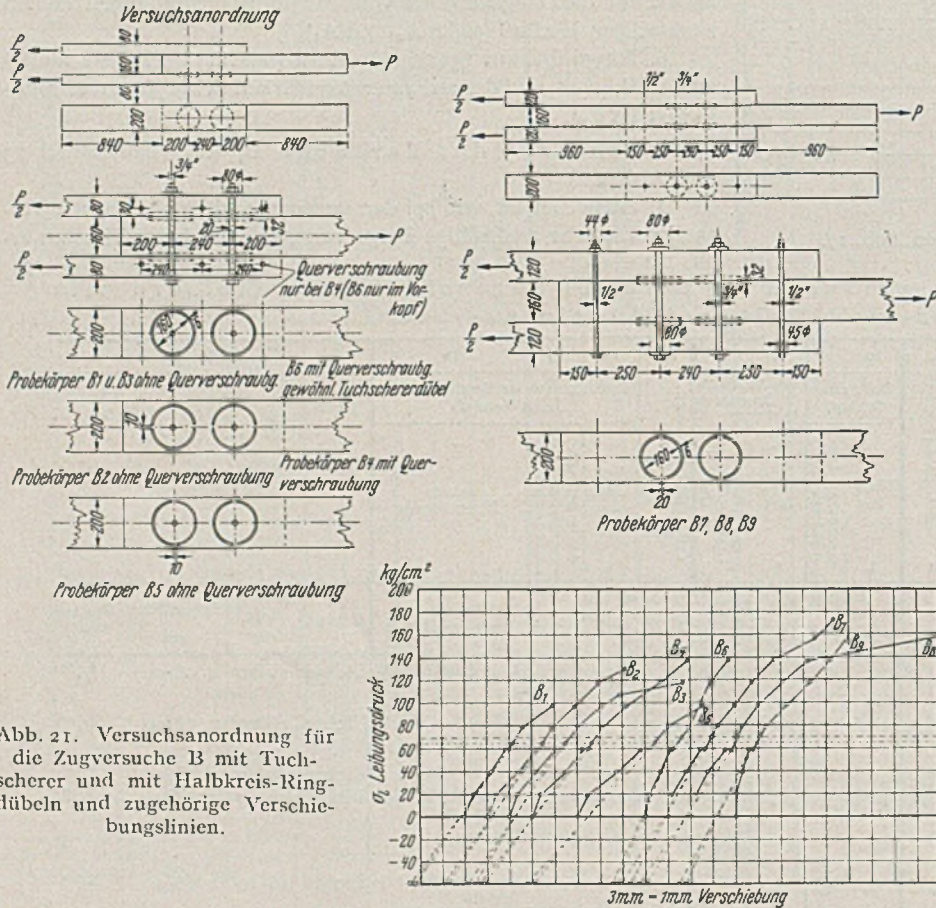


Abb. 21. Versuchsanordnung für die Zugversuche B mit Tuchscherer und mit Halbkreis-Ringdübeln und zugehörige Verschiebungslinien.

Zahlentafel 14. Ergebnisse der Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit eichenen Konus-Scheibeldübeln von Kübler (Versuche C) und mit Siemens-Bauunion Gelenkverbindern (Krallenplatten) aus Temperguß (Versuch D₁).

x	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	13a	14	15	16	17				
	Kurze Beschreibung der Probe Dübelpaare								Skizze lt. Abb.	Gerechnete Nutzlast t	Zur Nutzlast Sp. 6 zugehöriger Schlupf Leibungsdruck kg/cm ²	Bruchlast (zug) t		Bei 2 mm-Schlupf		Bei Nutzlast Bruchlast = 2,5		Bruch-Scherspannung zwischen den Dübeln kg/cm ²	Bemerkenswerte Erscheinungen beim Versuch		nähere Beschreibung
Probe	Zahl	Ø cm	Art	Nutzlast	Leibungsdruck	Nutzlast	zugehöriger Leibungsdruck	Nutzlast					zugehöriger Leibungsdruck	bei Last von	das ist bei rechnermäßigem Leibungsdruck	t	t		t	t	
Feuchtigkeitsgehalt: Mittelhölzer: Mäßig feucht, bis stark feucht; 22,1% i. M. Seitenhölzer (Laschen): Mäßig feucht, 19,3% i. M.																					
Raumgewicht: Fichte: 464 kg/m ³ i. M.									Holzgüte: Schwach erstklassig bis zweitklassig, grobfaserig						Holzart	Mittelholz cm	Seitenhölzer cm	Schrauben			
Würfeltefestigkeit Faser, Fichte: 275 kg/cm ³ i. M.									Leibungsfläche eines Dübels: 25,9 cm ²												
C ₁	1	6,5	Kübler-Dübel	23	1,7	1,2	65	5,6	3,1	120	2,2	84,8	—	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	1/2	
C ₂	1	6,5	„	23	1,7	1,2	65	6,5	2,5	95	2,6	100,0	—	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	1/2	
C ₃	3	6,5	„	23	4,3	1,4	55	13,6	10,5	135	6,4	82,4	34,6	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	1/2	
C ₄	3	6,5	„	23	4,3	1,6	55	12,6	8,4	108	5,0	64,4	33,0	—	—	—	Fichte	16/20	2 × 8/20	1/2	
				Mittelwerte	C ₁ C ₂	Fichte	108			92,4	—		—								
					C ₃ C ₄	„	122			73,4	33,8										
Feuchtigkeitsgehalt: Mittelhölzer: Luftfeucht, 17,2% i. M. Seitenhölzer (Laschen): Lufttrocken, 15,2% i. M.									Raumgewicht: Kiefer: 560 kg/m ³ i. M.						Holzgüte: Schwach erstklassig.						
Würfeltefestigkeit Faser, Kiefer: 388 kg/cm ³ i. M.																					
D ₁	3	8,0	Siemens-Bauunion Gelenkverbinder	23	11,6	1,5	—	29,0	13,6	—	11,6	—	—	—	—	—	Kiefer	14/20	2 × 8/20	1/2	

¹ Nutzlast als Bruchlast / 2,5 angenommen.

Laschen mit dem $2 \cdot \frac{3}{4} = 1\frac{1}{2}$ fachen Querschnitt des zu deckenden Holzes (Mittelstückes) zu wählen.

6. Ob für die Dübelverschraubungen $\frac{3}{4}$ " oder $\frac{1}{2}$ "-Schrauben gewählt wurden, erwies sich praktisch als belanglos. Die Verbindungen sind in keinem Falle durch Reißen der Dübelverschraubungen zugrunde gegangen.

3. Zugversuche an parallel angeschlossenen Hölzern mit eichenen Konus-Scheibendübeln von Kübler (Versuche C₁-C₄).

Zahlentafel 14 und Abb. 22 u. 23.

Die Versuche haben bestätigt, daß die von der Herstellerfirma der Dübel angegebene Nutzlast von 2,0 t für ein Dübelpaar für die untersuchten (kleinen) Dübel sowohl vom Gesichtspunkt einer 2,5fachen Sicherheit gegen Bruch als auch vom Gesichtspunkt des höchstzulässigen Schlupfes von 2 mm bei Nutzlast volle Gültigkeit hat und zwar selbst bei dem für die Versuche verwendeten stark feuchten bis mäßig feuchten Holz. Die vom Forest Products Laboratory (7) Seite 54 angegebene Nutzlast von nur 1,5 t für ein

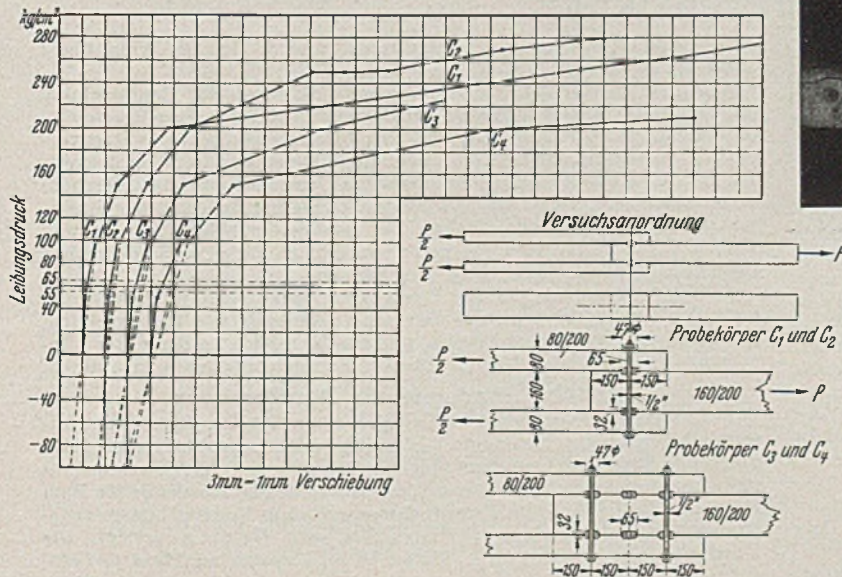


Abb. 22. Versuchsanordnung für die Zugversuche C mit Kübler-Dübeln und zugehörige Verschiebungslinien.

kleines Dübelpaar würde (siehe Zahlentafel 15, Spalte 7) genau der durchschnittlichen Nutzlast aus den vorliegenden Versuchen C₃ und C₄ entsprechen, wenn nur ein Leibungsdruck von 55 kg/cm² zugelassen würde, was für unsere Verhältnisse und mit Rücksicht auf die Kleinheit der Dübel wohl zu ungünstig wäre.

Eine scharf ausgeprägte Proportionalitätsgrenze ist aus den Verschiebungslinien nicht zu erkennen, kann aber bei ungefähr 100 kg/cm² Leibungsdruck angenommen werden, so daß sich auch hier die Nutzlast von 2 t je kleines Dübelpaar in der Nähe der Hälfte der Proportionalitätsgrenze (eher darüber) hält. Für unsere Verhältnisse wird empfohlen, die von der Herstellerfirma angegebene Nutzlast von 2 t beizubehalten. Die Versuche haben weiter ergeben, daß, wie aus einem Vergleich der Spalten 7 in den Zahlentafeln 12, 13 und 14 hervorgeht, die Küblerdübel bei Nutzlast in den meisten Fällen die geringsten Dübelverschiebungen von allen Runddübeln aufweisen. Nur die Stabdübel (Versuche E, Zahlentafel 11) weisen noch kleinere Dübelverschiebungen bei Nutzlast auf.

Versuche über Anschlüsse \perp Faser wurden nicht durchgeführt.

4. Zugversuch an parallel angeschlossenen Hölzern mit Siemens-Bauunion-Gelenkverbindern (Krallenplatten) aus Temperguß (Versuche D₁, Zahlentafel 14 und Abb. 24).

Bei dem verwendeten verhältnismäßig trockenen Holz (15,2 bis 17,2% Feuchtigkeitsgehalt) lagen die Nutzlasten sehr hoch.

Bei $2\frac{1}{2}$ facher Sicherheit gegen Bruch ergab sich für ein Dübelpaar eine zulässige Last von $\frac{11 \cdot 6}{3} = 3,87$ t, bei 2 mm Schlupf eine solche von $\frac{13 \cdot 6}{3} = 4 \cdot 53$ t. Bei 22% Feuchtigkeit (Grenze der Verwendbarkeit des Holzes für Holzkonstruktionen) würde entsprechend (3) Seite 29 die Festigkeit von 388 kg/cm² auf $\frac{388}{1,25} \cdot 0,7 = 217$ kg/cm² sinken. Mit dieser Festigkeit würde die Nutzlast entsprechend (7)

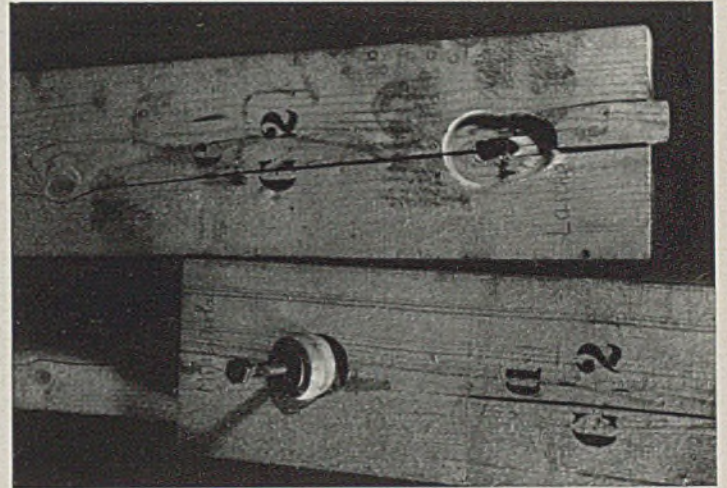


Abb. 23. Zu den Versuchen C (mit Kübler-Dübeln).

Seite 7 sinken auf $3,87 \text{ t} \cdot \sqrt{\frac{217}{388}} = 2 \text{ t}$. Diese Nutzlast ist die gleiche, die das Forest Products Laboratory, USA. für trockenes Holz empfiehlt [(7) Seite 13]. Für unsere Verhältnisse muß aber diese Nutzlast nach dem Vorangegangenen auch selbst für mäßig feuchtes Holz zugelassen werden, unter der Voraussetzung, daß bei den betreffenden Konstruktionen Dübelverschiebungen bis 2 mm bei Nutzlast zulässig sind.

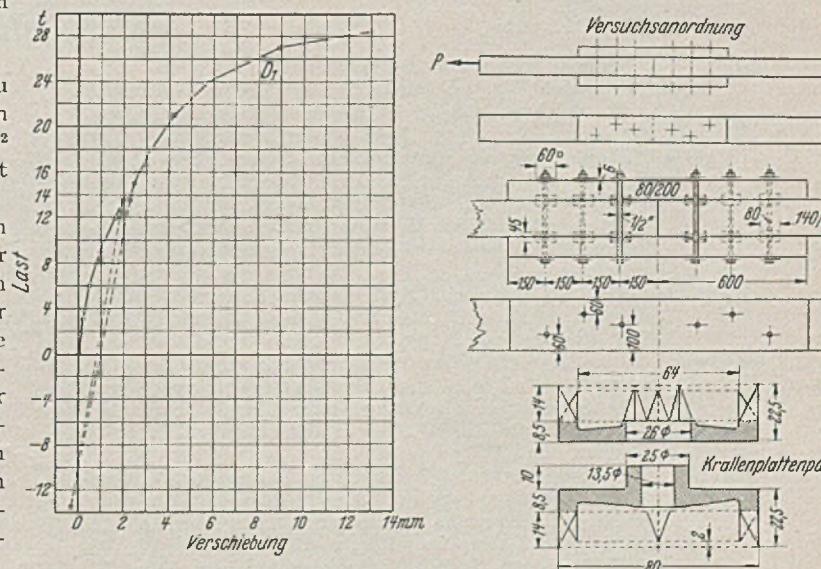


Abb. 24. Versuchsanordnung für die Zugversuche D₁ und zugehörige Verschiebungslinien (Siemens-Bauunion-Gelenkverbinder).

5. Festigkeit, Raumgewicht und Feuchtigkeitsgehalt des für die Versuche Bisambergfunkturm verwendeten Holzes.

Einen Überblick über das verwendete Holz aller Versuchsreihen für den Holzfunkturm-Entwurf Bisamberg und die kennzeichnenden Daten gibt die folgende Zahlentafel 15.

Zahlentafel 15. Festigkeit, Raumgewicht und Feuchtigkeitsgehalt des für die Versuche für den Holzfunkturm-Entwurf Bisamberg verwendeten Holzes.

		Versuchsreihe				
		E	A	B	C	D
mittl. Würfel- festigkeit Faser in kg/cm ²	Lärche	306	297	344	—	—
	Fichte	248	268	253	275	—
	Kiefer	—	—	—	—	388
mittl. Raumgewicht in kg/m ³	Lärche	606	611	695	—	—
	Fichte	435	450	450	464	—
	Kiefer	—	—	—	—	560
Feuchtigkeits- gehalt in % des Darrgewichtes	Mittelholz	24	25,7	24,1	22,1	17,2
	Laschen	—	21,4	20,8	19,3	15,2

Schrifttumsverzeichnis.

- (1) Baumann, K.: Die bisherigen Ergebnisse der Holzprüfungen in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule in Stuttgart 1923.
- (2) Tillmann, R.: Über die Ergebnisse der Holzproben für den Bau der Sängerbundeshalle in Wien (1928). Mitteilungen der Wiener Städtischen Prüfanstalt für Baustoffe, Folge 3 (1929).
- (3) Seitz, H.: Grundlagen des Ingenieurholzbau. Berlin 1925.
- (4) Jackson, A.: Ingenieur-Holzbau. Stuttgart 1921.
- (5) Gerecke, K.: Untersuchungen zu Knotenpunktausbildungen bei Holzkonstruktionen. Braunschweig 1909.
- (6) Erhart, E.: Konstruktionsentwurf und Bau der Sängerbundeshalle Wien 1928. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 3 u. 4 (1929).
- (7) Neuzeitliche Holzverbindungen. Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen (Berlin) 6 (1933).
- (8) Graf, O.: Versuche mit gegliederten Holzstützen. Bautechn. 21 (1934).

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Gemeinschaftstagung für wirtschaftliches Bauen in Wien.

Die Deutsche Akademie für Bauforschung wird einer Einladung des Österreichischen Bundesministeriums für Handel und Verkehr folgend zusammen mit den österreichischen technischen Spitzenverbänden in der Zeit vom 19. bis 23. Mai 1937 zum zweiten Male in Wien eine Gemeinschaftstagung abhalten. Der Herr Reichsarbeitsminister Seldte hat sich selbst an die Spitze der deutschen Teilnehmer gestellt und wird über das Thema: „Das Wohnungsproblem als Sozialaufgabe“ sprechen. Außerdem spricht Baurat R. Stegemann, Berlin, über: „Gemeinschaftsarbeit in der Bauforschung“.

Die Tagesordnung des wissenschaftlichen Teiles steht unter dem Gedanken eines Meinungs- und Erfahrungsaustausches der deutschen und österreichischen führenden Fachmänner auf dem Gebiete des Wohnungs- und Siedlungswesens. Es sprechen Dr. E. Knoll, Berlin, über: „Entwicklung und Ziele der Wohnungs- und Siedlungspolitik in Deutschland“, Dr. J. Pessl, Wien, über: „Siedlungswesen und Bevölkerungspolitik in Österreich“, Dr. J. Riehle, Berlin, über: „Die Finanzierung des deutschen Wohnungs- und Siedlungsbaues in den letzten Jahren“, Prof. Dr. F. Schmidt, Berlin, über: „Kleinsiedlung, Volks- und Mietwohnungen in Deutschland“ und Dr. M. Rusch, Berlin, über: „Ziele und Aufgaben der Raumordnung in Deutschland“. Prof. K. Elkart, Hannover, über: „Die Altstadtsanierung in Deutschland“ und Dr.-Ing. F. Musil, Wien, über: „Die Wiener Assanierungsbauten und ihre Finanzierung“. Dr. E. Erhart, Wien, über: „Neuzeitliche Holzkonstruk-

tionen und Holzforschung im Bauwesen“ und J. Heinze, Wien, über: „Holz im Wohnungsbau“.

Mit dieser Tagung tritt die Deutsche Akademie für Bauforschung mit den in der Arbeitsgemeinschaft für wirtschaftliches Bauen vereinigten deutschen Organisationen und den österr. technischen Spitzenverbänden zum ersten Male wieder nach langer Pause vor die Öffentlichkeit, um über eine bereits 1929 aufgenommene Gemeinschaftsarbeit Rechenschaft abzulegen. Die Tagung wird damit zu einer bedeutsamen Kundgebung der Geistesverbundenheit der beiden deutschen Staaten und ihres Volkes. Es ist Vorsorge getroffen, daß möglichst viele deutschen Fachleute an der Tagung teilnehmen können.

Alle Anfragen einschl. der Devisenbeschaffung sind umgehend und zwar für Deutschland an die Deutsche Akademie für Bauforschung, Berlin W 30, Bayerischer Platz 6, und für Österreich an den Österr. Ingenieur- u. Architekten-Verein, Wien I, Eschenbachgasse 9, zu richten.

Deutsche Akademie für Bauforschung.

Das ständig wachsende Arbeitsgebiet der Akademie hat die Notwendigkeit gezeigt, eine engere Verbindung mit den zuständigen Reichsministerien sowie den großen Spitzenorganisationen der Bauwirtschaft und der Bauwissenschaft herzustellen. Die Deutsche Akademie für Bauforschung hat deshalb im Einvernehmen mit dem Reichsarbeitsministerium unter dem 1. Januar 1937 ihren Sitz nach Berlin verlegt. Die Geschäftsstelle befindet sich: Berlin W 30, Bayerischer Platz 6, Fernruf: 26—25 23.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 15. April 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. M 134 545. Josef Meiser, Dortmund. Verbindung für die Ausbauteile nachgiebiger bogen- oder ringförmiger Grubenausbaurahmen; Zus. z. Ann. M 132 715. 18. V. 36.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. T 45 576. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Lose oder lösbar an den Enden der Grubenausbauteile angeordnete Bewehrung. 31. VII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 171 428. Karl Brieden, Bochum. Vom Außenstempel getragenes Sperrschloß eines Grubenstempels; Zus. z. Pat. 631 013. 16. X. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 2. St 53 437. Albert Paul Streit, Cachan, Seine, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Weintraud, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Schlüssel zum Einbringen eines schraubenlinienförmigen, das Spiel der Eisenbahnschwellenschrauben beseitigenden Futter. 25. IV. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 19. O 22 537. Johann Otto, Hennigsdorf-Niederneudorf, Osthavelland. Schienenstoßverbindung mittels zweiteiliger, in den Schienenkammern drehbar gelagerter, kombinierter Flach- und Fußlaschen; Zus. z. Pat. 633 256. 18. VIII. 36.
- Kl. 19 f, Gr. 1. R 96 780. Dipl.-Ing. Hermann Riechert, Köln. Wasserdichte Abdeckung unterirdischer Bauwerke, wie Tunnelgewölbe, Unterstände u. dgl. 8. VII. 36.
- Kl. 34 i, Gr. 16/03. H 145 437. Henschel Flugzeugwerke A.-G., Schönefeld, Kr. Teltow. Schrank zum Aufbewahren von Zeichnungen, Plänen o. dgl. 28. X. 35.
- Kl. 35 a, Gr. 9/03. S 111 381. Skip Compagnie A.-G., Essen. Fördergerüst mit Führungskurven für Gefäßförderanlagen. 18. X. 33.
- Kl. 42 k, Gr. 2/01. P 72 337. Cord Petersen, Darmstadt. Biegungsbeanspruchungen vermeidende Einspannvorrichtung für auf Zug zu beanspruchende Körper. 18. XII. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 5. K 134 645. Kraftanlagen Akt.-Ges. Heidelberg. Klärbehälter. 3. VII. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 8. W 96 434. Wigankow & Sachse Neuzeitlicher Straßenbau G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Vorrichtung zum Herstellen eines kalt einbaufähigen Straßenbaustoffes; Zus. z. Pat. 622 604. 13. VII. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 84. L 88 879. Theodoro Lafita, Rivas, Egea de los Caballeros, Zaragoza, Spanien; Vertr.: Dr. G. Winterfeld u. Dr. A. Weber, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Fahrbare Erdschaufel. 29. IX. 35. Spanien 25. X. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 111. W 93 286. Erik Gustav Arnold Widén, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. Hanns-Heinz Wolff, Berlin-Steglitz, Heinrich-Seidel-Str. 4. Anordnung zum selbsttätigen Beladen von Förderbahnen während der Fahrt mit Schüttgut. 20. XII. 33. Schweden 20. XII. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 133. E 44 354. Elektrowerke Akt.-Ges., Berlin. Verfahren und Vorrichtung zur Beseitigung von Brückenbildungen und Steilwänden in Bunkern oder Silos für Schüttgut. 15. VI. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 136. K 128 232. Heinrich Koppers G. m. b. H., Essen. Schlitzbunkeranordnung mit mehreren Bunkerzellen. 14. XII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. Sch 109 942. Dipl.-Ing. Hans-Ulrich Schuster, Berlin-Friedenau. Spundwand aus an den Flanschenden miteinander verbundenen 1-Eisen. 12. V. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 4. Sch 105 759. Heinrich Schieferstein, Berlin-Charlottenburg. Schwingende Arbeitsmaschine zur Ausführung von Rammarbeiten, Schlag-, Eindichtungs- und Stampfarbeiten. 7. XII. 34.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. M 127 524. Montan- und Industrialwerke vorm. Joh. Dav. Starck, Prag; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. G. Lotterhos, Frankfurt a. M., u. Dr. M. Eule, Berlin SW 11. Verfahren zur Reinigung von Wasser. 18. V. 34. Tschechoslowakische Republik 24. X. 33.
- Kl. 85 e, Gr. 2. N 37 681. Dipl.-Ing. Georg Neidl, Berlin. Durch Schwimmer gesteuerte Druckluftförderanlage für Abwasser; Zus. z. Ann. N 37 479. 29. I. 35.