

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 15. Februar 1929

Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage des Baustahls in Deutschland.

Von Reichsbahnoberrat Roloff in Oppeln.

Die zurzeit in Amerika und in Deutschland allgemein üblichen Baustähle sind in der nachfolgenden Tafel 1 zusammengestellt. Stähle, die einmal in Ausnahmefällen bei diesem oder jenem größeren Bauwerk verwendet worden sind, sind nicht aufgenommen, so z. B. nicht der C-Stahl, der von Gustav Lindenthal bei der Hellgate-Brücke verarbeitet wurde. Die mit ● bezeichneten Angaben sind den Standard-Bestimmungen der American Society for Testing Materials entnommen. Die in Deutschland in den letzten Monaten herausgebrachten Stähle erscheinen umrahmt.

Nach welchen wesentlichen Gesichtspunkten sind die Baustähle zu beurteilen? Für den Entwerfenden sind maßgebend die Festigkeitseigenschaften, und zwar vornehmlich Streckgrenze¹⁾, Bruchspannung und Dehnung. Unter diesen steht die Streckgrenze für ihn obenan, er darf dem Baustahl nur eine Beanspruchung zumuten, die unterhalb der Streckgrenze (Streckspannung) liegt, denn alle Gesetze der Statik gelten lediglich für den elastischen Bereich. Je höher die Streckgrenze, um so größer das σ_{zul} , um so kleiner die Querschnitte, um so geringer das Eigengewicht des Überbaues. Wollte man mit einem Baustahl niedriger Streckgrenze große und größte Stützweiten bewältigen, so würde es schwierig werden, Querschnitte, Anschlüsse und Nietung sachlich zu gestalten. Ferner würden in den gewaltigen Stäben und Knotenblechen Nebenspannungen²⁾ auftreten, die das vertretbare Maß überschreiten. So lassen sich nach Dr.-Ing. Bohny³⁾ frei aufliegende Träger oder elastische Bogen in deutschem St 37 mit einer Streckgrenze von $\geq 2400 \text{ kg/cm}^2$ nur bis 300 m, in einem hochwertigen Stahl von 50% höherer Streckgrenze, z. B. dem deutschen St Si, dessen Streckgrenze 3600 kg/cm^2 beträgt, dagegen bis 500 m ausführen. Mit anderen Worten: Es gibt im Großbrückenbau Aufgaben, die ohne einen hochwertigen Stahl gar nicht zu bewältigen sind. In jüngster Zeit ist noch eine andere Aufgabe auf den Plan getreten, die der Konstrukteur mit einem Stahl niedriger Streckgrenze auch nicht mehr meistern kann. Das sind die Abraum-Förderbrücken im Braunkohlen-Bergbau. Es sei hier eine solche⁴⁾ von 150 m Stützweite und einer haldenseitigen Ausladung von 75 m erwähnt. Sie wurde von den Mitteldeutschen Stahlwerken in St Si ausgeführt, weil St 37 ein zu großes Eigengewicht und damit zu große Auflagerdrücke für das Gleis ergeben hätte, das auf der Haldenseite auf frisch geschüttetem Boden verlegt werden muß. Eine Abraum-Förderbrücke ähnlicher Stützweite hat die Gute Hoffnungshütte⁵⁾ aus gleichem Grunde in St 48 ausgeführt.

Weitere wichtige Merkmale für die Wertigkeit eines Stahles sind für den Konstrukteur Bruchspannung und Bruchdehnung. Die Gewähr, daß das Bauwerk bei zufälliger Beanspruchung über die Streckgrenze hinaus nicht gleich zu Bruch geht, ist einigermaßen gegeben, wenn der Baustoff nach Überschreitung der Streckspannung noch ein gewisses Arbeitsvermögen besitzt, d. h. wenn die Bruchspannung nicht zu dicht über der Streckgrenze liegt und wenn die Dehnung verhältnismäßig groß ist, also der Inhalt der Fläche, den die Spannungs-Dehnungs-Linie mit der Dehnachse begrenzt, einen großen Wert abgibt⁶⁾. Die Zahlenwerte der Tafel 1 zeigen, daß in dieser Hinsicht St Si besser dasteht als St 48 und dieser besser als St 37.

Die Tatsache, daß es nicht möglich ist, bei den Stählen höherer Streckgrenze ein Elastizitätsmaß zu erreichen, das höher liegt als bei den Stählen niedrigerer Streckgrenze, läßt sich nicht aus der Welt schaffen. Das wirkt sich darin aus, daß bei gleicher Netzhöhe Träger aus hochwertigem Stahl sich mehr durchbiegen als solche aus gewöhnlichem Baustahl. Ferner darin, daß im elastischen Bereich zwei Knickstäbe

gleicher Länge und gleichen Querschnitts, von denen der eine aus gewöhnlichem Stahl, der andere aus hochwertigem Stahl gefertigt ist, nur die gleiche Knicklast zu tragen vermögen. Die meisten gedrückten Stäbe, zum mindesten im Brückenbau, haben aber einen solchen Schlankheitsgrad, daß ihre Knickspannung im unelastischen Bereich liegt, ihnen kommt also auch die höhere Streckgrenze zugute.

Der Werkstatt muß daran liegen, daß auch bei hoher Streckgrenze die Bruchspannung über ein gewisses Maß nicht hinausgeht, damit der Stahl nicht zu hart und die Bearbeitung nicht zu schwierig wird. Die Gewichtsverminderung, die mit der Verwendung hochwertiger Stähle verbunden ist, wird sie innerhalb gewisser Grenzen in den Stand setzen, das Bauwerk zu verbilligen. Die Kostenersparnis kann allerdings mit der Gewichtsverminderung nicht gleichen Schritt halten, denn der Baustoff kommt mit einem Aufpreis aus dem Walzwerk und erfordert in der Werkstatt mehr Löhne bei der Bearbeitung, während die Kosten des Gerüsts nahezu dieselben sind.

Hütte und Walzwerk werden darauf bedacht sein, daß die Zusätze, die die Erzeugung hochwertiger Stähle erfordert, nicht zu teuer sind, und daß sie nicht derart sind, daß Gießen und Walzen auf zu große Schwierigkeiten stößt.

In Deutschland beherrschte der Baustahl St 37, früher Flußeisen genannt, von 1893 ab das Feld vollständig. Er zählt zu den niedriggekohten Stählen, d. h. zu denen, deren C-Gehalt weniger als 0,2% beträgt. Er ist bequem in seiner Herstellung und Verarbeitung. Wir können nicht sagen, daß in Deutschland vor dem Kriege viel Anläufe gemacht worden seien, einen hochwertigen wirtschaftlich brauchbaren Stahl für mittlere und größere Brücken einzuführen. Das In- und Ausland gewährte dem deutschen Stahlbau Gelegenheit genug, sich zu betätigen, ohne daß im allgemeinen darauf gesehen werden mußte, das Angebot durch Verwendung veredelter Stähle zu verbilligen. Hinzu kam, daß in Deutschland meist nur Spannweiten in solchen Grenzen auftraten, daß sie auch ohne einen leistungsfähigeren Stahl bewältigt werden konnten. So blieb denn vor dem Kriege bei uns die Verwendung hochwertigerer Stähle auf einige wenige Bauwerke beschränkt. Die Eisenbahndirektionen Essen und Altona bauten einige kleinere Versuchsbrücken aus Nickelstahl, die M.A.N. in Gustavsburg erbaute die bekannte Kettenhängebrücke in Köln aus einem Stahl mit mäßigen Zuschlägen von Nickel und Chrom und die Dortmunder Union die Hindenburgbrücke in Berlin aus einem schwachgenickelten Stahl. Besonders hervorgehoben zu werden verdient das Vorgehen von Dr.-Ing. Voß, des Erbauers der Brücken über dem Kaiser-Wilhelm-Kanal, der in den 120 m weit gespannten Schwebeträger der Hochbrücke bei Hochdorn einen hochgekohten Stahl von 30 kg/mm^2 Streckgrenze, 44 bis 51 kg/mm^2 Festigkeit und 20% Dehnung verwendete, also teure Legierungen vermied. 1912/13 erörterte dann der Versuchsausschuß des Deutschen Eisenbauverbandes⁷⁾ die Frage, ob nicht ein hochgekohter Baustahl von 50 bis 60 kg/mm^2 Festigkeit, 30 kg/mm^2 Mindeststreckgrenze und 18% Mindestdehnung [zur allgemeinen Einführung vorzuschlagen sein möchte. Die Arbeiten wurden vom Kriege unterbrochen.

Erst das Frühjahr 1924 brachte eine bedeutungsvolle Wendung. Das Werk Riesa der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. (damals Linke-Hoffmann-Lauchhammer A.-G.) hatte auf Veranlassung seines Direktors Dr.-Ing. Koppenberg und in enger Zusammenarbeit mit dem Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden die Erstellung eines hochwertigen wirtschaftlichen Baustahls im Siemens-Martin-Ofen ohne teure Zusätze, lediglich mit höherem C-Gehalt, versucht, dessen Prüfungsergebnisse die Festigkeitseigenschaften des St 37 weit übertrafen. Als Kohlenstoffstahl für Schiffbauzwecke war dieses höhergekohte Material zwar schon früher bekannt und von anderen Werken auch vereinzelt hergestellt worden, ohne daß jedoch an seine planmäßige Einführung für Eisenbauzwecke gedacht worden wäre. Die Deutsche Reichsbahn stand damals vor dem Beginn ihrer Aufgabe, die Mehrzahl ihrer Brücken, die durch die immer mehr angewachsenen Verkehrslasten großenteils überbeansprucht waren, zu erneuern bezw. zu verstärken. Geheimer Baurat Dr.-Ing. Schaper erkannte die wirtschaftliche Bedeutung dieses Stahls⁸⁾ und ließ ihm seine Förderung angeheißen.

⁷⁾ Bohny „Die Verwendung hochwertiger Stähle bei eisernen Brücken und Hochbauten“. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 28, S. 321.

⁸⁾ „Die Bautechnik“ 1925, Heft 45, S. 631.

¹⁾ Gehler „Einige Leitsätze über das Wesen und die Bedeutung des hochwertigen Baustahls St 48“. „Bauingenieur“ 1924, S. 630. — Kulka „Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für Konstrukteure“. „Stahlbau“ 1928, Heft 1, S. 6.

²⁾ Bohny „Der hochwertige Stahl im Eisenbau“. Vorläufiger Abdruck der auf der Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau am 24. bis 27. September 1928 in Wien zur Verhandlung gelangten Referate.

³⁾ Ebenda.

⁴⁾ Wendt „Rationalisierung im Eisenbau unter besonderer Berücksichtigung des Baues von Abraum-Förderbrücken“. „Die Bautechnik“ 1928, S. 84.

⁵⁾ Scharnow „Die Abraum-Förderbrücke der Grube Hansa und Prinzessin Viktoria“. „Stahlbau“ 1928, Heft 9.

⁶⁾ Nach einem Vortrage von Prof. Dr.-Ing. Gehler vor dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute am 27. Januar 1928.

indem er die Reichsbahndirektionen beauftragte, Angebote auf Lieferung von Eisenbauten künftig für diesen hochwertigen Stahl und für Flußstahl einzufordern. Anfängliche Bedenken, die Erzeugung dieses Stahls würde dem Siemens-Martin-Ofen vorbehalten bleiben und das Vorgehen der Reichsbahn bedeute somit eine Benachteiligung der Thomasbirne, wurden bald zerstreut, als eine gemeinschaftliche Erörterung der Angelegenheit zwischen dem Verein der deutschen Eisenhüttenleute, dem deutschen Stahlbauverbande und der Deutschen Reichsbahn ergab, daß der Stahl auch in der Thomasbirne hergestellt werden konnte. Er erhielt die Bezeichnung St 48. Die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn setzten seine Streckgrenze zu 29 kg/mm², seine Festigkeit zu St 48 bis 58 kg/mm², seine Bruchdehnung zu 18% und seine zulässige Beanspruchung zu 30% höher als die des St 37 fest. Die Reichsbahn hat aus diesem Stahl eine beträchtliche Zahl von Brücken und auch einige Ingenieur-Hochbauten größerer Stützweite, in letzter Zeit die Bahnhofshalle in Königsberg (Pr.)⁹⁾ ausgeführt. Sie zahlte, gemessen an St 37, für Erschwernisse, die bei der Erzeugung, Bearbeitung in der Werkstatt und auf der Baustelle auftraten, einen Aufpreis von zusammen 35 R.-M. t. Ein Teil der Mehraufwendungen war dadurch bedingt, daß nun neben dem St 37 ein zweiter Baustahl vorhanden war, dessen besondere Kennzeichnung und Lagerung besondere Maßnahmen erforderte. Auf einer Tagung am 15. Dezember 1925 in Rheinhausen, zu der Vertreter des Ministeriums für Volkswohlfahrt, des Kaiser-Wilhelm-Instituts für Eisenforschungen, des Vereins deutscher Eisenhüttenleute, des deutschen Stahlbauverbandes, des Vereins deutscher Schiffswerften und der Deutschen Reichsbahn erschienen, konnte Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. Kommerell¹⁰⁾ folgendes mitteilen: „Im Deutschen Reich sind aus St 48 im ersten Jahre seiner Verwendung 40% aller neuen Brücken ausgeführt worden. Die Reichsbahn hat an 12 Bauwerken, deren Überbauten Stützweiten zwischen 19,2 und 189 m aufwiesen, gegenüber St 37 Gewichtsparsnisse zwischen 13,6% und 30% gemacht. Die fertig aufgestellten Überbauten dieser 12 Brücken haben 4,6 Mill. R.-M. gekostet, gegenüber 5,7 Mill. R.-M. in St 37. Die vom Reichsbahn-Zentralamt gemachten 1500 Proben lassen den Schluß zu, daß es sehr wohl möglich ist, die Festigkeitseigenschaften, die im November 1924 auf Drängen gewisser Werke verhältnismäßig niedrig festgelegt worden sind, zu erhöhen.“ Diese Anregung hat sich dann aber nicht weiter ausgewirkt, weil die ersten Aufsätze über den St Si die Gemüter bereits beschäftigten.

Die großen wirtschaftlichen Erfolge, die die Deutsche Reichsbahn mit der Verwendung des St 48 erzielt hatte, veranlaßten den preußischen Minister für Volkswohlfahrt, unter dem 25. Februar 1925 neue preußische Bestimmungen für den Eisenhochbau herauszugeben. Damit waren nun der Verwendung des St 48 auch bei Hochbauten außerhalb der Reichsbahn die Wege geebnet. Einige bemerkenswerte Hochbauten aus St 48 seien hier genannt: Die Messehallen IX¹¹⁾ und VII¹²⁾ in Leipzig, die Flugzeughalle in Hamburg-Fuhlsbüttel von 80 m Stützweite¹³⁾, die Zweigelenkbrücke der Kraftwagenhalle der Hamburger Hochbahn¹⁴⁾. Auch in den Kranbau hat St 48 Eingang gefunden. So hat die Kranbau-Gesellschaft Voß & Wolter¹⁵⁾ einen Kran herausgebracht, dessen Höhe über Schienenoberkante 37 m und dessen Ausladung 4,8 m beträgt. Durch St 48 wurden an dem Ausleger allein 350 kg erspart, so daß die Nutzlast um 200 kg erhöht werden kann.

Aus geschichtlichen Gründen möge nicht unerwähnt bleiben, daß die Firma Louis Eilers in Hannover 1921 einen Entwurf für die Lidingö-Brücke¹⁶⁾ in Stockholm aufstellte, dem sie einen hochgekohten Stahl mit fast denselben Festigkeitszahlen, wie sie der St 48 aufweist, zugrunde legte. Das Bauwerk ist bereits 1924 vollendet worden. Ein Teil dieses hochwertigen Stahls mußte wegen der Ruhrbesetzung in der Tschechei untergebracht werden.

Nach einer Mitteilung im „Stahlbau“¹⁷⁾ dürften in den Jahren 1924 bis 1927 etwa 100 000 t St 48 durch deutsche Werkstätten verarbeitet worden sein.

⁹⁾ Lewerenz „Die neue Bahnsteighalle in Königsberg“. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 45, S. 680 u. f.

¹⁰⁾ Kommerell „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48“. Sonderdruck aus „Der Bauingenieur“ 1925, Heft 28 u. 29.

¹¹⁾ Pieper „LHL-Hochbaustahl“. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 43, S. 490.

¹²⁾ Hertwig „Die Messehalle VII in Leipzig“. „Stahlbau“ 1928, Heft 1.

¹³⁾ Leo „Die neue Flugzeughalle in Hamburg-Fuhlsbüttel“. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 22, S. 311.

¹⁴⁾ Hoening „Eine moderne Kraftwagenhalle in St 48“. „Stahlbau“ 1928, Heft 3.

¹⁵⁾ „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11, S. 140.

¹⁶⁾ Bohny „Hochwertiger Baustahl“. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 46, S. 529. — Kulka „Einiges über die Verwendung des hochwertigen Baustahls“. „Bauingenieur“ 1924, S. 714.

¹⁷⁾ „Die Verwendung hochwertiger Baustähle“. „Der Stahlbau“ 1928, Heft 4, S. 47.

Der St Si trat auf den Plan, als die Deutsche Allgemeine Zeitung am 15. September 1925 unter der Überschrift „Ein neuer deutscher Stahl“ mitteilte, es sei der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals J. C. Freund & Co., in Charlottenburg gelungen, in dem sogenannten Boßhardt-Ofen, der von dem in Berlin ansässigen Deutsch-Schweizer Boßhardt erfunden worden war, einen Stahl zu erzeugen, der nach den bisherigen Erfahrungen den St 48 überragte. Geheimer Baurat Schaper bekundete sogleich das lebhafteste Interesse für das neue Erzeugnis. Da der neue Stahl für Brückenbauten eine Zukunft zu haben versprach, die Freund-A.-G. aber nur zwei kleine Boßhardt-Öfen besaß, in denen Schmelzungen von je 3 t in 3 bis 4 Stunden fertig wurden, trat sie¹⁸⁾ wegen Verwertung dieses neu aussehenden Stahlerzeugungsverfahrens an die Gutehoffnungshütte und an die Dortmunder Union heran. Die Verhandlungen zerschlugen sich. Schließlich wurden die Mitteldeutschen Stahlwerke in Riesa unter Dr. Koppenberg gewonnen, nachdem sie gemeinsam mit der Freund-A.-G. und dem Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden (Prof. Dr.-Ing. Gehler) und dem Institut für Metallurgie und Werkstoffkunde (Prof. Schwinning) eingehende Untersuchungen mit diesem im Boßhardt-Ofen hergestellten Werkstoff, der einen höher silizierten, niedrig gekohten Werkstoff darstellte, vorgenommen hatten. Schließlich gingen die Mitteldeutschen Stahlwerke daran, auf ihrem Werk in Gröditz einen 10-t-Boßhardt-Ofen (Sonder-Siemens-Martin-Ofen) zu errichten. Die Deutsche Reichsbahn¹⁹⁾ leistete dazu einen Zuschuß, der durch Lieferungen in dem neuen Stahl zurückgezahlt werden sollte. Der neue Ofen wurde im Januar 1927 in Betrieb genommen. Durch Verfügung vom 6. Oktober 1926 gab die Deutsche Reichsbahn folgende Vorschriften für den Si-Stahl bekannt: Elastizitätsmaß 2 100 000 kg/cm², Mindeststreckgrenze 3600 kg/cm², Zugfestigkeit 4800 bis 5800 kg/cm², Mindestbruchdehnung längs der Walzrichtung 22%, Bruchdehnung bei Knotenblechen aus Baublech mindestens 20% in allen Richtungen. Beim Faltversuch im kalten Zustande über einen Dorn, dessen Durchmesser gleich der einfachen Dicke des Probestabes, um 180° keine Risse. Gegenüber St 37 σ_{zul} um 50% höher.

Zunächst schien es, als ob die Erzeugung eines St Si mit solchen Festigkeitszahlen unbedingt an den Boßhardt-Ofen gebunden sei. Bald erklärten jedoch die rheinisch-westfälischen Eisenhüttenleute, ihn auch im althergebrachten Siemens-Martin-Ofen in einwandfreier Weise erzeugen zu können. Ihre anfängliche Mitteilung²⁰⁾, der Stahl könne auch in der Thomasbirne hergestellt werden, hat sich nicht verwirklichen lassen. Den Mitteldeutschen Stahlwerken gelang es recht bald, den St Si in zureichender Güte auch aus dem normalen Martin-Ofen herauszuholen. Sie legten deshalb aus Gründen der Wirtschaftlichkeit den Boßhardt-Ofen im Herbst 1927 still, nachdem er insgesamt 2600 t vorzüglichen Stahles geliefert hatte. Die Bauvorhaben der Deutschen Reichsbahn für das Jahr 1927 wurden dann von den Reichsbahndirektionen an die Brückenbauanstalten des Reiches nach einem Schlüssel verteilt, den der deutsche Stahlbauverband in Ansehung des Beschäftigungsgrades der Werke festgelegt hatte. Dabei blieb den Brückenbauanstalten im allgemeinen die Wahl der Walzwerke, bei denen sie den Stahl bestellen wollten, überlassen. Bereits am 2. April 1927 nahm die Reichsbahn die erste Eisenbahnbrücke aus St Si in Betrieb. Im Spätherbst 1927 konnte das Reichsbahn-Zentralamt bereits überaus zahlreiche Prüfergebnisse auswerten und hatten die Reichsbahndirektionen und Brückenbauanstalten schon umfangreiche Erfahrungen über die Bearbeitungsmöglichkeit des St Si gesammelt. In mehreren Fällen hatte man in der Brückenbauanstalt Stahl, der bereits auf dem Hüttenwerk vorgeprüft war, stichweise nachgeprüft und dabei ungenügende Güteangaben gefunden. Diese führten dann zu einer nachträglichen Beanstandung. Aus diesem Grunde hielt es das Reichsbahn-Zentralamt für nötig, dem Verein deutscher Eisenhüttenleute eine Verschärfung der Prüfung hochwertiger Baustähle vorzuschlagen. Es folgte die gemeinschaftliche Sitzung im Reichsbahn-Zentralamt am 14. Dezember 1927. Diese stand wesentlich unter dem Eindruck der Beobachtungen, die man Ende Oktober an den Fachwerküberbauten der damals nahezu vollendeten Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln²¹⁾ gemacht hatte. Hier waren in dem 75 m langen Stromüberbau von 59 m Stützweite 412 t St Si aus rheinisch-westfälischen Hütten, in den Flutüberbauten mit Stützweiten von 29,6 und 37 m 457 t St Si der Mitteldeutschen Stahlwerke, und zwar etwa 182 t aus dem Martin-Ofen in Riesa und 275 t aus dem Boßhardt-Ofen in Gröditz eingebaut. Die Bauglieder aus Riesaer und Gröditzer Stahl waren tadellos. Dagegen entdeckten wir während der Aufstellung an zahlreichen Baugliedern des Stromüberbaues Aufblättern. Wir bauten einige schadhafte Bleche und Breiten aus und ließen sie

¹⁸⁾ „Der Si-Stahl und die Deutsche Eisenindustrie“. „Stahl u. Eisen“ 1928, Heft 46.

¹⁹⁾ Schaper „F-Stahl“. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 17, S. 237.

²⁰⁾ „Die Eigenschaften hochsiliziumhaltigen Baustahls“. „Stahl und Eisen“ 1926, S. 493.

²¹⁾ Roloff „Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln“. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 54, S. 771.

untersuchen. Ergebnis: keilförmig nach innen verlaufende Doppelungen, Schlackenzeilen und Versagen in der Kaltbiegeprobe. Diese Mängel seien zurückzuführen auf einen zu hohen Gehalt an Si, der statt bei 1% etwa bei 1,47% lag. Wir sahen uns gezwungen, insgesamt 4 Knotenbleche und 4 Breiteisen auszuwechseln und außerdem 14 Deckklaschen aufzubringen. Wir fanden mit bloßem Auge Oberflächenfehler bis zu 610 mm Länge, bis zu 75 mm Breite und bis zu 5 mm Tiefe. Auch 2 I 34 der Fahrbahn zeigten Schäden. Die fehlerhaften Bleche und Breiteisen waren 10 bis 18 mm stark. Die Versammlung am 14. Dezember beleuchtete nur allgemein die Fragen, die bei der Erzeugung des St Si auftraten, ohne einen Beschluß zu fassen. Der Verein deutscher Eisenhüttenleute faßte das Ergebnis dahin zusammen, daß man vor Schwierigkeiten stehe, die bisher nicht erkannt worden seien. Die Fragen wurden dann erst ausgetragen auf der Tagung in Düsseldorf am 27. Januar 1928 zwischen Vertretern der Reichsbahn, der Wissenschaft, der Hüttenwerke und der Brückenbauanstalten.

Tagesordnung:

1. Sind die Erfahrungen mit der Erzeugung, der Auswalzung, der Verarbeitung und der Wirtschaftlichkeit des St Si derart, daß seine Weiterverwendung empfohlen werden kann?
2. Im Falle der Bejahung der Frage zu 1.:
 - a) Sollen die bisherigen Vorschriften für St Si beibehalten werden? Oder sind Änderungen und welche erforderlich?
 - b) Erfordert es nicht die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit, den St 48 zu verlassen?
3. Im Falle der Verneinung der Frage zu 1.:
 - a) Soll als hochwertiger Stahl der St 48 beibehalten werden? Und sollen für seine Lieferung und Verarbeitung die bisherigen Vorschriften unverändert beibehalten werden, oder sind Änderungen und welche erforderlich?
 - b) Oder soll ein anderer hochwertiger Baustahl eingeführt werden?

Die Schwierigkeiten, die der St Si in der Erzeugung und Auswalzung mit sich bringt — Lunker, leichte Ribbildung, Schlackeneinschlüsse, Oberflächenfehler und anderes mehr —, beleuchteten Direktor Wallmann vom Stahl- und Walzwerk Thyssen und Dr. Koppenberg von

den Mitteldeutschen Stahlwerken. Auch letzterer gab zu, daß es bei dickeren Breiteisen, großen Profileisen und stärkeren Blechen schwierig sei, die Streckgrenze von 36 kg/mm² zu erreichen, wenn das Verlangen nach einem niedrigen Kohlenstoffgehalt aufrechterhalten würde. Er sprach sich dafür aus, daß in diesen Grenzfällen der C-Gehalt freigestellt sein müsse, obwohl die Bruchfestigkeit dadurch hinaufwandere. Im übrigen deutete er die Wege an, die gegangen werden müßten, um der Schwierigkeiten bei der Erzeugung und Auswalzung Herr zu werden. Hinsichtlich der Bearbeitungsfähigkeit in der Werkstatt brachte er das Urteil der Brückenbauanstalt Lauchhammer mit, wonach ein wesentlicher Unterschied in der Bearbeitung des St Si und des St 48 nicht bestehe, eine Erfahrung, die andere Brückenbauanstalten ja auch gemacht hatten. Er bejahte die Frage zu 1. hinsichtlich der Erzeugung, Auswalzung und Verarbeitung, und betonte, das erzeugende Werk müsse sich darüber klar sein, daß es mit den feinsten Mitteln einer zeitgemäßen Metallurgie der möglichst fehlerfreien Herstellung des empfindlichen Materials Rechnung zu tragen habe. Reichsbahnoberrat Fuchs vom Reichsbahn-Zentralamt gab an Hand von 1000 Untersuchungen über die Werte der Streckgrenze bei Blechen zu, daß es in Frage kommen könne, bei dickeren Blechen nur 35 kg/mm² zu fordern.

Ergebnis der Tagung: St 48 ist abgetan. Als Festigkeitswerte für St Si sind künftig anzunehmen:

	bis 18 mm	über 18 mm
Festigkeit	50—60 kg/mm ²	50—64 kg/mm ²
Streckgrenze	36 kg/mm ²	35 kg/mm ²
Biegeprobe	2 d	2 d, quer 3 d
Dehnung	20 (18) %	20 (18) %
C-Gehalt	bis 0,2	freigestellt

Vergleichen wir diese Festigkeitszahlen des deutschen St Si mit den in Tafel 1 angegebenen Werten des amerikanischen Siliziumstahls, der im Gegensatz zum deutschen hochgekohlt und niedrig siliziert ist. Dort eine Streckgrenze von 36 (35 kg), hier von 31,5 kg/mm². Trotzdem beim deutschen Stahl eine niedrigere Festigkeit, also leichtere Bearbeitbarkeit. Der deutsche Si-Stahl ist also als bedeutend hochwertiger anzusprechen. Es stellte sich auch heraus, daß er für Niete vorzüglich

Tafel 1. Amerikanische Baustähle.

	C max.	Mn max.	P max.	S max.	Si max.	Ni max.	Streckgrenze min. kg/mm ²	Festigkeit kg/mm ²	Dehnung %
Nickelstähle:									
● Konstr. Ni-Stahl	0,45	0,70	0,04	0,05	—	3,25			1055
● Grobbleche, Profile	—	—	—	—	—	—	35	60—70	$\frac{F}{F}$
● Augenstäbe, Rollen, ungeglüht	—	—	—	—	—	—	39	67—77	$\frac{1055}{F}$
● Augenstäbe, Rollen, geglüht .	—	—	—	—	—	—	32	63—74	20
● Niete	0,30	0,60	0,03	0,045	—	3,25	32	49—56	$\frac{1055}{F}$
C-Stähle:									
● Hochbaustahl	—	—	0,04	0,05	—	—	21	38,5—45,5	$\frac{1055}{F}$
● Niete	—	—	0,04	0,045	—	—	17,5	32—39	$\frac{1055}{F}$
Augenstäbe, ungeglüht	—	—	0,04	0,05	—	—	21	max. 52	$\frac{1055}{F}$
Bolzen	—	—	0,04	0,05	—	—	26	44—49	—
Si-Stähle:									
● Si-Baustahl	0,40	min. 1,0	0,05	0,06	min. 0,18	—	31,5	56—67	$\frac{1055}{F}$

Deutsche Baustähle.

	C	Mn	P max.	S max.	Si	Cu	Cr	Festigkeit kg/mm ²	Streckgrenze kg/mm ²	Dehnung %
St 37	0,10—0,16	0,45—0,60	0,05	0,05	—	—	—	37—45	22—28	20
St 48	0,25—0,30	0,50—0,80	0,05	0,05	—	—	—	48—58	29	18
St Si	0,12—0,20	0,80—1,10	0,05	0,05	0,80—1,2	—	—	50—64	36 (35)	20 (18)
St Mn-Cu-Si	0,17—0,20	1,00—1,30	0,05	0,05	0,50—0,60	0,50—0,60	—	52—64	36 (35)	20 (18)
St Cr-Cu	0,15	0,80			0,25	0,5—0,8	0,4	52—64	36 (35)	20 (18)

Tafel 2.

Länge m	St 37			St Si						
	Gewicht t	Preis R.-M./t	Gesamtpreis R.-M.	Gewicht t	Aufpreis 65 R.-M./t			Aufpreis 88 R.-M./t		
					Preis R.-M./t	Gesamtpreis R.-M.	Ersparnis gegen St 37 %	Preis R.-M./t	Gesamtpreis R.-M.	Ersparnis gegen St 37 %
50	314	430	135 000	200	495	99 000	26,7	518	103 600	23,3
75	615	416	256 000	378	481	181 600	28,9	504	190 500	25,6
100	1006	409	411 000	604	474	286 000	30,5	497	300 000	27,0
125	1490	409	610 000	890	474	421 000	31,0	497	442 000	27,6
150	2070	400	828 000	1226	465	570 000	31,2	488	598 000	27,7
175	2740	400	1 096 000	1610	465	749 000	31,7	488	786 000	28,2
200	3520	400	1 408 000	2040	465	948 000	32,7	488	995 000	29,3

geeignet war, so daß grundsätzlich bei Bauten aus St Si auch die Niete aus diesem Stoff hergestellt wurden. Nicht so in Amerika²²⁾. Dort erhalten Brücken aus Si-Stahl (Silicon-Steel) Niete aus Kohlenstoffstahl. Das bedeutet eine weitere Überlegenheit unseres deutschen Stahles.

Auf der Tagung am 27. Januar 1928 hoben die Vertreter der Hüttenwerke sowie der Brückenbauanstalten hervor, daß sie mit dem damaligen Aufpreise für St Si nicht auskommen könnten. Inzwischen ist denn nun auch der Aufpreis von 65 R.-M., der das Mehr für Erzeugung, Werkstatt- und Aufstellarbeiten darstellte, auf 88 R.-M./t erhöht worden. Welche Ersparnisse bei diesem Satze für Balkenbrücken von 50 bis 200 m Stützweite erzielt werden können, zeigt Tafel 2. Die Vorfracht bis zur Brückenbauanstalt ist dabei zu 20 R.-M./t angesetzt. Fertighaft und Gerüste sind außer acht gelassen. Die Gewichte sind dem auf S. 89 genannten Wiener Vortrage Dr. Bohnys entnommen. Die mit dem St Si verbundene Gewichtsverminderung hat es ermöglicht, das Eigengewicht der Großraumgüterwagen, die in geschlossenen Zügen von Oberschlesien nach Berlin laufen, auf 19,4 t herabzumindern. Das beeinflußt in günstigem Sinne das Verhältnis zwischen Zugkraft und Nutzlast.

Bis Ende des Jahres 1928 hat die Deutsche Reichsbahn 11 900 t St Si in Eisenbahnbrücken eingebaut. Das Ausland brachte dem deutschen St Si großes Interesse entgegen: Die Schweiz führte im Frühjahr 1928 die Eisenbahnbrücke²³⁾ über den Aare-Kanal bei Brügg aus Si-Stahl aus, den die Wendel in Elsaß-Lothringen und die Burbacher Hütte geliefert hatten, die Tschechoslowakei erzeugte St Si für die ostchinesischen Eisenbahnen, die Sowjet-Union hat soeben zwei große vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücken über den Dnjepr in St Si nach Witkowitz vergeben. Amerika entbehrt, wie Nachrichten von drüben vom Hochsommer 1928 bekunden, für größere Brückenstützweiten bisher einen Baustahl, der an den deutschen St Si in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht heranreicht, und ist über hütten technische Versuche zur Erzeugung eines solchen nicht hinausgekommen.

In „Stahl und Eisen“, Heft 26 vom 28. Juni 1928, brachte Dr.-Ing. E. H. Schulz einen Aufsatz „Zur Entwicklung des hochwertigen Baustahls“. Seine Ausführungen gipfeln in folgendem: „In Hütte und Walzwerk haben sich bei dem Herstellen, dem Vergießen und dem Weiterverarbeiten des St Si große Schwierigkeiten herausgestellt, die für sie als technisch und wirtschaftlich untragbar bezeichnet werden müssen. Diese Schwierigkeiten sind in der Natur des St Si begründet und können durch keinerlei metallurgische Maßnahmen nennenswert gemindert werden. St Si hat auch den Nachteil, stärker zu rosten als Kohlenstoffstahl. Nun ist es den Vereinigten Stahlwerken A.-G., Abteilung Dortmunder Union, gemeinschaftlich mit dem Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke gelungen, den Chrom-Kupfer-Stahl herauszubringen. Seine Festigkeitseigenschaften stehen denen des St Si nicht nach. Bei seiner Erzeugung, selbst bei der der schwersten Profile und stärksten und breitesten Breiten, fallen alle die Schwierigkeiten fort, die vom St Si her bekannt sind. Er ist gut schweißbar, hat einen hohen Widerstand gegen Rosten und läßt sich in der Werkstatt nicht schwerer verarbeiten als St Si. Die Zuschläge Chrom und Kupfer sind teurer als Si. Das wird aber durch die Verminderung des Ausschusses ausgeglichen.“

Unter der Überschrift „Ein neuer hochwertiger Baustahl“ wurde dann im „Stahlbau“, Heft 8, der eine Beilage der „Bautechnik“ bildet, im Juli 1928 die Ankündigung des Herrn Dr.-Ing. Schulz kurz weitergegeben und dabei gesagt, daß der St Si die in ihn gesetzten Erwartungen nicht in vollem Maße erfüllt, weil seine Erzeugung große Schwierigkeiten bereite, die sich in hohen Aufpreisen widerspiegeln. In welchem Umfange sich der Chrom-Kupfer-Stahl der Dortmunder Union durchsetzen werde, hänge davon ab, mit welchem Baustoffaufpreise er herausgebracht werden könne.

Ebenfalls unter der Überschrift „Ein neuer hochwertiger Baustahl“ wies dann schließlich noch die „Deutsche Allgemeine Zeitung“ unter dem 15. November 1928 auf den Chrom-Kupfer-Stahl der Union hin²⁴⁾. Sie spricht davon, daß er dem St Si wegen des erhöhten Ausbringens trotz teurerer Zuschläge wirtschaftlich überlegen sei und daß er sich auch besser schweißen lasse als dieser. Diese Mitteilungen fußen offenbar auf den Ausführungen in „Stahl und Eisen“ und scheinen nicht aus der Feder eines Fachmannes zu sein. Darauf deutet die Behauptung, daß mit dem Union-Stahl eine größere Zuverlässigkeit des Bauwerks verbunden sei.

Dr. Schulz teilt mit, bei dem St Si sei eine größere Neigung zum Rosten festgestellt worden. Wohl sei es ihm leicht gelungen, sie durch einen Kupferzusatz zu bannen, die Schwierigkeit in der Erzeugung des St Si sei dadurch aber nicht im geringsten eingeschränkt worden. Beim weiteren Suchen nach einem schwerrostenden hochwertigen Baustahl habe er dann schließlich den Kupfer-Chrom-Stahl gefunden, in dem die Schwierigkeiten des St Si überwunden seien.

Meines Erachtens sollte man das mehr oder weniger Rosten als Maßstab der Wertigkeit im allgemeinen nicht so sehr in den Vordergrund stellen. Wenn aus Amerika²⁵⁾ die Kunde kommt, daß dort schon 1925 über 1 000 000 t gekupferten Stahles erzeugt worden sind und daß dort eine große Eisenbahngesellschaft²⁶⁾ über 1 000 000 Güterwagen aus gekupferten Stahl beschafft hat, um den Verlust durch Rost einzuschränken, so ist das zu verstehen, weil in dem weiten Lande die Unterhaltung zum Teil sehr im argen liegt. Daß in Deutschland eine eiserne Brücke dem Rost zum Opfer gefallen wäre, gehört zu den allerersten Fällen. Gewiß sind auch mir einige Fälle bekannt, in denen die Fahrbahn über Rangiergleisen stark mitgenommen war. Da fehlten dann aber die Rauchschutztafeln. Bekannt ist ja auch, daß die großen Berliner Bahnhofshallen Opfer des Rostes geworden sind, jedoch nur, weil das Eisenwerk eine Filigranarbeit darstellte, Unterhaltungswagen fehlten und somit eine planmäßige Unterhaltung unter den schwierigen Verhältnissen kaum möglich war. Andererseits kenne ich Brücken²⁷⁾, die mehr als siebenzig Jahre alt sind und noch in ebenso gutem Zustande sind wie am ersten Tage. Die Behauptung von Dr.-Ing. Daeves²⁸⁾, jeder Stahl mit einem Kupfergehalt von weniger als 0,2 % sei bei ungünstiger Atmosphäre oder bei Rauchgasen eine volkswirtschaftliche Verschwendung, hat seine Richtigkeit wohl für Schienen und eiserne Schwellen im Industriegebiet, für Wagen zur Beförderung von Koks und für einige Ausnahmefälle, aber nicht allgemein. Der beste Schutz gegen Rosten bleibt bei Brücken- und Ingenieurhochbauten wohl nach wie vor ein Mennigeanstrich, der durch Deckanstriche geschützt ist. Immerhin kann man alle Bestrebungen, die darauf hinzielen, den Schutz gegen Rost bis zu einem gewissen Grade in den Stahl selbst zu legen, begrüßen, wenn sie in wirtschaftlich angemessenen Grenzen bleiben. Zurzeit stehen wir, wie Dr. Schulz²⁹⁾ selbst angibt, auf dem Gebiete der Korrosionsforschung noch in den allerersten Anfängen. Er selbst möchte die Untersuchungen ausgedehnt wissen auf fünf Quellen des Rostens: die Atmosphäre, Fluß- und Seewasser, Wasser und Dampf in Leitungen, Säuren und Säurelösungen, Gase bei hohen Temperaturen. Man sieht, das Arbeitsgebiet ist sehr weit gesteckt. Es erscheint von vornherein als ausgeschlossen, daß eine und dieselbe Legierung gegen alle diese Angriffsmöglichkeiten in gleichem Maße gerüstet sein wird.

Die Mitteldeutschen Stahlwerke haben auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn einige Schmelzungen Cr-Cu-Stahl nach der von Dr. Schulz in „Stahl und Eisen“, Heft 26, angegebenen Analyse hergestellt, die dann

²⁴⁾ Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1929, Heft 1.

²⁵⁾ Bohny „Baustahl mit Kupferzusatz“. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 34, S. 477.

²⁶⁾ „Über eine neue Stahlsorte“. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 16, S. 235.

²⁷⁾ Schaper „Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten“. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 48, S. 713.

²⁸⁾ Daeves „Stahl und Eisen“ 1926, Nr. 52.

²⁹⁾ Schulz „Praktische Korrosionsforschung“. „Stahl und Eisen“ 1928, Heft 40.

²²⁾ Weidmann „Amerikanische Brücken und Ingenieurhochbauten“. „Die Reichsbahn“ 1928, S. 763. Vergleiche auch „Die Bautechnik“ 1928, Heft 45.

²³⁾ Schaper „Die Bautechnik“ 1928, Heft 22, S. 292/93.

in Berlin vom Reichsbahn-Zentralamt untersucht wurde. Hierbei hat sich herausgestellt, daß auch beim Cr-Cu-Stahl die Streckgrenze vom Grade der Durcharbeitung abhängig ist und die Festigkeitswerte je nach der Profilstärke und der Stelle der Probeentnahme ziemlich stark wechseln.

Bei den Proben, die das Reichsbahn-Zentralamt in Berlin mit Cr-Cu-Stahl der Dortmunder Union vornahm, wurden dagegen sämtliche vorgeschriebenen Festigkeitswerte erreicht. Dem Reichsbahn-Zentralamt ist ferner von den Vereinigten Stahlwerken, Dortmunder Union, die verantwortliche Mitteilung geworden, daß sie mit einem Ausschub arbeiten, der nicht größer ist als bei St 37.

Diese sich widersprechenden Ergebnisse bei dem Cr-Cu-Stahl der Mitteldeutschen Stahlwerke und dem der Dortmunder Union scheinen die Erfahrung zu bestätigen, die man auch beim St Si in ähnlicher Weise gemacht hat, daß diese hochwertigen Baustähle von der Behandlung abhängig sind, die in der Hauptsache durch die besonderen Werkverhältnisse bedingt wird. Zurzeit wird der Cr-Cu-Stahl der Union in der Köln-Mülheimer und der Düsseldorf-Neußer Rheinbrücke, sowie für die Drehbrücke in Bremerhaven verwendet.

Mit dem Cr-Cu-Stahl der Union hat das Reichsbahn-Zentralamt noch keine Versuche über Lichtbogenschweißung gemacht. Es ist mir nicht bekannt geworden, daß bei dem Si-Stahl auf diesem Gebiete die Versuche weit vorgedrungen sind. Voraussichtlich wird aber bei dem Cr-Cu-Stahl ebenso wie beim St Si der Erfolg des Schweißens im wesentlichen von der Wahl der Elektrode abhängen.

Was den Widerstand des Cr-Cu-Stahls gegen Rosten anlangt, so sind zurzeit Erhebungen, die sich auf längere Zeit erstrecken sollen, im Gange. Das endgültige Ergebnis bleibt abzuwarten. Dr. Schulz liefert in seinem vorstehend erwähnten Aufsatz über praktische Korrosionsforschung auf Grund von Laboratoriumsversuchen — Bad in verdünnter Salzsäure und vorher sowie nachher Durchführung von Zugversuchen — den zahlenmäßigen Nachweis, daß auf diesem Gebiet der ungekupferte St Si dem Cr-Cu-Stahl erheblich unterlegen ist. Neu war mir zu erfahren, daß der St Si der Mitteldeutschen Stahlwerke schon immer gegen 0,2% Cu enthalten hat, weil bei seiner Herstellung Cu enthaltendes Roheisen verarbeitet wird. Damit würden wir in dem Mitteldeutschen Si-Stahl schon einen schwerer rostenden Stahl besitzen. Jedenfalls haben Korrosionsversuche, die die Mitteldeutschen Stahlwerke im Laboratorium vornahmen, ergeben, daß sein Gewichtsverlust nur unwesentlich größer ist als der des Cr-Cu-Stahls, den sie probeweise selbst erzeugten. Für den Fall, daß die Verbraucher einen ganz besonders hohen Widerstand gegen Rosten verlangen, haben die Mitteldeutschen Stahlwerke in den letzten Monaten einen Mn-Cu-Si-Stahl herausgebracht, dessen Zusammensetzung aus Tafel 2 ersichtlich ist. Dieser Stahl verursacht ungefähr die gleichen Herstellungskosten wie Si-Stahl. Die Prüfung, die das Reichsbahn-Zentralamt in Berlin damit vorgenommen hat, ist recht gut ausgefallen.

In volkswirtschaftlicher Beziehung ist zu sagen, daß wir Cr durchweg aus dem Auslande beziehen müssen, während wir den größten Teil des Si aus unseren eigenen Lagern in Quarz befriedigen können. Cr enthaltender Schrott kann für Qualitätsflußstahl nicht verwendet werden, es können sich also durch die Notwendigkeit getrennter Lagerung gewisse Schwierigkeiten ergeben. Nach einer mir gewordenen Mitteilung ist ein führendes westliches Hüttenwerk mit Versuchen beschäftigt, einen Kupfer-Molybdän-Stahl herauszubringen. Fried. Krupp erzeugt einen Mangan-Kupfer-Stahl und wird aus ihm zusammen mit Eilers-Hannover die vereinigte Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt³⁰⁾ bauen.

Ob der Cr-Cu-Stahl gegenüber anderen Baustählen einen wirtschaftlichen Vorteil bietet, hängt vornehmlich davon ab, ob die infolge der teuren Zuschläge höheren Selbstkosten auch wirklich durch größeres Ausbringen im Walzwerk wettgemacht werden. Erfahrungen hierüber liegen wegen der Kürze der Zeit seit der Einführung noch nicht vor. Man möge hierbei nicht vergessen, daß sich auch beim Si-Stahl ein Teil der Schwierigkeiten erst im Laufe der Zeit herausgestellt hat und daß bei seiner Herstellung in der letzten Zeit, besonders in gießtechnischer Beziehung, Fortschritte gemacht worden sind. Ich glaube deshalb, daß über die Zukunft des Si-Stahls heute noch nicht das letzte Wort gesprochen werden kann. Erst die Zukunft wird lehren, welcher der hochwertigen Baustähle wirtschaftlich der beste ist.

Zusammenfassend ist zu sagen:

Die Erkenntnis, daß wir einen Stahl von 36 kg/mm² Streckgrenze unbedingt brauchen, wenn wir wirtschaftlich vorwärtskommen wollen, hat sich auch bei denjenigen Hüttenwerken, die anfangs vielleicht abseits standen, durchgesetzt. Dafür bürgen die Ausführungen von Dr. Bohny³¹⁾. Er darf als Sprecher der westlichen Interessenten angesehen werden. Bei dem Ruf, den er im In- und Auslande genießt, ist seinen damaligen Ausführungen besonderes Gewicht beizulegen.

Die neuen Vorschriften für Lieferungen von Eisenbauwerken aus Baustahl 52, die in letzter Zeit gemeinschaftlich von der Deutschen Reichsbahn und dem Verein deutscher Eisenhüttenwerke vorbereitet wurden, wollen den vielfältigen, in verschiedener Richtung gehenden Bestrebungen zur Schaffung eines hochwertigen Baustahls Rechnung tragen, indem lediglich die Festigkeitswerte in der Höhe, wie sie für den Si-Stahl festgesetzt sind, vorgeschrieben werden, die chemische Zusammensetzung hingegen freigestellt bleibt. Die neuen Vorschriften sind am 8. Januar 1929 in Berlin zwischen der Reichsbahn, dem Deutschen Stahlbauverband und dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute endgültig beraten worden. Über alle wesentlichen Punkte wurde eine Einigung erzielt. Da man sich jedoch darüber klar war, daß Schweißbarkeit und Korrosionswiderstand zurzeit noch nicht genügend erforscht sind, beschränkte man sich darauf, in die Vorschriften ganz allgemein die Forderung aufzunehmen, daß der St 52 sich für Lichtbogenschweißung gut eignen und möglichst widerstandsfähig gegen Rosten sein muß. Ich hege dabei immer noch die Hoffnung, daß es den Hütten- und Walzwerken bei weiterem Einarbeiten dann auch gelingen wird, die hohen Aufpreise zu ermäßigen.

Wir werden also künftig Brücken mittlerer und größerer Spannweite bauen, deren Glieder aus den verschiedensten Stählen hergestellt sind, während der Regelstahl für kleine und mittlere Ausführungen nach wie vor der St 37 bleibt.

Es ist aber vielleicht nicht ausgeschlossen, daß man sich später wieder auf einen einzigen hochwertigen Baustahl einigt. Soweit mir bekannt, haben sich aber bis jetzt außer der Union noch keine anderen führenden Hüttenwerke dem Cr-Cu-Stahl zugewendet.

Wohin die Entwicklung aber auch gehen mag, für den unbefangenen Beobachter ist es eine Freude, festzustellen, welch großen Ansporn die Einführung des Si-Stahls für die Weiterentwicklung der hochwertigen Baustähle bedeutete.

³⁰⁾ Schaper „Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1928“. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 1, S. 4 und „Beteiligung deutscher Firmen am Brückenbau über den Kleinen Belt“. Auch dort S. 20.

³¹⁾ Bohny „Der hochwertige Stahl im Eisenbau“. Vorläufiger Abdruck der auf der Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau am 24. bis 27. September 1928 in Wien zur Verhandlung gelangten Referate.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Union - Baustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl.

Von Dr.-Ing. H. Buchholtz, Dortmund.

In den letzten Jahren wird besonders in Deutschland sehr lebhaft die Frage erörtert, mit welchem Stahl im Eisenbau die größte Gewichts- und gleichzeitig Kostenersparnis zu erreichen sei. Dieses als „Baustahlfrage“ bezeichnete Problem vereinigt in sich technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte. Die Verwendung des weichen Flußstahls St 37 führt bei Bauten, die große Lasten aufnehmen oder erhebliche Spannweiten überbrücken sollen, einerseits zu konstruktiven Schwierigkeiten in der Ausbildung der Querschnitte und Verbindungen, andererseits zu einer unverhältnismäßig schnellen Steigerung der Eigengewichte. Dadurch, daß die Eigengewichte wesentlich rascher wachsen als die Stützweiten, der Träger von einer gewissen Grenze ab also nur noch sich selbst trägt, wird der Verwendung des St 37 eine technische Grenze gesetzt. Gleichzeitig sinkt mit dem Anwachsen der Brückengewichte die Wirtschaftlichkeit der Brücke sehr schnell. Diese Überlegungen führen mit zwingender Notwendigkeit zur Verwendung hochwertiger Stähle beim Bau großer Brücken und Hochbauten.

Die Baustahlfrage ist also im wesentlichen gekennzeichnet durch das Streben nach Erhöhung der zulässigen statischen Beanspruchung, wobei

besonders in Deutschland die Beurteilung des Stahles einen gewissen Wandel durch die Forderung einer verhältnismäßig hohen Streckgrenze bei guter Zähigkeit erfahren hat. Das Ausland steht diesen etwas einseitigen Forderungen ziemlich skeptisch gegenüber, und ein Rückblick über die Eigenschaften der bisher verwendeten Hochbaustähle läßt tatsächlich eine gewisse Überspannung in der Betonung der hohen Streckgrenze erkennen. In Zahlentafel I sind für Deutschland und Amerika die Festigkeitseigenschaften der in größerem Maße verwendeten Hochbaustähle und das Jahr ihrer Einführung zusammengestellt. In Amerika setzte, stark begünstigt durch die Notwendigkeit der Überbrückung großer Ströme, der Übergang zum nickellegierten Hochbaustahl sechs Jahre früher ein als in Deutschland. Einer allgemeinen Einführung des Nickelstahles in den Eisenbau standen jedoch besonders in Deutschland wirtschaftliche Erwägungen entgegen, da die mit dem Nickelzusatz verbundene erhebliche Preissteigerung durch die in der Konstruktion erzielten Gewichtsersparnisse nicht wettgemacht wurde. Der Nickelstahl ist zudem den unlegierten Stählen wesentlich erst dann überlegen, wenn er im vergüteten Zustande zur Verwendung kommt. Die Entwicklung führte in

Zahlentafel 1.
Entwicklung der Hochbaustähle in Deutschland und Amerika.

Stahl	Jahr der Einführung	Deutschland				Amerika			
		Zugfestigkeit kg/mm ²	Streckgrenze mindestens kg/mm ²	Dehnung mindestens %	Dauerfestigkeit kg/mm ²	Zugfestigkeit kg/mm ²	Streckgrenze mindestens kg/mm ²	Dehnung mindestens %	Dauerfestigkeit kg/mm ²
Baustahl 37, Stand.-Struktural-Steel vor.	1900	37 — 44	22	22	18	37 — 44	22	22	18
Nickelstahl	1902	—	—	—	—	60 — 70	34 — 39	19 — 15	30
Nickelstahl	1908	56 — 65	35	18	28	—	—	—	—
C-Stahl	1912	44 — 51	30	20	23	—	—	—	—
Mayari-Stahl	1915	—	—	—	—	60 — 70	38	16	—
C-Stahl	1915	—	—	—	—	46 — 54	27	18	24
High-Silicon-Steel	1915	—	—	—	—	56 — 66	31,5	19 — 16	27
Baustahl 48	1923	48 — 58	29	18	25	—	—	—	—
Silizium-Baustahl	1926	50 — 62	36	20	30	—	—	—	—
Baustahl 52	1928	52 — 62	36	20	30	—	—	—	—

Deutschland und Österreich nach erfolgreichen Vorversuchen im Jahre 1912 zur Verwendung eines unlegierten Kohlenstoffstahles mit 44 bis 51 kg/mm² Zugfestigkeit und der verhältnismäßig hohen Streckgrenze von 30 kg/mm². Auch in Amerika wurde mit Anfang des Krieges aus wirtschaftlichen Rücksichten der Nickelstahl verlassen. Nach einigen Versuchen mit Mayari-Stahl, einem aus kubanischen Erzen erschmolzenen natürlichen Chromnickelstahl, und unlegiertem Kohlenstoffstahl kam im Jahre 1915 der Silicon-Steel, ein schwachsilizierter Kohlenstoffstahl, zur allgemeinen Verwendung beim Bau großer Brücken.

In Deutschland gab nach dem Kriege die Reichsbahn den Anstoß zur Fortentwicklung der Baustahlfrage. 1923 wurde der St 48 als Baustahl für die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn vorgeschlagen und in einer Reihe von Eisenbauwerken verwendet. Mit der Einführung des St Si tritt in den Kreisen der Konstrukteure immer stärker das Bestreben hervor, die ziffernmäßig bestimmte Streckgrenze den Berechnungen zugrunde zu legen. Nun sind allerdings die Ansichten über die praktische Bedeutung der Streckgrenze als Berechnungsgrundlage noch sehr geteilt. Ebenso ist der Wert der Streckgrenze als Gütemaßstab in der Abnahmeprüfung der Hochbaustähle umstritten. Andererseits muß aber festgestellt werden, daß eine Reihe sachlicher Gründe für eine vernünftige Berücksichtigung der Streckgrenze sprechen. Schon die Tatsache, daß sämtliche Konstruktionen im elastischen Gebiete des Werkstoffs beansprucht werden, zwingt dazu, der wirklichen Belastungsgrenze erhöhte Beachtung zu schenken und diese statt der außerhalb der praktischen Beanspruchung stehenden Zugfestigkeit zur Berechnung heranzuziehen. Wie weit allerdings die im Zugversuch an glatten Stäben bestimmte ziffernmäßige Streckgrenze eine auf praktische Konstruktionsglieder übertragbare sichere Größe darstellt, bedarf noch der Nachprüfung. Als Tatsache muß aber auch jetzt schon angesehen werden, daß die im Zugversuch ermittelte obere Streckgrenze keine geeignete Grundlage zur Berechnung von Bauwerken darstellt. Die im Zugversuch beobachtete Höhe der oberen Streckgrenze wird wesentlich durch die Versuchsbedingungen, wie Kopfform des Probestabes und Zerreißgeschwindigkeit, beeinflusst. Die obere Streckgrenze muß deshalb und auch noch aus anderen Gründen als eine ausgesprochen labile Überspannungserscheinung angesehen werden und stellt daher keine geeignete Berechnungsgrundlage dar. Demgegenüber bleibt die Bedeutung der unteren Streckgrenze unbestritten.

Noch ein weiterer Grund läßt die Forderung der Konstrukteure nach Stählen mit hoher Streckgrenze als gerechtfertigt erscheinen: Wie genaue elastische Messungen ergeben haben, wird bei den neuen hochwertigen Baustählen mit der erhöhten Streckgrenze die Proportionalitätsgrenze und die Schwingungsfestigkeit in stärkerem Maße erhöht, als der Zunahme der Zugfestigkeit entspricht. Das Verhältnis von Proportionalitätsgrenze zu Streckgrenze beträgt z. B. bei St 37 etwa 80%, bei den neuen hochwertigen Baustählen mehr als 90, meist 95%. Die Proportionalitätsgrenze rutscht also im Verhältnis zur Streckgrenze hinauf; das Gebiet, in dem der Stahl sich praktisch elastisch verhält, wird also nicht nur durch die erhöhte Streckgrenze, sondern auch durch diese Tatsache wesentlich erweitert. Hierin ist offenbar auch die Ursache dafür zu suchen, daß die Schwingungsfestigkeit der hochwertigen Baustähle in stärkerem Maße als bei anderen geglühten Stählen durch die Lage der Streckgrenze beeinflusst wird. So besitzen die neuen hochwertigen Baustähle gegenüber dem St 48 trotz etwa gleicher Zugfestigkeit eine um 20% höhere Schwingungsfestigkeit. Dieser Zuwachs entspricht sehr genau der Steigerung der Streckgrenze.

Die Entwicklung der jüngsten Zeit hat nun weiter gezeigt, daß die Beurteilung der Hochbaustähle insofern einer gewissen Ergänzung bedarf,

als neben günstigen mechanischen Eigenschaften bestimmte chemische Eigenschaften als für die praktische Verwendung wichtig zu berücksichtigen sind. Die Forderung eines erhöhten Korrosionswiderstandes erscheint durch folgende einfache Überlegung gerechtfertigt: Da bei Verwendung eines hochwertigen Stahles entsprechend dünnere Profile gewählt werden, wird die Gefahr, daß durch Abrostung die Tragfähigkeit des Bauwerkes verringert wird, entsprechend erhöht. Dem kann durch eine Erhöhung des Korrosionswiderstandes begegnet werden. Dazu tritt als weitere Forderung die einer guten Schweißbarkeit. Das Problem für den Metallurgen heißt also: Die Erzeugung von Stählen mit hoher Streckgrenze und Zähigkeit mit erhöhtem Korrosionswiderstand und guter Schweißbarkeit zu tragbaren Preisen.

Die Mittel, diese Aufgabe wirtschaftlich günstig zu lösen, sind verhältnismäßig beschränkt. Der Weg, durch eine Vergütung von Stahl mit niedrigem Kohlenstoffgehalt die geforderten Eigenschaften zu erzielen, ist aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der mangelhaften Durchhärtung größerer Konstruktionsglieder nicht gangbar. Unter den Legierungselementen steht der Kohlenstoff als billigstes und wirksamstes Mittel an erster Stelle. Die durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes im Stahl bewirkte Steigerung der Zugfestigkeit ist jedoch nicht von entsprechender Erhöhung der Streckgrenze und der Schwingungsfestigkeit begleitet, andererseits aber sind Dehnung und Kerbzähigkeit ziemlich erheblich vermindert. Gleichzeitig führt die leichte Härbarkeit dieser Stähle zu Schwierigkeiten bei der Werkstatt- und Nietarbeit. Dies sind im wesentlichen die Gründe, die schon etwas gegen die Verwendung des Stahls 48, erst recht aber gegen die noch höher gekohlten Baustähle sprechen.

Von den zahlreichen Elementen, die durch Mischkristallbildung mit dem Eisen festigkeitssteigernd wirken, scheiden die meisten wegen zu hoher Legierungskosten oder zu geringer Wirkung aus. Nach Maßgabe von Wirkung und Kosten können als Legierungselemente nur Mangan, Silizium, Kupfer und Chrom in nähere Erwägung gezogen werden. Die Verwendung nur eines dieser Elemente ist wegen der dann notwendigen ziemlich großen Mengen mit den verschiedensten metallurgischen Schwierigkeiten verbunden, weshalb man besonders in letzter Zeit zu komplexen Stählen übergegangen ist.

Ein Beispiel für die Anwendung nur eines Elementes ist der St Si, bei dem trotz verhältnismäßig geringer Legierungskosten der durch die metallurgischen Eigenheiten dieses Stahles bedingte Ausfall zu hohen Tonnenpreisen führte. Eingehend haben über die metallurgischen Schwierigkeiten bei der Herstellung des St Si C. Wallmann¹⁾ und Koppenberg berichtet. Der St Si vereinigt eine recht hohe Streckgrenze mit guter Zähigkeit und gestattet eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung gegenüber der bei St 37 um 50%. Abgesehen von den metallurgischen Schwierigkeiten bei seiner Herstellung besitzt der St Si jedoch auch andere Schwächen, die seiner allgemeinen Verwendung als Hochbaustahl hemmend im Wege stehen. So sind die Festigkeitseigenschaften des St Si sehr stark abhängig von der Dicke der Walzisen. Schon geringe Unterschreitungen der üblichen Walz-Endtemperatur, wie sie im praktischen Betriebe unvermeidbar sind, äußern sich in einer unnatürlichen Steigerung der Streckgrenze. Abb. 1 zeigt diese Verhältnisse bei einigen aus der gleichen Schmelze gewalzten Universaleisen verschiedener Stärke. Die Streckgrenze liegt bei den dicken Universaleisen im Walzzustande um rd. 13 kg/mm² tiefer als bei den dünnen. Für die Zugfestigkeit sind die Verhältnisse ähnlich, wenn auch nicht so ausgeprägt. Durch eine normalisierende Glühung werden die Unterschiede zwischen den einzelnen Stärken weitgehend beseitigt, was

¹⁾ „Stahl u. Eisen“ 1928, Heft 48, S. 817/22.

aber praktisch nur für Bleche durchgeführt werden kann. Die für einen hochwertigen Baustahl unerläßliche Forderung nach weitgehender Gleichförmigkeit der Eigenschaften wird also beim St Si nur ungenügend erfüllt. Weiterhin besitzt der St Si nach Feststellungen verschiedener Stellen einen verhältnismäßig geringen Korrosionswiderstand und ist nur mit großen Schwierigkeiten elektrisch schweißbar. Schon mit Rücksicht auf diese beiden letzten Eigenschaften wird eine Lieferung von St Si nach den neuen Lieferungsbedingungen für St 52 an die Reichsbahn kaum noch in Frage kommen können.

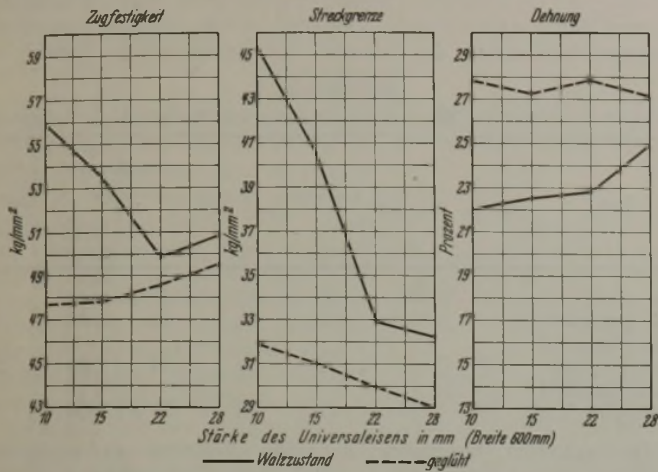


Abb. 1. Festigkeitswerte verschieden dicker Universaleisen aus St Si.

Die metallurgischen Schwierigkeiten und sonstigen Nachteile des St Si veranlaßten die Dortmunder Union gemeinsam mit dem Forschungsinstitut der Vereingte Stahlwerke A.-G. zu umfassenden Versuchen in der Baustahlfrage. Das Ergebnis dieser umfangreichen Arbeiten ist der Union-Baustahl, ein niedrig-gekohlter mit geringen Mengen Kupfer und Chrom legierter Stahl²⁾. Über seine Eigenschaften hat E. H. Schulz³⁾ auf Grund umfassender Ergebnisse an anderer Stelle bereits berichtet. Inzwischen hat die Erforschung und die praktische Erprobung des neuen Baustahles wesentliche Fortschritte gemacht. Vorausgeschickt sei, daß der Union-Baustahl in der Tragkonstruktion mehrerer großer Fluß- und Hafenbrücken an Stelle des St Si inzwischen bereits mit gutem Erfolge verwendet worden ist. Weiterhin darf auf Grund der eingehenden technologischen Untersuchungen von rd. 150 Schmelzen aus dem Siemens-Martin-Ofen festgestellt werden: Bei der Herstellung und Warmformgebung des Union-Baustahles treten alle die Schwierigkeiten, die bei St Si nicht zu vermeiden waren, nicht auf. Der große metallurgische Fortschritt gegenüber dem St Si hat nicht nur wirtschaftlich, sondern auch im Hinblick auf die Zuverlässigkeit der aus dem Union-Baustahl hergestellten Bauwerke große Bedeutung.

Der neue Baustahl wird mit Rücksicht auf die praktischen Bedürfnisse in zwei Festigkeitsgruppen hergestellt: Er kann entsprechend den Bedingungen der Reichsbahn für St 52 mit 52 bis 62 kg/mm² Zugfestigkeit und mindestens 36 kg/mm² Streckgrenze, aber auch mit Rücksicht auf

²⁾ D. R. P. angemeldet.

³⁾ E. H. Schulz: „Stahl u. Eisen“ 1928, 48. Jahrgang, S. 849/53.

ausländische Verbraucher mit 56 bis 66 kg/mm² Zugfestigkeit und mindestens 37 kg/mm² Streckgrenze bis zu den größten Abmessungen geliefert werden. Seine Festigkeitseigenschaften sind aus den in Abb. 2 wiedergegebenen Häufigkeitskurven von rd. 100 geprüften Schmelzen zu ersehen. Die Streckgrenze von 36 bzw. 37 kg/mm² wird auch bei sehr starken Profilen und breiten Universaleisen mit Sicherheit erreicht. Im Mittel liegt sie bei 38 bis 39 kg/mm², ihre Streuung ist wesentlich geringer als bei St Si. Die Zugfestigkeit liegt in den vorstehend genannten Grenzen, bei Union-Baustahl I im Mittel bei 54 bis 56 kg/mm², bei Union-Baustahl II bei 58 bis 60 kg/mm². Die Dehnung beträgt im

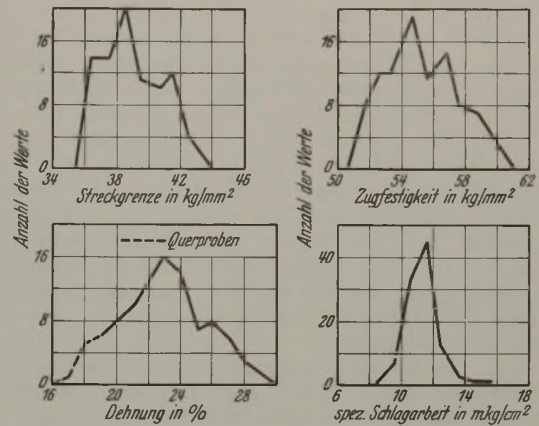


Abb. 2. Häufigkeit der Festigkeitswerte von Union-Baustahl.

Mittel bei Union-Baustahl I 23%, bei Union-Baustahl II 21%. Die Kerbzähigkeit des Union-Baustahles wurde, wie Abb. 2 erkennen läßt, unter Verwendung kleiner Proben (10 × 10 × 60 mm) im Mittel zu 8 bis 12 kg/mm² bestimmt, was den Werten bei St Si entspricht.

Im Gegensatz zum St Si (s. Abb. 1) zeigen die Festigkeitseigenschaften des Union-Baustahles eine wesentlich geringere Streuung, sei es bei Vergleich mehrerer Schmelzen, sei es innerhalb verschiedener Walzabmessungen aus der gleichen Schmelze. Beides ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß die untere Grenztemperatur für das Warmformgebungsgebiet bei Union-Baustahl etwa 100° tiefer liegt als bei St Si. Infolgedessen wirken sich die unvermeidbaren Schwankungen des Durchwalzungsgrades

Zahlentafel 2.

Festigkeitsigenschaften verschiedener Walzquerschnitte von Union-Baustahl.

Schmelze	Walzabmessungen mm	Streckgrenze kg/mm ²	Zugfestigkeit kg/mm ²	Dehnung %	Ein-schnürung %	Kerb-zähigkeit mke/cm ²
A	1200 · 18	37,7	53,6	22,3	50	10,6
	INP 45	38,6	53,9	24,1	47	10,0
	L 50 · 7	40,7	56,6	23,5	57	—
B	1060 · 18	38,5	58,8	22,3	48	11,2
	L 200/100 · 18	39,3	56,1	24,0	45	10,5
	18 φ	43,0	57,5	23,0	51	12,4

Zahlentafel 3.

Mittlere Untersuchungsergebnisse des Staatlichen Materialprüfungsamtes von Union-Baustahl.

Stahl	Walzabmessung mm	Proben-		Streckgrenze kg/mm ²	Zugfestigkeit kg/mm ²	Dehnung δ 10 %	Ein-schnürung %	Streckgrenzen-verhältnis %	Biegeversuch
		Entnahme	Behandlung						
Union-Baustahl I	Universaleisen 500 · 22 φ	Mittel aus Rand und Mitte	Walzzustand	38,4	53,7	23,7	62	72	bis zum Zusammenfallen rißfrei
		Mittel aus Rand und Mitte	bei 900° 1/2 Std. gegläht, Luftabkühlung	38,1	54,4	20,9	61	70	
	Universaleisen 650 · 13 φ	Mittel aus Rand und Mitte	Walzzustand	36,9	55,1	21,4	68	67	bei 180° Biege-winkel Risse
		Mittel aus Rand und Mitte	geglüht	37,5	54,9	23,9	66	69	bis zum Zusammenfallen rißfrei
	L 50 · 100 · 9	Mittel	Walzzustand	38,1	54,9	22,9	54	70	
Union-Baustahl II	INP 42	Mittel aus Steg und Flansch	Walzzustand	39,7	58,5	20,2	57	68	bis 180° rißfrei, dann z. T. beim Zusammenfallen leichte Anrisse
	Universaleisen 1200 · 14 φ	Mittel aus Rand und Mitte	Walzzustand	36,3	56,4	20,7	63	65	

und der Walztemperatur bei Union-Baustahl nicht in dem gleichen Maße aus wie bei St Si. Große Träger, breite Universaleisen weisen bei Union-Baustahl praktisch die gleichen Festigkeitseigenschaften auf wie weit untergewälzte dünne Winkel oder Rundeisen. Zahlentafel 2 zeigt dies für zwei wahllos herausgegriffene Schmelzen. Aus dem gleichen Grunde sind die Eigenschaften auch innerhalb desselben Profils weitgehend gleichmäßig.

Bestätigt werden die günstigen Festigkeitseigenschaften des Union-Baustahles durch die in Zahlentafel 3 mitgeteilten mittleren Untersuchungsergebnisse des Staatl. Material-Prüfungsamtes.

Die Schwingungsfestigkeit des Union-Baustahles — ermittelt durch eingehende Dauerbegeversuche auf der Schenckschen Maschine — beträgt 31 bis 33 kg/mm² gegenüber 18 bis 22 kg/mm² bei St 37, 25 bis 26 kg/mm² bei St 48 und etwa 30 kg/mm² bei St Si. Der Stahl zeigt bei der Schwingungsbeanspruchung sehr geringe Empfindlichkeit gegen Oberflächenbeschädigungen und kurzfristige Überbeanspruchungen über die Ermüdungsgrenze hinaus. Diese hohe dynamische Zähigkeit im Verein mit der hohen Schwingungsfestigkeit rückt den Union-Baustahl unter den hochwertigen Baustählen an die erste Stelle.

Die bei den bisher verwandten Baustählen gefürchteten Alterungserscheinungen — Sprödwerden nach geringer Kaltverformung und Alterung — werden bei dem neuen Stahl infolge seiner besonderen metallurgischen Natur stark herabgesetzt. Die Kerbzähigkeit des Union-Baustahles beträgt nach Stauchen um 10%, mit anschließendem Anlassen bei 250° noch 5 bis 8 mkg/cm², wird somit gegenüber dem Walzzustande nur um etwa 30% vermindert.

Wie bereits weiter oben ausgeführt, verdient bei den neuen hochwertigen Baustählen das Verhalten gegenüber korrodierenden Angriffen der Atmosphäre und anderer Medien besondere Beachtung. Der Gefahr, daß durch Abrostung die Tragfähigkeit der hochbeanspruchten Konstruktionsglieder verringert wird, kann am einfachsten durch eine Erhöhung des Korrosionswiderstandes des Stahles begegnet werden. Diese Maßnahme wirkt gleichzeitig auch auf die Lebensdauer des Bauwerkes erhöhend ein. Der Korrosionswiderstand des Union-Baustahles ist infolge des hohen Kupfergehaltes wesentlich gesteigert. Bei Löslichkeitsversuchen in stark verdünnten Mineral- und organischen Säuren mit und ohne Walzbaut wird für Union-Baustahl nur 1/20 bis 1/22 der Gewichtsabnahme von Stahl 37 ermittelt. Diese Ergebnisse sind durch Versuche des Staatl. Material-Prüfungsamtes bestätigt worden. Die Überlegenheit des neuen Baustahles äußert sich jedoch nicht nur bei Korrosionsversuchen, bei denen man die allgemeine Korrosion durch Bestimmung der Gewichtsabnahme verfolgt, sondern auch bei Korrosionsversuchen an Zerreißstäben, bei denen durch örtliche Anfressungen und gewisse innere Zerstörungen die Bruchlast des korrodierten Stabes herabgesetzt wird. Zahlentafel 4 zeigt die Ergebnisse einer Versuchsreihe, in der Zerreißstäbe aus verschiedenen Baustählen teils vor der Korrosion, teils nach der Korrosion in verdünnter Salzsäure dem Zugversuch unterworfen wurden. Die Abnahme der Bruchlast durch die Korrosion ist bei den einzelnen Baustählen wesentlich verschieden und zeigt bei Union-Baustahl den geringsten Betrag.

Die in säurehaltigen Wässern erhaltenen Korrosionsergebnisse sind nun bekanntlich nur mit gewisser Annäherung auf den Rostvorgang an

Zahlentafel 4.

Festigkeitseinbuße verschiedener Baustähle durch Korrosion (HCl).

Werkstoff	Bruchlast vor Korrosion kg	Bruchlast nach Korrosion kg	Abnahme durch Korrosion %
St 37	3150	2060	35,0
St 48	3940	3100	21,4
St Si	4000	2950	26,3
St Si, gekupfert	4200	3400	19,1
Union-Baustahl	4040	3430	14,8

der Atmosphäre zu übertragen. Daß aber die Überlegenheit des Union-Baustahles auch bei Korrosion durch Wasser und feuchte Luft vorhanden ist, geht aus nachstehend mitgeteilten Ergebnissen neuartiger Korrosions-Ermüdungsversuche hervor. Wird ein Stahl während der Durchführung des Schwingungsversuches — z. B. auf der Dauerbiegemaschine — dem Angriff von Wasser oder feuchter Luft ausgesetzt, so wird durch den beschleunigt einsetzenden Rostvorgang seine Schwingungsfestigkeit, je

nach seinem natürlichen Rostwiderstand, mehr oder weniger stark herabgesetzt. Bei Verwendung mehrerer Probestäbe des gleichen Werkstoffes ist es auf diese Weise möglich, durch dauernde Herabsetzung der Schwingungsbeanspruchung die „Korrosions-Ermüdungsfestigkeit“ zu ermitteln, die von dem Probestab beliebig lange Zeit — bei den vorliegenden Versuchen etwa 14 Millionen Lastwechsel oder 42 Std. — ertragen wird. Der Rostangriff kommt also nach bestimmter Zeit durch Bildung von Schutzschichten zum Stillstande. Die Geschwindigkeit des Angriffs wird oberhalb einer gewissen Schwingungsbeanspruchung, die im allgemeinen weit unter der ursprünglichen Schwingungsfestigkeit liegt, im wesentlichen bestimmt durch das natürliche Verhalten des Werkstoffes gegenüber der Korrosion, insbesondere die Fähigkeit, Schutzschichten zu bilden⁴⁾.

Zahlentafel 5.

Abnahme der Dauerfestigkeit durch Korrosionsermüdung in Leitungswasser.

Stahl	Streckgrenze kg/mm ²	Zugfestigkeit kg/mm ²	Dehnung %	Einschalzweite %	Dauerfestigkeit kg/mm ²		Abnahme der Dauerfestigkeit durch die Korrosion %
					vor der Korrosion	nach der Korrosion	
St Si	36	52	25	65	30	17	43
St Si, gekupfert	31	50	27	65	29	18	38
Union-Baustahl mit 1% Cu	37	55	22	66	33	25	24
Union-Baustahl mit 0,7% Cu	36	57	22	70	31	23	26

Die mittleren Ergebnisse derartiger Versuche an verschiedenen Baustählen zeigt Zahlentafel 5. Bei dem St Si ohne Kupfergehalt wird die Schwingungsfestigkeit im Korrosions-Ermüdungsversuch von 30 auf 17 kg/mm², also um 43%, bei dem gekupferten St Si⁵⁾ um 38%, bei Union-Baustahl dagegen nur um 25% herabgesetzt. Die Korrosions-Ermüdungsfestigkeit liegt für den Union-Baustahl etwa 6 bis 8 kg/mm² über der des St Si. Die Beobachtung des Rostungsvorganges zeigt, daß einmal die Rostbildung beim Union-Baustahl trotz höherer Schwingungsbeanspruchung wesentlich später einsetzt und daß außerdem der gebildete Rost in einer dichteren und gleichmäßigeren Schicht den Stab umhüllt als bei St Si.

Die Bewährung des Union-Baustahles bei Schweißversuchen ist für alle Schweißverfahren erwiesen. Bei Zugversuchen an geschweißten Proben — sei es mit oder ohne Zusatzmaterial — werden mindestens 85% der ursprünglichen Zugfestigkeit und Streckgrenze bei mittelmäßiger Verminderung der Dehnung erreicht.

Da gleichzeitig alle zur Beurteilung eines Baustahles üblichen technologischen Proben — wie Falt-, Stauch- und Scherversuche — anstandslos den Bedingungen genügen, so darf der Union-Baustahl als ein wesentlicher Fortschritt in der Entwicklung der Hochbaustähle bezeichnet werden. Die bei Verwendung von Union-Baustahl erzielbaren Gewichts- und Kostenersparnisse bewegen sich etwa auf der gleichen Höhe wie bei St Si. Die erhöhte Lebensdauer und eine Reihe weiterer technischer Vorzüge gegenüber dem St Si lassen sich naturgemäß nicht rechnerisch erfassen. Nach Bohny⁶⁾ ergeben sich unter Berücksichtigung der jetzigen Überpreise sowie der erhöhten Kosten bei der Werkstatt- und der Nietarbeit für St Si — also auch für Union-Baustahl — gegenüber St 37 und St 48 folgende von der Stützweite abhängigen endgültigen Kostenersparnisse:

Stützweite	Kostenersparnis gegenüber Ausführung in	
	St 37	St 48
—	%	%
50	15	10
100	18	12
150	21	15
200	25	18

⁴⁾ Dies Korrosions-Prüfverfahren wurde vom Forschungs-Institut der Vereinigte Stahlwerke A.-G. ausgearbeitet und zum Patent angemeldet.

⁵⁾ D. R. P. angemeldet.

⁶⁾ Bohny: 2. Intern. Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien, September 1928. Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 49, S. 722.

Bauholz.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Oberingenieur der Karl Kübler A.-G., Stuttgart.

Für die Beurteilung der bautechnischen Verwendbarkeit eines Holzes sind in erster Linie seine Festigkeitseigenschaften maßgebend. Sucht man sich über diese in Lehr- und Handbüchern zu unterrichten, so stößt man meist auf in weiten Grenzen schwankende Werte, und die präzise klingenden Angaben stellen sich bei genauerer Prüfung als besonders fragwürdig heraus. Es ist deshalb nicht verwunderlich,

daß viele Holzkonstrukteure sich um die Festigkeit des Baustoffes wenig kümmern, sondern sich auf die Einhaltung der baupolizeilich zugelassenen Beanspruchungen beschränken. Daß dieser Zustand wenig befriedigend ist, bedarf keiner weiteren Erörterung, führt er doch oft genug zu Selbsttäuschungen und in deren Folge zu unliebsamen Überraschungen.

Die in der Tat vorhandenen großen Festigkeitsunterschiede sind zum Teil auf die Verschiedenartigkeit der Wachstumsbedingungen und die nach der Fällung wirksamen Umstände, zum Teil auf mehr oder weniger offensichtliche Beschädigungen oder Fehler in der Behandlung und Bearbeitung zurückzuführen. Daß Hölzer mit Mängeln der letzteren Art von der Verwendung für hochbeanspruchte Konstruktionsteile auszuschließen sind, wird in behördlichen und privaten Lieferbedingungen meist ausdrücklich festgesetzt, sollte aber in gut geleiteten Betrieben unabhängig davon selbstverständlich sein. Mängel dieser augenfälligen Art werden in der Hauptsache verursacht durch Fäulnis, Blitzschlag, Frost, Benagen durch Tiere und Befall durch Insekten. Weiter können während des Fällens und der Abfuhr aus dem Walde Beschädigungen eingetreten sein. Wo solche Umstände eine Unterbrechung oder grobe Störung des Faserverlaufs oder sonst eine offensichtliche Minderung der Tragfähigkeit zur Folge haben, sind die betreffenden Stücke auszuschließen. Auch Hölzer mit ausgesprochenem Drehwuchs sollten für wichtige Bauglieder, insbesondere für Zugstäbe, oder an Stellen, wo ein Arbeiten des Holzes schädlich ist, nicht zugelassen werden. Das gleiche gilt für Hölzer, die schräg zur Faser geschnitten sind. Wo die Grenze des Zulässigen gezogen werden muß, wird unter Berücksichtigung des Verwendungszweckes zu entscheiden sein. Einen Faserverlauf, der eine Neigung von 1:10 oder mehr zur Stabachse aufweist, wird man keinesfalls zulassen dürfen. Ob und in welchem Umfange ausgeschossene Holzstücke sich für untergeordnete Zwecke noch verwenden lassen, wird von Fall zu Fall zu prüfen sein.

Neben den eben erwähnten Mängeln, die meist nur einen geringen Prozentsatz der Hölzer betreffen, wird noch einer Reihe von Umständen teils mit mehr, teils mit weniger Recht ein Einfluß auf die Festigkeit des Holzes zugeschrieben. Soweit diese Umstände in den Lieferbedingungen eine Rolle zu spielen pflegen, soll im folgenden des näheren auf sie eingegangen werden.

Wuchsgebiete. Untersuchungen, die einen Vergleich von Hölzern aus verschiedenen Wuchsgebieten ermöglichen, liegen bisher von Bauschinger, Hartig, Janka, Rudeloff und Schwappach⁵⁾ vor. Ausgeprägte Unterschiede in der Festigkeit lassen diese Versuche nicht erkennen, vielmehr zeigt sich allenthalben, daß jedes Waldgebiet, bedingt durch die Umstände des Einzelfalles, so unterschiedliches Holz hervorbringt, daß daneben der Einfluß des Wuchsgebietes zurücktritt.

Fällzeit. Im allgemeinen herrscht die Auffassung, daß im Winter gefälltes Holz solchem von Sommerfällungen vorzuziehen sei. Für unsere einheimischen Nadelhölzer liegen hierüber Versuche von Bauschinger und Rudeloff vor. Bei den Bauschingerschen Versuchen zeigt sich hinsichtlich der Zug- und Biegefestigkeit kein Unterschied, bei Druck- und Scherfestigkeit ergab die Winterfällung höhere Werte, doch war der Unterschied einige Jahre nach der Fällung ausgeglichen. Auch die Versuche Rudeloffs lassen keinen Unterschied zwischen Winter- und Sommerfällung deutlich werden. Über den Einfluß der Fällzeit auf die Haltbarkeit sind in der Deutschen Bauzeitung 1882, Heft 78, Versuche veröffentlicht, die ebenfalls einen Unterschied nicht feststellen konnten. Vorausgesetzt ist dabei, daß das im Sommer gefällte Nadelholz bis zur Verarbeitung eine sachgemäße Behandlung erfahren hat. Wo die Haltbarkeit durch die Art der Verwendung besonders bedroht erscheint, sollte Nadelholz aus Sommerfällung der Stärkegehalt — etwa durch Flößen — entzogen werden.

Splint und Kern. Einwandfreie Vergleiche sind wegen der Vielfalt der einwirkenden und nicht ausschaltbaren Nebenumstände kaum möglich. Die bis heute vorliegenden Versuche lassen nennenswerte Unterschiede der Festigkeit und des elastischen Verhaltens von Splint und Kernholz nicht wahrscheinlich erscheinen. Was die Haltbarkeit betrifft, so ist der Splint der Kiefer unter ungünstigen Bedingungen wesentlich vergänglicher als das Kernholz. Ähnliches gilt von der Eiche, wenn das Holz nicht einer besonderen Behandlung unterworfen wird. Bei Fichte und Tanne besteht dieser Unterschied nicht oder zum mindesten nicht mit solcher Deutlichkeit. Praktisch kommt bei diesen Hölzern der Unterscheidung von Splint und Kern kaum eine Bedeutung zu, da eine Verfärbung des Kerns nicht eintritt, und demgemäß die Grenze der Verkernung nicht wahrnehmbar ist. Daß der Splint infolge seines größeren Feuchtigkeitsgehalts nach dem Fällen stärker schwindet als der Kern, ist allgemein bekannt. Beobachtungen hierüber haben Rudeloff, Janka und Hartig angestellt. Der Mehrbetrag des Schwindens beim Splint macht zwischen 8 bis 25% aus, dabei schwindet im allgemeinen weitringiges Splintholz schwächer als engringiges.

Herz. Nach allen bisher bekannt gewordenen Versuchen mit Nadelhölzern besteht kein Zweifel darüber, daß die innersten Jahrringe, das Herz oder Mark, in der Regel geringere Festigkeiten aufweisen als das übrige Holz desselben Stammquerschnitts. Am stärksten macht sich der Unterschied bei Beanspruchung auf Zug geltend, doch beträgt die Abminderung auch auf Druck im Durchschnitt etwa noch $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ Jahr-

⁵⁾ Bezüglich genauer Literaturangaben wird auf Seitz, Grundlagen des Ingenieurholzbau, Berlin 1925, Julius Springer, verwiesen.

ringaufbau. Im Gegensatz zu der landläufigen Ansicht, daß engringiges oder feinjähiges Holz fester, zäher und haltbarer sei als weitringiges, haben alle Versuche gezeigt, daß die Jahrringbreite auf diese Eigenschaften keine Wirkung hat. Engringiges Holz kann höchstens bezüglich mancher Arten der Bearbeitung von Vorteil sein. Wichtig ist dagegen der Anteil, den das weniger poröse, meist wesentlich dunklere Spätholz an der Breite der Jahrringe hat. Dieser Vorteil wechselt sehr. Janka hat z. B. an Fichtenstammholz zwischen 4 und 33% an Ästen bis 73% der Querschnittsfläche an Spätholz gemessen. Mit dem Spätholzgehalt steigt sowohl das Raumgewicht wie die Festigkeit, das Elastizitätsmaß und der Widerstand gegen Abnutzung. Auch die Haltbarkeit dürfte durch einen hohen Spätholzgehalt günstig beeinflusst werden, worauf die überall zu beobachtende größere Haltbarkeit der Äste, die durchschnittlich wesentlich mehr Spätholz enthalten, schließen läßt.

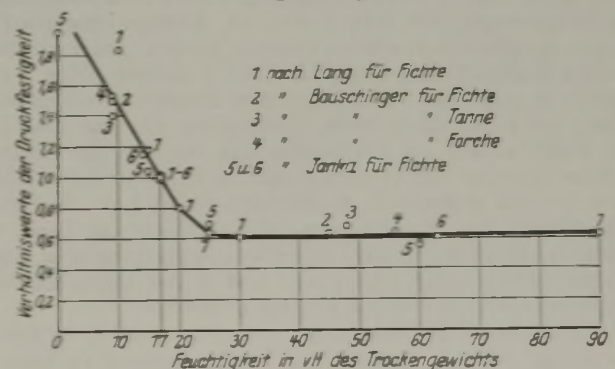
Blaufäule. Der Splint der Kiefer wird bei längerem Einwirken feuchter Luft fast regelmäßig von der Blaufäule befallen. Andere Nadelhölzer sind dieser Erkrankung weniger ausgesetzt. Es ist erwiesen, daß diese Pilze nur den Zellinhalt verzehren, die Wände dagegen nicht angreifen. Die Prüfung von blauem Kiefern Splint hat daher nirgends eine Beeinträchtigung der Festigkeit ergeben. Ähnlich scheinen die Verhältnisse bei leichter Rotstreifigkeit zu liegen. Bei Verwendung derartigen Holzes im Trockenen sind Nachteile nicht zu befürchten. Unter dem Wechsel von Feuchtigkeit und Trockenheit wird ungeschützter Kiefern Splint ohnehin nicht lange halten, um so weniger, wenn er schon anfänglich angeblaut war.

Astwuchs. Die häufigste Ursache für eine Abminderung der Festigkeit unter das sonst zu erwartende Maß ist in den Ästen zu suchen. Am stärksten wird dabei die Zugfestigkeit in Mitleidenschaft gezogen, weshalb bei Zuggliedern starke Anhäufungen von Ästen an hochbeanspruchten Stellen unbedingt ausgeschlossen werden sollten. Bei Druck parallel zur Faser bringen Äste eine Festigkeitsminderung von 5 bis etwa 20% mit sich. Schlanke Druckstäbe, bei denen die Tragfähigkeit durch die Knickung bedingt ist, werden durch Äste normaler Abmessungen kaum beeinträchtigt. Bei Balken, die auf Biegung beansprucht sind, wirken Äste nur dann schädlich, wenn sie in der Nähe des größten Momentes und der höchstbeanspruchten Fasern auftreten. Scher- und Druckfestigkeit senkrecht zur Faser werden durch Äste nicht herabgesetzt, im Gegenteil meist nicht unerheblich erhöht, doch läßt sich dieser Umstand in der Regel nicht praktisch ausnutzen.

Schwindrisse. Der Einfluß von Schwindrissen dürfte in erster Linie von ihrem Verlauf und der Art der Kraftwirkung abhängig sein. Versuche scheinen hierüber noch nicht angestellt worden zu sein, werden auch nicht viel praktischen Erfolg haben. Die Erfahrung zeigt, daß Schwindrisse in der Regel gefährlicher aussehen, als sie sind. Bei auf Druck oder Biegung beanspruchten Baugliedern wird ihnen meist nicht viel Bedeutung zukommen, dagegen kann ihr Auftreten entlang von Scherflächen oder bei schrägem Verlauf in Zugstäben zu Schaden führen.

Alter des Holzes. Die Auffassung, daß die Festigkeit und Elastizität des Holzes im Laufe der Zeit nachlasse, wird widerlegt durch die bisher vorliegenden Versuche von Graf²⁾ mit 400jährigem Tannen- und Eichenholz, die inzwischen durch andere Beobachtungen bestätigt worden sind.

Wiederholte Belastung und Belastungsdauer. Der Einfluß oftmals wiederholter Belastung auf die Druckfestigkeit und Elastizität wurde erstmals durch Graf in der „Bautechnik“ 1928, Heft 30, beleuchtet. Bei 10 000-maliger Be- und Entlastung auf jeder Laststufe ergab sich bei Tannen- und Eichenholz eine Abminderung der Festigkeit um etwa 15 bis 20%. Das Elastizitätsmaß wurde hierbei bis erheblich über die zulässige Last nur unwesentlich verändert. Welchen Einfluß die Dauer der Lastwirkung auf die Festigkeit der Bauhölzer ausübt, ist bisher nicht bekannt, doch sind auch hierüber Untersuchungen in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart eingeleitet.



Abhängigkeit der Druckfestigkeit von Nadelholz vom Feuchtigkeitsgehalt.

²⁾ Deutsches Bauwesen 1928, S. 61.

Feuchtigkeitsgehalt. Die Festigkeit des Holzes nimmt mit fortschreitender Austrocknung zu. Während für die Zug-, Biege- und Scherfestigkeit hierüber nur vereinzelte Messungen vorliegen, ist der Zusammenhang zwischen Feuchtigkeitsgehalt und Druckfestigkeit durch Untersuchungen von Bauschinger, Janka, Rudeloff und Lang erschöpfend festgestellt. Vorstehende Abbildung veranschaulicht diese Beziehung. Vollkommen grünes Holz mit einem Feuchtigkeitsgehalt von rd. 40% des Trockengewichtes weist die Mindestfestigkeit auf, die auch durch dauernde Wasserlagerung bis zur Sättigung nicht mehr verringert wird. Innerhalb derjenigen Feuchtigkeitsspanne, die praktisch von der größten Bedeutung ist, nämlich zwischen 30 und 10% Wassergehalt, tritt eine Festigkeitszunahme auf annähernd den 2 1/2-fachen Betrag ein.

Raumgewicht. Bei gleichem Feuchtigkeitsgrade ist in der Regel das schwerere Holz das festere. Dichter Wuchs, insbesondere hoher Spätholzanteil, wirken sich in hohem Raumgewicht aus. Andererseits ist beachtenswert, daß das Holz der Äste und ihrer Umgebung bei Nadelhölzern wesentlich schwerer ist als das übrige Holz, und daß deshalb hohes Raumgewicht auch auf starken Astwuchs zurückzuführen sein kann.

Bei der unterschiedlichen Festigkeit der Hölzer und der Vielheit der wirksamen Einflüsse wäre es von großem Werte, jedes Stück auf Grund einer Besichtigung oder einer in der Praxis leicht durchführbaren Probe zuverlässig beurteilen zu können. Von den eben besprochenen Faktoren eignet sich zu diesem Zweck keiner richtig. Der Anteil des Spätholzes wechselt häufig von Jahring zu Jahring und ist nur bei gehobeltem Holz einigermaßen zutreffend festzustellen. Die Bedeutung der Äste ändert sich mit ihrem Durchmesser, ihrer Lage und der Beschaffenheit ihrer Umgebung, sie ist deshalb kaum zu schematisieren. Die Beobachtung des Raumgewichtes gestattet nur dann ein Urteil, wenn gleichzeitig der Feuchtigkeitsgrad bekannt ist, dessen Ermittlung für die Praxis zu umständlich ist. Auch die unmittelbare Messung der Festigkeit setzt die Kenntnis des Feuchtigkeitsgrades voraus oder muß, wie von Graf eingeführt, an wassergesättigten Proben durchgeführt werden. In beiden Fällen übersteigt die Umständlichkeit des Verfahrens die im Baubetrieb tragbare Grenze, zumal mit der Vornahme von Stichproben nicht gedient ist, sondern jedes Stück untersucht werden muß, wenn wirklich zuverlässig alle geringwertigen Stücke ausgeschlossen werden sollen.

Da sich praktisch somit die Holzauslese darauf beschränken wird, Stücke mit offensichtlichen Mängeln auszuseiden, hat es keinen Sinn, wenn der Konstrukteur von Durchschnitswerten der Festigkeit seines Baustoffes ausgeht, er muß sich vielmehr stets die unteren Grenzwerte vergegenwärtigen, die nach Ausschluß der mit groben Fehlern behafteten Stücke eintreten können. Auf Grund der bisher veröffentlichten Versuche, die in der überwiegenden Mehrzahl an kleinen Probestücken durchgeführt wurden, sind in Tafel 1 für die wichtigsten einheimischen Bauhölzer die ungefähren Mittelwerte und die unteren Grenzwerte der verschiedenen Festigkeiten zusammengestellt. Als Vergleichsbasis wurde ein Feuchtigkeitsgrad von etwa 17% des Trockengewichtes gewählt. Bei Bauten, in denen das Holzwerk dauernd vor Feuchtigkeit geschützt ist, wird man unmittelbar von diesen Zahlen ausgehen dürfen, auch wenn frisches Holz verwendet wird. Die Austrocknung bis auf diesen Grad schreitet verhältnismäßig rasch fort, und in den meisten Fällen wird vom Aufstellen des Holzwerkes bis zum Wirksamwerden der rechnermäßigen Höchstlast geraume Zeit verstreichen. Wie die Verhältnisse bei Bauten liegen, deren Holzwerk nicht oder nicht dauernd vor Feuchtigkeit geschützt, oder Dämpfen, Schwitzwasser und dergl. ausgesetzt ist, scheint zurzeit noch wenig geklärt, in der Literatur finden sich hierüber so gut wie keine Angaben. Der Verfasser hat hierüber eine Reihe von Beobachtungen gesammelt, worüber später berichtet werden wird.

Unter den verschiedenen baupolizeilichen Vorschriften, die zurzeit in Deutschland für die Berechnung von Holzbauwerken gültig sind, verdienen die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ (BH) der Deutschen Reichsbahn besondere Beachtung, da bei ihrer Aufstellung die neueren Versuchsergebnisse ebenso wie die umfangreichen praktischen Erfahrungen der Reichsbahn nutzbar gemacht wurden. Die nach den BH zugelassenen Beanspruchungen sind in Tafel 2 wiedergegeben. Zweckmäßig erscheint gegenüber manchen anderen Vorschriften die einheitliche Behandlung der Nadelhölzer, deren Berechtigung sich aus Tafel 1 ohne weiteres ergibt, sodann die Fortlassung des Begriffes der Abscherung senkrecht zur Faser, der nur in der Literatur, nicht aber in der Wirklichkeit zu finden ist und deshalb nur zu Irrtümern Anlaß gibt. Weiter ist zu begrüßen, daß für die Druckbeanspruchung senkrecht zur Faser, die in den preußischen Bestimmungen mit Stillschweigen übergangen ist, Angaben aufgenommen worden sind. Andererseits sind in den folgenden Punkten noch Verbesserungen der jetzigen Fassung anzustreben.

1. Der Unterschied der Spannungen unter a), b) und c) für Eiche und Buche einerseits und für Nadelholz andererseits erscheint zu hoch. Insbesondere bei Eichenholz bewegen sich die unteren Grenzwerte der Zug-, Biege- und Druckfestigkeit nicht nennenswert über den entsprechenden Zahlen für Nadelholz. Es wird sich daher empfehlen, die Spanne von bisher 20 auf 10 kg/cm² zu verringern.

Tafel 1.

		Eiche	Buche	Fichte, Tanne	Kiefer
Zugfestigkeit	im Mittel	700	800	600	650
	Mindestwert	300	400	280	280
Druckfestigkeit	zur Faser im Mittel	350	400	320	360
	Mindestwert	200	300	200	220
Biegefestigkeit	im Mittel	600	800	520	550
	Mindestwert	250	?	320	300
Scherfestigkeit	im Mittel	80	120	65	70
	Mindestwert	?	?	35	35

Tafel 2.

Zulässige Spannungen σ_{zul} in kg/cm ²			
Art der Beanspruchung	Holzart		Bemerkungen
	Eiche und Buche	Nadel- holz	
a) Druck in der Faserrichtung	100	80	
b) Biegung	110	90	
c) Zug in der Faserrichtung	120	100	Nur für scharfkantig geschnittenes Holz mit nur kleinen festverwachsenen Ästen.
d) Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf ganzer Breite (Schwellendruck)	35	15	Überstand der Schwelle über die Druckfläche in der Faserrichtung mindestens gleich dem 1 1/2-fachen der Schwellenhöhe.
e) Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf einem Bruchteil der Breite (Stempeldruck)	50	25	Überstand der Schwelle beiderseits des Stempels in der Brettenrichtung mindestens 2 cm, in der Längsrichtung mindestens gleich dem 1 1/2-fachen der Schwellenhöhe.
f) Abscherung in der Faserrichtung	20	12	

2. Die für Zug und Biegung angesetzten Beanspruchungen stehen nicht im richtigen Verhältnis zueinander. Nach den Erfahrungen, die der Verfasser sowohl bei der Durchführung von Versuchen mit größeren Körpern wie durch langjährige Beobachtung von Holzbauten verschiedener Systeme gesammelt hat, können die in Tafel 1 aufgeführten unteren Grenzwerte der Zugfestigkeit bei größeren Körpern und bei etwas feuchterem Material auch ohne Vorhandensein grober Mängel namhaft unterschritten werden. In vereinzelten Fällen sind unter solchen Umständen Brüche schon bei 140 bis 160 kg/cm² eingetreten. Demgegenüber ist dem Verfasser nicht ein einziger Fall bekannt geworden, wo ein auf Biegung beanspruchtes Bauglied trotz häufig beobachteter Überbelastungen zu Enttäuschungen Anlaß gegeben hätte. Es mag dies darauf zurückzuführen sein, daß sich in Wirklichkeit die Spannungen günstiger über den Querschnitt verteilen, als es die Theorie voraussetzt. Eine Erhöhung der zulässigen Biegebeanspruchung und Ermäßigung der Zugbeanspruchung, entsprechend etwa einer Vertauschung der beiden Werte scheint deshalb angemessen.

3. Der Unterschied der für Schwellen- und Stempeldruck zugelassenen Werte ist viel zu groß. Der geringe Widerstand, den der Stempel an den längs vorbeilaufenden Fasern der Schwelle nach den Versuchen von Graf findet, rechtfertigt kaum den Ansatz verschiedener Werte für beide Beanspruchungsarten. Demnach ist in Tafel 2 eine Zusammenfassung der Beanspruchungen unter d) und e) möglich, wobei für Eiche und Buche etwa 40, für Nadelholz 20 kg/cm² zugelassen werden können. Da Druckbeanspruchungen senkrecht zur Faser schon unter verhältnismäßig geringen Lasten Zusammenpressungen zur Folge haben, die letzteren aber je nach Umständen manchmal bedeutungslos, manchmal recht nachteilig sein können, hat der Verfasser vorgeschlagen, eine Abstufung der zulässigen Druckspannung senkrecht zur Faser nach dem Maß der ohne Nachteile in Kauf zu nehmenden Zusammenpressung vorzunehmen. Die höheren Spannungen könnten beispielsweise an den Auflagern von Gebälken, bei Brückenfahrbahnen und dergl. zugelassen werden, während die untere Grenze bei hochwertigen Fachwerkträgern einzuhalten wäre, wo Einpressungen von einzelnen Stäben erhebliche Formänderungen des ganzen Trägers zur Folge haben können.

Unter Berücksichtigung dieser Erwägungen ergibt sich der in Tafel 3 zusammengestellte Abänderungsvorschlag für die zulässigen Spannungen. Als weitere Punkte, in denen noch eine Abänderung der jetzigen Fassung der BH nötig werden wird, seien die Druckspannungen, vor allem Leibungsdrücke der Verbindungsmittel schräg zur Faser und die Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Knickung in Richtung der Stoffachse erwähnt. Über diese beiden Fragen sind die Untersuchungen noch nicht ab-

geschlossen. Soweit sich die Dinge bis jetzt übersehen lassen, wird in der ersten Beziehung eine Erhöhung der zulässigen Spannungen möglich, bei der Ausbildung der gegliederten Druckstäbe dagegen eine Verschärfung der bisherigen Anforderungen nötig sein.

Tafel 3.

Vorschlag für zulässige Spannungen in kg/cm ²		
Art der Beanspruchung	Eiche u. Buche	Fichte, Tanne, Kiefer
a) Druck in Faserrichtung	90	80
b) Zug in Faserrichtung	100	90
c) Biegung	110	110
d) Abscherung in Faserrichtung	20	12
e) Druck senkrecht zur Faser als Schwellen- oder Stempeldruck (Überstand der Schwelle in der Faserrichtung mindestens gleich der 1 1/2 fachen Schwellenhöhe)	30 ÷ 50 ¹⁾	15 ÷ 25 ¹⁾

¹⁾ Die oberen Grenzwerte gelten nur in solchen Fällen, bei denen kleine Zusammen-drückungen zulässig sind.

Der Haltbarkeit des Holzes kommt im Bauwesen größte Bedeutung zu. Günstige Verhältnisse vorausgesetzt, ist diese praktisch unbegrenzt;

unter sehr ungünstigen Bedingungen, also im häufigen Wechsel von naß und trocken, besonders unter gleichzeitiger Einwirkung von Humusboden wird ungeschütztes Holz in wenigen Jahren zerstört. Die in neuerer Zeit entwickelten Drucktränkverfahren haben für solche Fälle eine bedeutende Verlängerung der Haltbarkeit erzielt, sie finden aber außerhalb weniger Sondergebiete wie Schwellen- und Mastenherstellung im Bauwesen keine Verwendung. Neben der Kostspieligkeit ist sicher die geringe Anzahl der Tränkungsanstalten der Hauptgrund, der eine weitere Verbreitung dieser Verfahren im Bauwesen bisher verhindert hat. Für die vielen baulichen Zwecke, die hinsichtlich der Gefährdung des Holzes eine Zwischenstellung einnehmen, wäre es von größter Wichtigkeit, wenn die Schutzverfahren durch Anstrich und drucklose Tränkung weiter vervollkommen werden könnten. Das gleiche gilt für den Schutz des Holzes gegen einen anderen Feind, das Feuer. Auf beiden Gebieten würde der Fortschritt der Schutztechnik außerordentlich gefördert werden, wenn es gelänge, geeignete Prüfverfahren zu entwickeln, die einen Vergleich der verschiedenen Behandlungsarten auf einheitlichen, den Anforderungen der Praxis möglichst entsprechenden Grundlagen gestatten. Gelingt es, Klarheit über das in jedem Einzelfall bestgeeignete Schutzmittel und den Grad seiner Wirksamkeit zu schaffen, so wird nicht nur der Holzbau sondern das ganze Bauwesen und darüber hinaus die ganze Volkswirtschaft aus diesem Fortschritt Nutzen ziehen können.

Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft.

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

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat mit Verfügung 82 D 13 994 vom 3. 11. 26 die Reichsbahndirektion Stuttgart beauftragt, mit den in Deutschland meist verwendeten Bauhölzern weitere Festigkeitsversuche anzustellen, um die Ergebnisse für die endgültige Fassung der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ auszuwerten.

Die Versuche sind in den Jahren 1927 und 1928 an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. O. Graf durchgeführt worden. In der Zusammenstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse wurde der Verfasser durch Reichsbahnrat Säntferer unterstützt.

Allgemeine Vorbemerkungen.

Für die Versuche wurden Kiefern- und Fichtenstämme aus Thüringen (Forstamt Paulinzella), Ostpreußen (Forstamt Peilswalde) und Württemberg (Fichten vom Forstamt Adelberg und Kiefern vom Forstamt Calmbach) beschafft.

Die Boden- und Wachstumsverhältnisse der Versuchsstämme aus den einzelnen Landesteilen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1a. Holzart und Herkunft der Stämme.

Stamm Nr.	Holzart	Herkunft	Mittlerer Stammdurchmesser				Stammquerschnitt vergl. Abb.
			1m Schnitt	cm	1m Schnitt	cm	
1	Kiefer	Station Paulinzella (Thüringen)	3	34	7	26	7 und 8
2	Fichte		3	55	8	38	9 " 10
3	Fichte		1	36	8	24	11 " 12
4	Kiefer		3	48	8	30	13 " 14
5	Kiefer		3	51	8	35	15 " 16
6	Fichte		3	46	10	34	17 " 18
7	Kiefer	Station Kossewen (Ostpreußen)	3	38	10	28	19 " 20
8	Fichte		3	40	10	23	21 " 22
9	Kiefer		3	55	10	39	23 " 24
10	Kiefer		3	48	10	36	25 " 26
11	Fichte		3	53	10	33	27 " 28
12	Fichte		3	48	10	35	29 " 30
13	Fichte	Forstamt Adelberg (Württemberg. Schwarzwald)	3	39	10	28	31 " 32
14	Fichte		3	40	10	31	33 " 34
15	Fichte		3	41	10	32	35 " 36
16	Kiefer	Forstamt Calmbach (Württemberg. Schwarzwald)	3	40	10	31	37 " 38
17	Kiefer		3	50	10	35	39 " 40
18	Kiefer		3	34	10	25	41 " 42

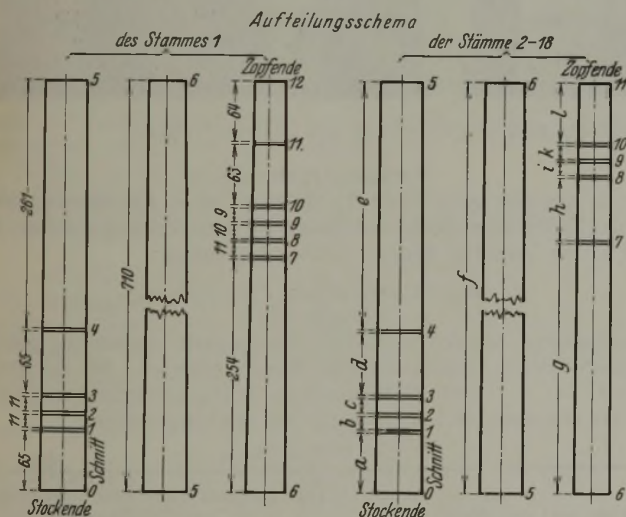


Abb. 1. Maße in cm.

Tabelle 1.

Herkunft des Stammes	Holzart	Standort	Höhenlage m. ü. NN	Waldbestand	Bodenart	Alter in Jahren	Fällzeit	Art der Gewinnung	Bemerkungen
Thüringen	Kiefer und Fichte	Nordhang	400	natürl. gem. Kiefern- und Fichtenbestand	mittl. Buntsandstein	120—140	Dezember 1926	Randhieb	
Ostpreußen	Kiefer und Fichte	welliges Gelände	160	natürl. gem. Kiefern- und Fichtenbestand	sandiger Lehmboden	130	Januar 1927	Kahlschlag	Die Kiefern zeigen geilen Wuchs und grobes schwarzästiges Holz. Die Fichten sind sehr gesucht und gelten als sehr gut
Württemberg	Kiefer	Westhang	450	geschlossener Kiefernbestand	mittl. Buntsandstein	130—150	Winter 1926/1927	Durchforstung	
	Fichte	Ebene	470	nat. gem. Fichten- und Tannenbestand	Kies und Lehm mit Sandüberlagerung	120	Dezember 1926	Durchforstung	Die Kiefern gelten als sehr gut

Die Stammdurchmesser sind aus Tabelle 1a zu ersehen. In Abb. 1 ist die Aufteilung der Stämme wiedergegeben.

Die Stämme wurden von der Firma K. Kübler A.-G., Göppingen, entsprechend den Angaben der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart (Abb. 1) aufgeteilt. Nach dem Aussehen der Stämme und nach den Beobachtungen beim Sägen und Zurichten der Versuchskörper waren die Hölzer vom Schwarzwald besser als die aus Ostpreußen, und diese wieder besser als die aus Thüringen. Die Versuche haben die Richtigkeit dieser Eindrücke bestätigt.

Versuchsprogramm.

Da in der Baupraxis neben abgelagertem, trockenem und luftfeuchtem Holz auch frisches oder durchnäßtes Holz vorkommt, das ganz erheblich niedrigere Festigkeiten besitzt, muß bei der Beurteilung der Festigkeitsverhältnisse der Wassergehalt berücksichtigt werden. Um für die Abnahme der Festigkeit mit zunehmendem Wassergehalt der Hölzer zuverlässige

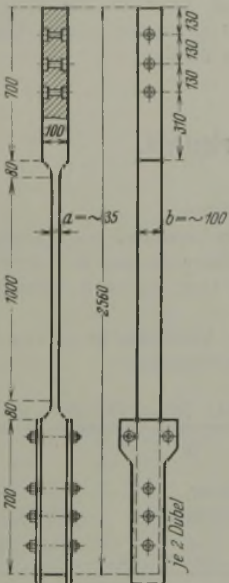


Abb. 2. Form der Zugkörper und Art der Einspannung.



Abb. 4. Bemerkenswerte Bruchbilder nach Zugversuchen mit „nassem“ Holz.

Werte zu erhalten, dabei aber die Versuche nicht allzu umfangreich und weitläufig zu gestalten, wurde wassersattes Holz (Wassergehalt 35 bis 100%) einerseits und luftgetrockenes Holz andererseits (Wassergehalt 10 bis 15%) geprüft. Die praktisch zwischen diesen Grenzfällen liegenden Werte können unter Auswertung früherer Versuche von Bauschinger, Lang, Janka und unter Benützung der Ergebnisse der von Prof. Dr.-Ing. chr. Roß durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen des Schweizer Ing.- und Architekten-Vereins durch die Spannungsabfallkurve erhalten werden.

Über das Verhalten von Holzkörpern in den Abmessungen, wie sie auf den Baustellen vorkommen, fehlte es bisher an zuverlässigen Unterlagen. Es wurden daher an Stelle von Modellkörpern große Körper untersucht und Festigkeitswerte erhalten, die auf praktische Verhältnisse zuverlässig übertragen werden können.

Über die Knickfestigkeit von Balken großer Abmessungen und vor allem von gegliederten Stäben liegen ebenfalls nur wenige Versuchsergebnisse vor. Es wurden daher auch die Knickfestigkeiten solcher Stäbe geprüft.

Hiernach war für die verschiedenen Holzarten zu bestimmen:

- I. Zugfestigkeit von großen Stäben in der Faserrichtung, und zwar
 - a) für nasses Holz,
 - b) für luftgetrockenes Holz.
- II. Druckfestigkeit von kleinen Würfeln und großen Prismen in der Faserrichtung
 - a) für nasses Holz,
 - b) für luftgetrockenes Holz.
- III. Biegeelastizität an großen Körpern
 - a) für nasses Holz,
 - b) für luftgetrockenes Holz.
- IV. Biegezugfestigkeit an großen Körpern
 - a) für nasses Holz,
 - b) für luftgetrockenes Holz.
- V. Knickfestigkeit von Balken verschiedener Schlankheitsgrade, und zwar von Einzelstäben (Vollhölzer, Halb- und Viertelhölzer) sowie von zusammengesetzten Stäben (zwei- und vierteilig).

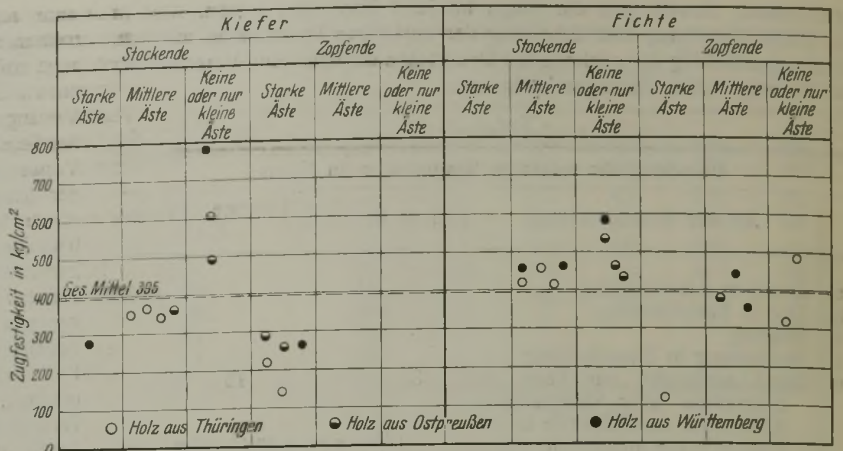


Abb. 3. Zugfestigkeit von Hölzern nach 60tägiger Wasserlagerung.

Versuchsergebnisse.

Die in der Zeit vom 23. 12. 27 bis 15. 6. 28 in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. Graf durchgeführten Versuche hatten folgende Ergebnisse:

I. Zugfestigkeit in der Faserrichtung.

a) Nasses Holz.

Die Zugkörper wurden nach Abb. 2 hergestellt und allseitig gehobelt. Sie wurden dann rd. 2 Monate unter Wasser gelagert. Bei der Prüfung ergab sich der in Tabelle 2 angegebene durchschnittliche Feuchtigkeitsgehalt der einzelnen Holzarten in % des Trockengewichts.

Tabelle 2.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	57	50
Ostpreußen	62,5	59
Württemberg	68	68
	Gesamtmittel 61	

Insgesamt wurden 15 Fichten und 13 Kiefernholzer mit Zerreißquerschnitten von i. M. 33 cm² untersucht. Die Belastung wurde langsam und stufenweise gesteigert. Die Ergebnisse der Zugversuche sind aus Abb. 3 und Tabelle 3 ersichtlich.

Tabelle 3.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Zugfestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	267	368
Ostpreußen	401	454
Württemberg	440	461
	Gesamtmittel 395	

Abb. 5 zeigt einige kennzeichnende Bruchbilder der Versuchsstäbe.

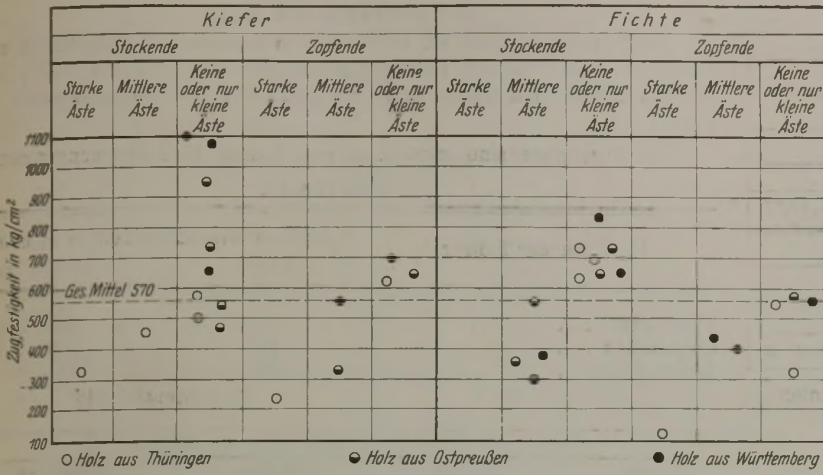


Abb. 5. Zugfestigkeiten von Hölzern nach 9 Monaten Luftlagerung.

b) Lufttrockenes Holz.

Die Zugkörper wurden nach Abb. 2 hergestellt und allseitig gehobelt. Die Hölzer lagerten bis zur Prüfung in trockenen, geheizten Räumen und hatten Feuchtigkeitsgehalte von 10 bis 12% des Trockengewichts. Die Untersuchung erstreckte sich auf 18 Fichten- und 17 Kieferhölzer mit Zerreißquerschnitten von i. M. 32 cm². Die Belastung wurde langsam und stufenweise gesteigert. Die Ergebnisse sind aus Abb. 5 und Tabelle 4 zu ersehen.

Tabelle 4.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Zugfestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	452	506
Ostpreußen	613	525
Württemberg	817	539
	Gesamtmittel 570	

In Abb. 5a sind die Gesamtmittelwerte für die Wassergehalte von 10 und 60% des Trockengewichts eingetragen. Die Zwischenwerte für 20 und 40% und der Grenzwert für 100% sind aus den Versuchen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins entnommen. (Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an der E. M. P. A. mit Bauhölzern in den Jahren 1924/25 als Grundlage für die Normen des S. J. A. von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Roß.)

Die Mittelwerte liegen auf einer parabolisch verlaufenden Kurve, die die Abnahme der Zugfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt wiedergibt.

Auswertung der Ergebnisse der Zugversuche.

Der Einfluß der Ästigkeit und der Wuchsfelder, die eine Störung des gleichmäßigen Faserverlaufs verursachen, tritt deutlich hervor. So betrug z. B. bei dem nassen Stab 2677 die Bruchbeanspruchung 119 kg/cm², während ein astfreier Stab aus derselben Lage des gleichen Stammes eine Festigkeit von 314 kg/cm² ergab.

Recht erheblich ist der Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes. Die nassen Hölzer mit einem Feuchtigkeitsgehalt von durchschnittlich 61% (nach zweimonatiger Wasserlagerung) ergaben Bruchfestigkeiten, die um durchschnittlich 31% niedriger waren als die der lufttrockenen Hölzer mit 10 bis 12% Feuchtigkeitsgehalt.

Von beachtlichem Einfluß auf die Zugfestigkeit ist ferner die Beschaffenheit und die Entfernung der Jahresringe. Die Güte des Holzes hängt nicht so sehr von der Entfernung der Jahresringe ab, als von dem Anteil des Spätholzes in den einzelnen Jahresringen. Dasjenige Holz ist das beste, das neben Engringigkeit noch den größten Anteil an Spätholz hat.

Hiermit im Zusammenhang stehen die Festigkeitsunterschiede der Holzkörper, die aus dem Stock- oder Zopfende eines Stammes entnommen werden. Der jährliche Holzzuwachs ist um so größer, je länger die Wachstumsperiode dauert; die Entfernung der Jahresringe nimmt nach dem Zopfende hin zu. Die Zugfestigkeit des Holzes vom Zopfende eines Stammes ergab nur rd. 70% der Festigkeit am Stockende.

Da die Beschaffenheit der einzelnen Jahresringe durch die äußeren Wachstumsverhältnisse des Baumes (Bodenbeschaffenheit, Feuchtigkeit usw.) bedingt ist, so müssen sich auch Güteunterschiede des Holzes nach der Herkunft ergeben. Das sehr engringige Holz aus dem württembergischen Schwarzwald mit seinem großen Anteil von Spätholz ergab wesentlich höhere Festigkeiten als die übrigen Hölzer, während zwischen den Hölzern aus Ostpreußen und denen aus Thüringen ein wesentlicher Unterschied nicht festzustellen war.

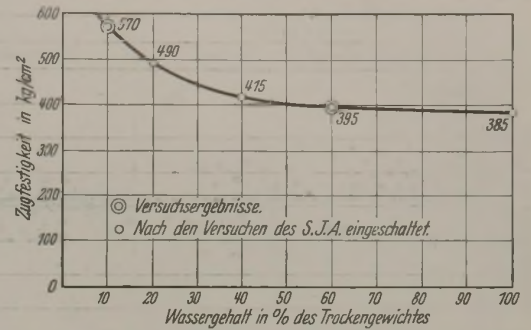


Abb. 5a. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Zugfestigkeit. Mittelwerte.

Die württembergische Kiefer lieferte wesentlich bessere Ergebnisse als die württembergische Fichte, während zwischen den Kiefern und Fichten der anderen Landesteile keine nennenswerten Unterschiede nachzuweisen waren.

II. Druckfestigkeit in der Faserrichtung.

1. Kleine Würfel mit einer Kantenlänge von rd. 7 cm.

Sämtliche Flächen wurden gehobelt, die Stirnflächen genau eben und parallel bearbeitet. 230 Versuchskörper wurden aus den Stock- und Zopfenden der Stämme herausgearbeitet und zwischen ebenen eisernen Druckplatten geprüft.

a) Nasses Holz.

Die Würfel lagerten 56 Tage unter Wasser und hatten bei der Prüfung die in Tabelle 5 aufgeführten durchschnittlichen Feuchtigkeitsgehalte in % des Trockengewichts.

Tabelle 5.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	98	101
Ostpreußen	113	109
Württemberg	82	110
	Gesamtmittel 102	

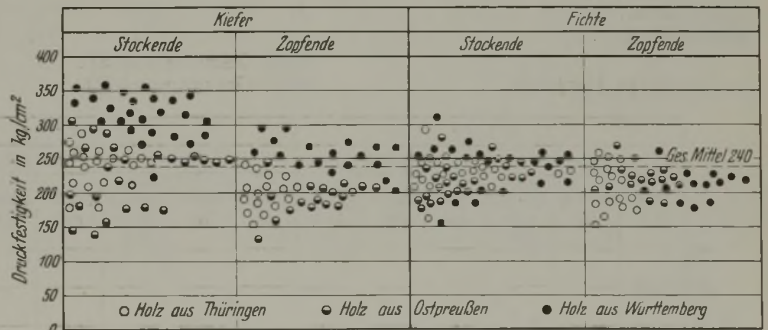


Abb. 7.

Druckfestigkeiten von Würfeln mit rd. 7 cm Kantenlänge nach 56-tägiger Wasserlagerung.

Die Ergebnisse sind aus Abb. 7 und Tabelle 6 ersichtlich.

Tabelle 6.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	219	221
Ostpreußen	218	223
Württemberg	287	226
	Gesamtmittel 240	

b) Lufttrockenes Holz.

Die Würfel lagerten bis zur Prüfung (8 Monate) in trockenen Räumen und hatten Feuchtigkeitsgehalte von 9 bis 11% des Trockengewichts. Die Ergebnisse sind in Abb. 8 und Tabelle 7 zusammengestellt.

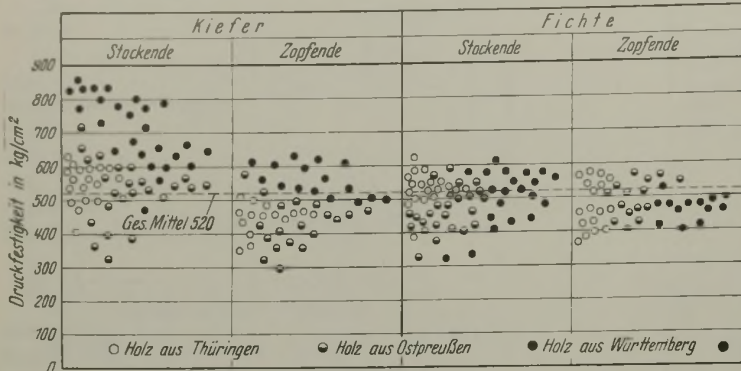


Abb. 8. Druckfestigkeiten von Würfeln mit rd. 7 cm Kantenlänge nach 8monatiger Luftlagerung.

Tabelle 7.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	501	508
Ostpreußen	495	477
Württemberg	653	484
	Gesamtmittel 520	

2. Große Prismen mit Höhen von rd. 60 cm und Querschnitten von 262 cm² bis 1475 cm².

Die Druckflächen der Prismen wurden genau eben und parallel bearbeitet. Die Zahl der Versuche betrug 36, die Hälfte vom Stockende, die andere Hälfte vom Zopfende der 18 Stämme. Die Prismen wurden zwischen ebenen eisernen Platten belastet.

a) Nasses Holz.

Die Prismen lagerten durchschnittlich 175 Tage unter Wasser und hatten bei der Prüfung die in Tabelle 8 aufgeführten durchschnittlichen Feuchtigkeitsgehalte in % des Trockengewichts.

Tabelle 8.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes			
	Kiefer		Fichte	
	Kern	Rand	Kern	Rand
Thüringen	54 ¹⁾	81	31	93
Ostpreußen	30	81	34	94
Württemberg	—	—	34	94
	Kern-Gesamtmittel 37		Rand-Gesamtmittel 89	

¹⁾ Starke Herzrisse.

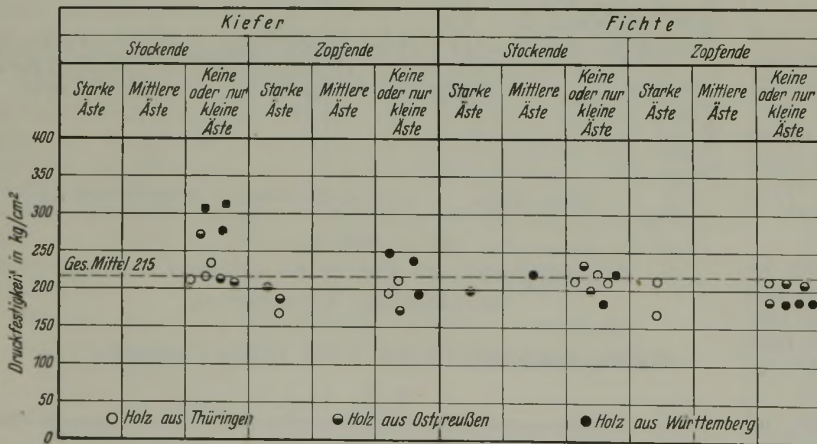


Abb. 9. Druckversuche mit großen Prismen nach 175tägiger Wasserlagerung.

Die Ergebnisse sind aus Abb. 9 und Tabelle 9 ersichtlich.

Tabelle 9.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	207	207
Ostpreußen	206	206
Württemberg	262	197 ¹⁾
	Gesamtmittel 215	

¹⁾ Starke Äste.

b) Lufttrockenes Holz.

Die Prismen lagerten rd. 10 Monate in trockenen Arbeitsräumen und hatten bei der Prüfung Feuchtigkeitsgehalte von 12,3 bis 14,4% des Trockengewichts am Rande und 15,6 bis 26,9% des Trockengewichts im Kern.

Die Ergebnisse sind in Abb. 10 und Tabelle 10 zusammengestellt.

Tabelle 10.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	340	355
Ostpreußen	317	339
Württemberg	382	344
	Gesamtmittel 345	

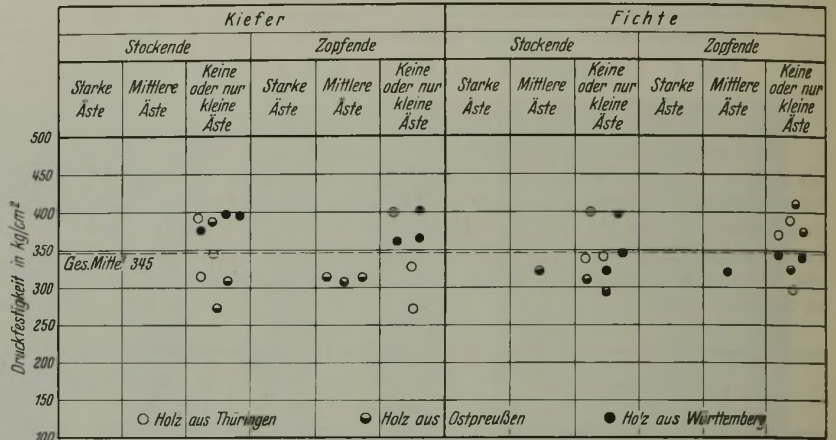


Abb. 10. Druckversuche mit großen Prismen nach 10monatiger Luftlagerung.

Auswertung der Ergebnisse der Druckversuche.

Der Einfluß der Ästigkeit, Verwachsungen und sonstiger Unregelmäßigkeiten ist hier nicht so groß wie bei der Zugfestigkeit. Es sind im gleichen Stamm Verminderungen der Festig-

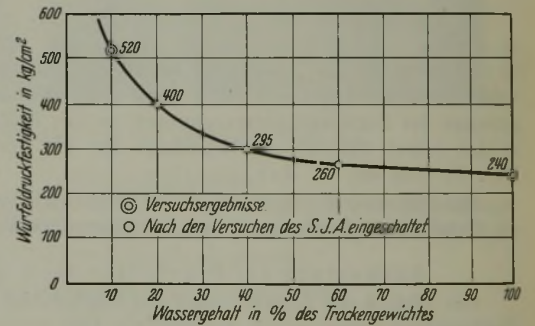


Abb. 8a. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Würfeldruckfestigkeit. Mittelwerte.

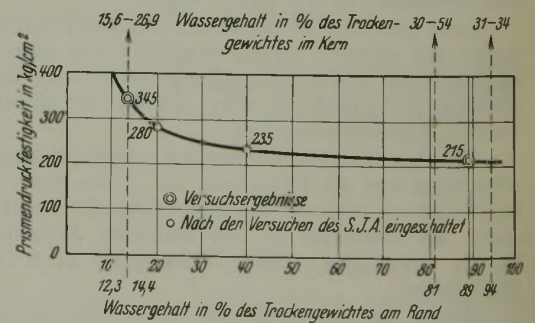


Abb. 10a. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Prismendruckfestigkeit. Mittelwerte.

keit durch Äste bis zu 20% (gegenüber 60% bei den Zugversuchen) festgestellt worden.

Der Einfluß der Feuchtigkeit dagegen macht sich bei den Druckfestigkeiten noch mehr bemerkbar als bei den Zugfestigkeiten. Die Druckversuche mit nassem Holz ergaben Festigkeiten von durchschnittlich 45% bei kleinen Würfeln und 62% bei großen Prismen der von lufttrockenem Holz (s. Abb. 11). Die Abnahme der Druckfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt ist aus Abb. 8a und 10a zu ersehen.

Die Versuche haben ferner ergeben, daß Hölzer mit großen Querschnitten geringere Festigkeiten haben als solche mit kleinen Querschnitten.

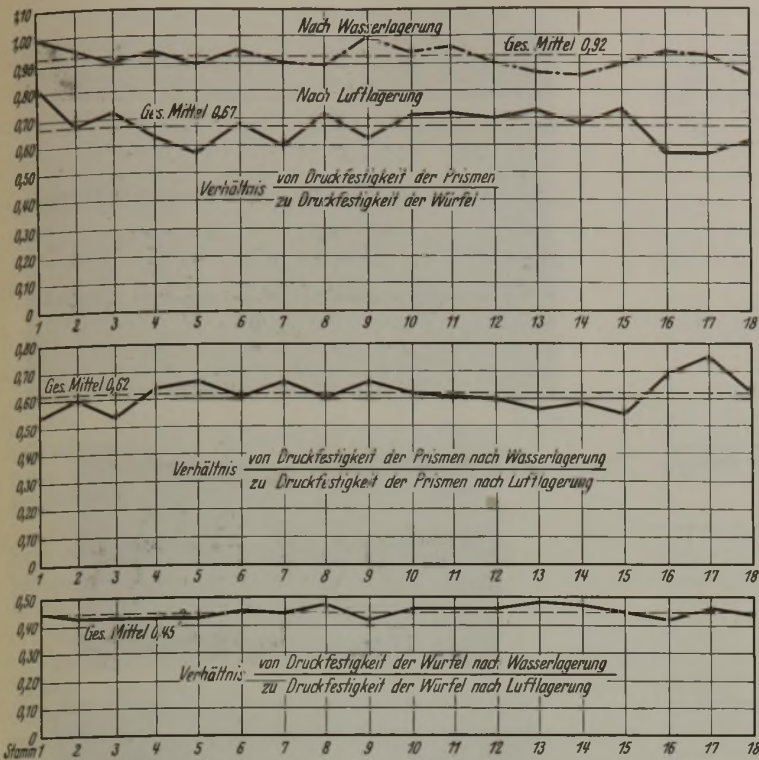


Abb. 11.

Ganz besonders scharf tritt dies bei lufttrockenem Holz hervor, bei dem die mittlere Druckfestigkeit der Prismen nur 67% der der kleinen Würfel betrug, während sie bei nassem Holz 92% der der kleinen Würfel betrug (s. Abb. 11). Wegen des Einflusses der Jahresringe, der Lage im Stamm und der Herkunft und Art des Holzes gilt allgemein das unter den Zugversuchen Gesagte (vergl. Abb. 18, besonders hinsichtlich der Zahlenwerte).

III. Biegeelastizität.

Die Elastizitätszahl wurde aus der Proportionalität zwischen Belastung und Durchbiegung an 22 bzw. 25 Balken mit Querschnitten von rd. 10/14 und 10/10 cm und einer Länge von 260 cm ermittelt. Die Probek balken

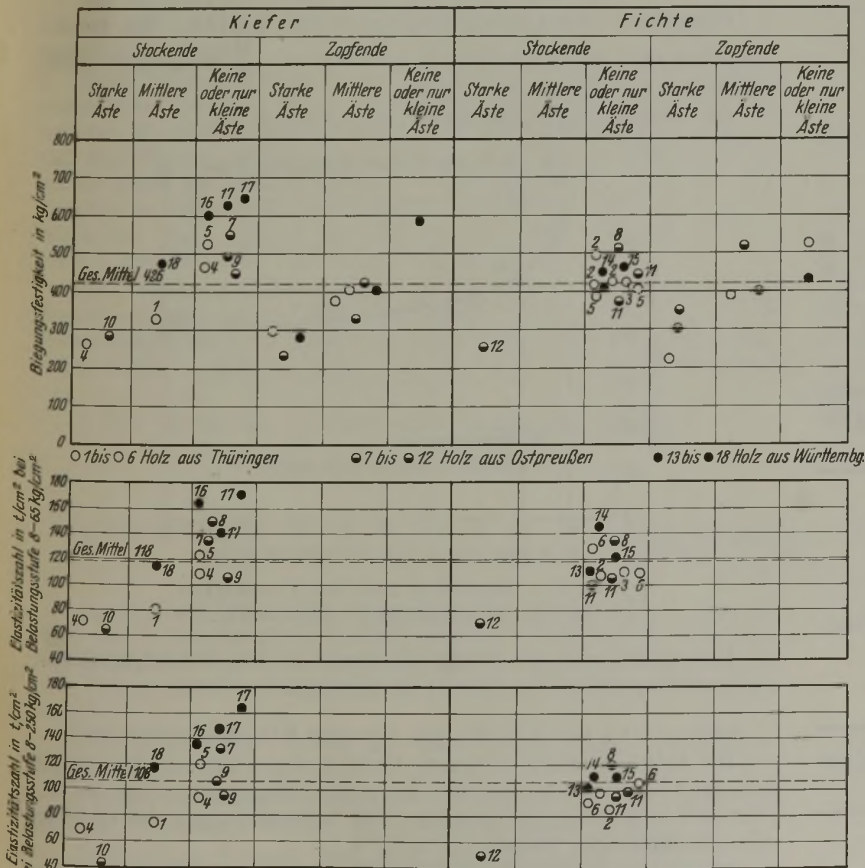


Abb. 13. Biegefestigkeiten und Elastizitätszahlen von Hölzern nach 4 Monaten Wasserlagerung.

wurden allseitig gehobelt. Die Balken wurden in der Mitte nach Abb. 12 belastet. Die Anfangslast P_0 betrug 50 kg; sie wurde zunächst auf $P_1 = 400$ kg gesteigert. Nach 2 Minuten wurde die Einsenkung f gemessen.

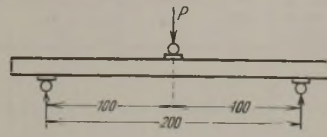


Abb. 12. Maße in cm.

Dann wurde auf P_0 entlastet und nach 2 Minuten die bleibende Durchbiegung gemessen. Aus dem Unterschied der gesamten und der bleibenden Durchbiegung ergab sich dann die federnde Durchbiegung. Bei der nächsten Laststufe wurde von 50 auf 800, dann von 50 auf 1200 und weiter von 50 auf 1600 belastet und jeweils die gesamte und bleibende Einsenkung gemessen.

Die Elastizitätszahl wurde aus der gesamten Durchbiegung f der ersten ($\sigma_b = 8$ bis 65 kg/cm²) und letzten ($\sigma_b = 8$ bis 250 kg/cm²) Laststufe berechnet aus der Formel $f = \frac{1}{48} \frac{P l^3}{E J}$.

a) Nasses Holz.

Die Balken wurden 4 Monate unter Wasser gelagert. Der Feuchtigkeitsgehalt hatte bei der Prüfung die in Tabelle 11 angegebenen Prozente des Trockengewichts.

Tabelle 11.

Herkunft der Hölzer	Durchschnittlicher Feuchtigkeitsgehalt in % des Trockengewichtes			
	Kiefer		Fichte	
	Kern	Rand	Kern	Rand
Thüringen	31	93	41	94
Ostpreußen	31	122	59	119
Württemberg	32	62	29	101
	Kern-Gesamtmittel 35		Rand-Gesamtmittel 100	

Die Ergebnisse sind in Abb. 13 dargestellt.

Die mittlere Elastizitätszahl E ist aus Tabelle 12 zu ersehen.

Tabelle 12.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Elastizitätszahl E in kg/cm ² bei Belastungsstufe			
	$\sigma_b = 8 - 65$ kg/cm ²		$\sigma_b = 8 - 250$ kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte	Kiefer	Fichte
Thüringen	97 500	118 000	93 000	97 000
Ostpreußen	116 500	103 000	94 000	90 000
Württemberg	148 000	126 000	149 000	111 000
	Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 8 - 65$ kg/cm ² 118 000			
	Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 8 - 250$ kg/cm ² 108 000			

b) Lufttrockenes Holz.

Die Balken lagerten 11 Monate in trockenen Arbeitsräumen und hatten bei der Prüfung Feuchtigkeitsgehalte von 10 bis 14% der Trockengewichte. Die Ergebnisse sind in Abb. 14 dargestellt.

Die mittlere Elastizitätszahl E ergibt sich aus Tabelle 13.

Tabelle 13.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Elastizitätszahl E in kg/cm ² bei Belastungsstufe			
	$\sigma_b = 9 - 75$ kg/cm ²		$\sigma_b = 9 - 300$ kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte	Kiefer	Fichte
Thüringen	127 000	143 000	122 000	136 000
Ostpreußen	138 000	131 000	136 000	126 000
Württemberg	165 000	139 000	154 000	132 000
	Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 9 - 75$ kg/cm ² 139 000			
	Gesamtmittel bei Belastungsstufe $\sigma_b = 9 - 300$ kg/cm ² 133 000			

Auswertung der Ergebnisse aus den Elastizitätsversuchen.

Die durchschnittliche Elastizitätszahl von nassem Holz betrug rd. 83% der von trockenem Holz. Sie nimmt bei nassem Holz mit zunehmender Beanspruchung mehr ab (von 118 000 auf 108 000) als bei trockenem Holz (von 139 000 auf 133 000).

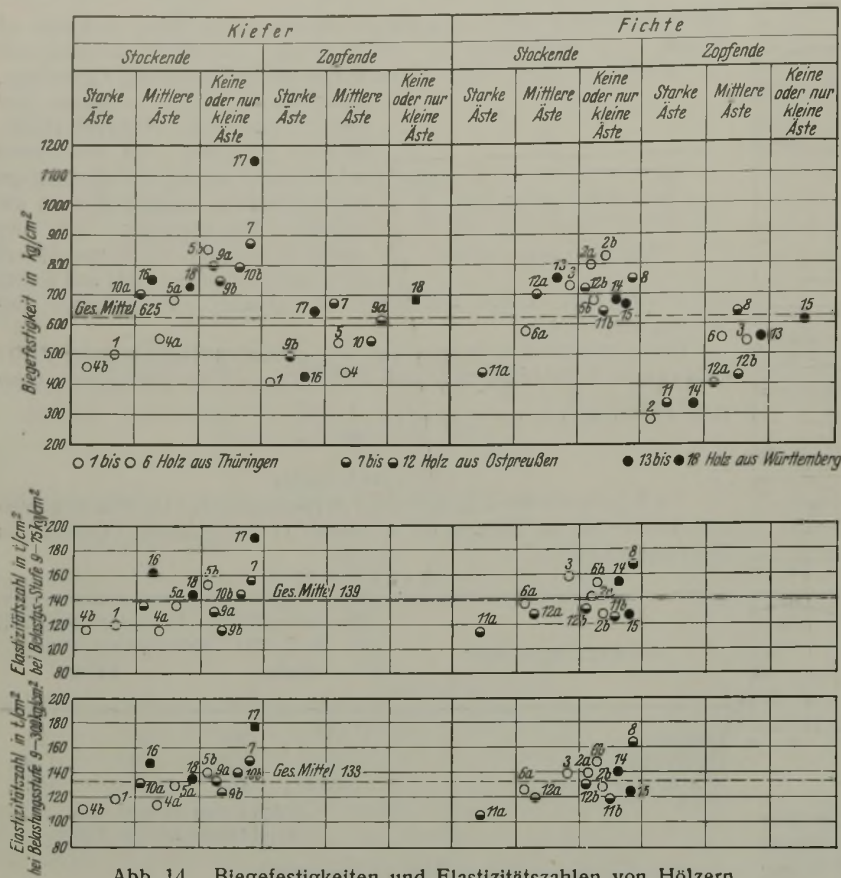


Abb. 14. Biegefestigkeiten und Elastizitätszahlen von Hölzern nach 11 Monaten Luftlagerung.

IV. Biegefestigkeit.

Die Biegefestigkeit wurde an 42 bzw. 46 Balken mit Querschnitten von 10/10 und 10/14 cm und einer Länge von 260 cm ermittelt. Die Balken wurden nach Abb. 15 langsam und stetig bis zum Bruch belastet.

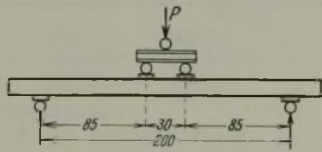


Abb. 15. Maße in cm.

a) Nasses Holz.

Behandlung und Feuchtigkeitsgehalte wie unter IIIa.

Die aus der Höchstlast nach der Navierschen Biegeformel $\sigma = \frac{M}{W}$ errechneten Festigkeiten zeigt Abb. 13.

Die mittlere Biegefestigkeit ist aus Tabelle 14 zu entnehmen.

Tabelle 14.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Biegefestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	382	410
Ostpreußen	397	396
Württemberg	518	440
	Gesamtmittel 420	

Die Abb. 16 zeigt einige bemerkenswerte Bruchbilder nach Biegeversuchen mit nassen Hölzern.

Tabelle 15.

Herkunft der Hölzer	Mittlere Biegefestigkeit in kg/cm ²	
	Kiefer	Fichte
Thüringen	538	593
Ostpreußen	675	555
Württemberg	735	603
	Gesamtmittel 625	

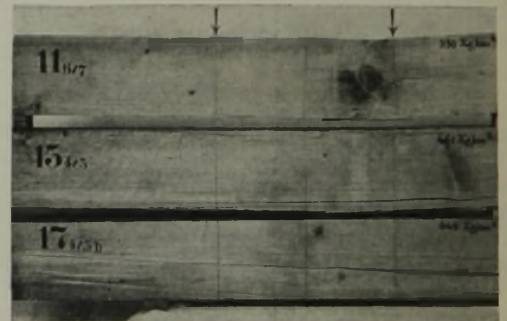
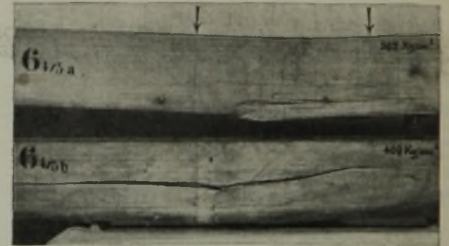
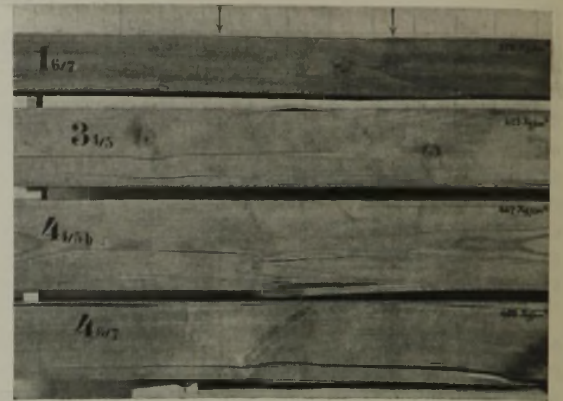


Abb. 16. Bemerkenswerte Bruchbilder nach Biegeversuchen mit „nassem“ Holz.

b) Lufttrockenes Holz.

Behandlung und Feuchtigkeitsgehalte wie bei IIIb. Die aus der Höchstlast nach der Navierschen Biegeformel $\sigma = \frac{M}{W}$ errechneten Festigkeiten sind in Abb. 14 eingetragen.

Die mittlere Biegefestigkeit gibt Tabelle 15 an.

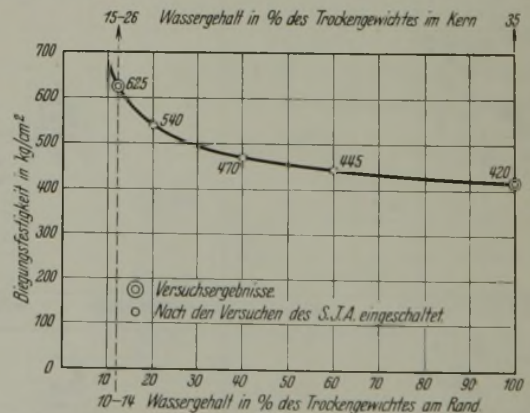


Abb. 17. Beziehung zwischen Feuchtigkeit und Biegefestigkeit. Mittelwerte.

Die Abhängigkeit der Festigkeitszahlen von dem Feuchtigkeitsgehalt der Versuchsstäbe ist aus Abb. 17 zu entnehmen.

Auswertung der Ergebnisse aus den Biegeversuchen.

Die Einflüsse durch Ästigkeit, Verwachsungen usw. sind auch hier bedeutend, wenn sie in der Nähe des größten Biegemoments und der größten Randspannungen auftreten. Die Verminderungen betragen bei sonst gleichwertigen Hölzern bis zu 50%.

Ebenso ist der Einfluß der Feuchtigkeit recht beträchtlich. Die durchschnittliche Biegefestigkeit für nasses Holz beträgt rd. 70% der für trockenes Holz. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Betonarten.

Von Dr. Haegermann, Karlshorst.

Die Bestrebungen, den Ziegelstein im Wohnhausbau durch Kiesbeton zu ersetzen, haben zu keinem durchgreifenden Erfolg geführt. Wurden beim Kiesbeton in statischer Hinsicht alle Bedingungen erfüllt, so war der Wärme- und Schallschutz ungenügend. Es wurde versucht, durch Schaffung von Hohlräumen die Wärmeleitfähigkeit der Wände herabzusetzen, aber auch damit wurde nur ein Teilerfolg erzielt. Kiesbeton wird heute nur noch gelegentlich bei ländlichen Wohnhausbauten verwendet.

Als Betonarten, die geeignet sind, den Ziegelstein zu ersetzen, sind zu nennen: Bimsbeton, Schlackenbeton, Porositbeton, Faserstoffbeton (Sägemehlbeton), Gasbeton und Zellenbeton.

Bimsbeton ist ein bekannter vorzüglicher Baustoff, der sich praktisch in jeder Beziehung bewährt hat. Da aber das Bimsvorkommen in Deutschland auf das Neuwieder Becken beschränkt ist, so steht der Bimsbeton — bei weiten Frachtwegen des Bims — dem Ziegelstein an Wirtschaftlichkeit nach.

Kesselschlacke (Asche von Steinkohlen, nicht jedoch von Braunkohlen) kann ein guter Baustoff sein, wenn sie sachgemäß aufbereitet wird. Sie soll gesiebt und gewaschen werden, und außerdem ist der Sulfatgehalt zu bestimmen. Bei zu hohem Sulfatgehalt treibt der Beton.

Schlackensteine haben sich bei Wahl geeigneter Schlacke bewährt.

Bei der Zollinger Bauweise wird ein Kiessand-Schlacken-Beton verwendet. Das Mischungsverhältnis ist im allgemeinen 1:6:6 (Zement: Kiessand: Kesselschlacke). Der Beton wird geschüttet. Durch die Schlacke einerseits und die durch das Schütten gebildeten Hohlräume andererseits wird ein poröser Beton erzielt, der hinreichenden Wärmeschutz und Schallsicherheit gewährleistet.

Der Porositbeton wird gleichfalls als Schüttbeton verarbeitet. Er ist eine Mischung von Zement-Kies-Beton und Kalk-Kies-Beton; beide werden getrennt hergestellt, aber gemeinsam ohne nochmaliges Durchmischen geschüttet. Porosit-Betonbauten sind in Stettin zur Ausführung gelangt.

Faserstoffbeton wird aus Holzbearbeitungsabfällen (Sägemehl, Holz- wolle usw.) und Zement zurzeit nur fabrikmäßig hergestellt. Platten und Dielen aus diesem Material werden zur Ausführung von Wänden benutzt. Mit Sorel-Zement als Bindemittel sind oftmals schlechte Erfahrungen gemacht worden, z. B. rosteten eingelegte Eisenrohre durch, so daß neuerdings Zement als Bindemittel gewählt wird. Beispiele für diese Betonart sind: Heraklith, Tekton.

Von den Leichtbetonarten verdienen wegen ihres vorzüglichen Wärmeschutzes und ihrer guten Schalldämpfung der Gasbeton und Zellenbeton besondere Beachtung.

Beide Betonarten zeichnen sich durch hohe Porosität aus. Sie wird erzielt beim Gasbeton durch Anwendung eines Treibmittels, das den trockenen Materialien hinzugesetzt wird. Diese Treibmittel entwickeln nach dem Wasserzusatz in dem Beton Gase, die kleine Bläschen bilden, um die herum der Zement erhärtet. In Deutschland sind zurzeit zwei Verfahren in Anwendung: Das Aerokret-Verfahren der Torkret G. m. b. H., Berlin, und das Verfahren nach Prof. Meyer und Architekt Asmus, Breslau, letzteres unter dem Namen Schimabeton bekannt.

Das Aerokret-Verfahren stammt aus Schweden.¹⁾ Als Treibstoff dient Aluminiumpulver, das in Verbindung mit dem Kalkhydrat des Betons Wasserstoffgas und Calciumaluminat bildet. Das Gas treibt den Beton auf, und zwar in ähnlicher Weise, wie dies beim Gären von Kuchenteig

¹⁾ Über Gasbeton s. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 28, S. 417.

geschieht. Als Zuschlagstoff dient feiner Sand und neuerdings daneben noch Bims. Die Luftblasen stehen untereinander nicht in Verbindung; hierdurch wird die hohe Isolierfähigkeit gegen Wärme und Schall, die geringe Wasseraufnahme, die gute Nagelbarkeit und das niedrige Raumgewicht verursacht. Das Raumgewicht kann bis zu 0,3 bis 0,4 herab- gesenkt werden, im allgemeinen wird es auf etwa 0,8 eingestellt. Die Festigkeit des Gasbetons vom Raumgewicht 0,8 beträgt etwa 30 kg/cm², sie steigt bzw. fällt mit höherem oder niedrigerem Raumgewicht. Die Wärmeisolierung einer 15 cm dicken Schicht entspricht etwa der einer 38 cm dicken Ziegelwand.

Das Aerokret-Verfahren findet zurzeit nur zur fabrikmäßigen Herstellung von Platten, Formsteinen und anderen Bauelementen Anwendung, die zur Ausfachung von Skelettbauten oder zur Ausführung tragender Wände dienen; der Verarbeitung als Beton zwischen Schalungen stehen jedoch keine Hindernisse entgegen.

Der Schimabeton unterscheidet sich vom Aerokret-Beton einmal durch die Verwendung eines anderen Treibstoffes, dann aber auch in der Wahl des Zuschlagstoffes und in der Verarbeitung. Als Treibstoff wird eine Calcium-Magnesium-Legierung der Betonmasse hinzugefügt. Das Treibmittel wird von der I. G. Farben hergestellt und auf den Markt gebracht. Die Gasentwicklung wird durch Zersetzung der Legierung durch das Anmachewasser des Betons erzielt; auch hierbei bildet sich Wasserstoffgas. Als Zuschlagstoff wird Sand bzw. feinkörniger Kiessand verwendet, das Mischungsverhältnis beträgt 1:6 unter Zusatz von 0,1% Treibstoff. Die Verarbeitung geschieht als Gußbeton an der Baustelle in der üblichen Weise unter Anwendung von Wanderschalen. Diese Bauweise hebt die Wirtschaftlichkeit gegenüber dem Versetzen fabrikmäßig hergestellter Bausteine nicht unbedeutend.

Zellenbeton unterscheidet sich vom Gasbeton durch die Art der Herstellung. Beim Zellenbeton wird zunächst in einem sogenannten Peitschwerk Seifenschaum (Schmierseife mit Zusatz von Leimlösung) erzeugt, der dann mit dem in einem besonderen Mischer bereiteten Zementmörtel innig gemischt wird; der Schaum wird dabei unter Druck in den Mischer gebracht. Die Hohlräume werden durch das Schaumgerüst gebildet, deren Wirkungs- weise dieselbe ist wie beim Gasbeton. Je nach Wahl des Schaumes kann das Raumgewicht des Zellenbetons zwischen 0,2 bis 1,2 eingestellt werden. Für Bauteile beträgt der Schaumzusatz etwa 1% des Gesamtgewichtes von Zement und Zuschlagstoffen; es wird hierfür ähnlich wie bei dem Gasbeton das Raumgewicht 0,8 bis 0,9 gewählt. Die Bauelemente werden fabrikmäßig hergestellt, indem sie neuerdings zur Steigerung der Festigkeit und schnelleren Verarbeitung in Dampfkesseln, wie sie bei der Kalk- sandstein-Fabrikation in Gebrauch sind, gehärtet werden.

Das Zellenbeton-Verfahren ist geschützt; es stammt aus Dänemark und gehört der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen m. b. H., Hamburg.

In der Siedlung Breslau-Pöpelwitz sind Versuchsbauten aus Aerokret- Schima- und Zellenbeton ausgeführt worden, die zur vollen Zufriedenheit ausgefallen sind.

Die Anwendung der neuen Betonarten und Bauweisen ist gegenwärtig noch zu jung, als daß entschieden werden könnte, ob sie im Wohnhausbau weittragende Umwälzungen bringen werden, weil neben der praktischen Bewährung die Wirtschaftlichkeit von ausschlaggebender Bedeutung ist. Technisch darf jedoch das Problem, den Ziegelstein durch gleich- bzw. höherwertige Betonarten zu ersetzen, als gelöst bezeichnet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Hochwertige Zemente.

Von Dr. Haegermann, Karlshorst.

Die Hochwertigkeit eines Zementes wird „ziffernmäßig“ durch die Höhe der Normenfestigkeiten gekennzeichnet. Gemäß Erlaß des Reichs- verkehrsministeriums vom 15. Oktober 1927 werden bei Prüfung nach den Normvorschriften nebenstehende Mindestfestigkeiten (kg/cm²) gefordert.

Die Hochwertigkeit kommt vor allem in den hohen Anfangsfestig- keiten zum Ausdruck.

Für die Abbindeverhältnisse und die Raumbeständigkeit gelten die gleichen Forderungen wie für die Normzemente.

Hochwertige Zemente sind also langsambindende, aber rasch er- härtende Zemente; sie werden in Österreich auf Grund dieser Eigenschaft als „frühhochfeste Zemente“ bezeichnet, während in Frankreich und England in Anlehnung an die deutsche Benennung diese Zemente

	Nach 3 Tagen Wasserlagerung (1 Tag in feuchter Luft, 2 Tage unter Wasser gelagert)		Nach 28 Tagen kombinierter Lagerung (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, 21 Tage an der Luft gelagert)	
	Druck	Zug	Druck	Zug
Normzemente (Portland-, Eisenport- land-, Hochofenzement)	—	—	350	30
Hochwertige Zemente	250	25	500	40

„Super-ciments“ bzw. „Super-cements“ heißen. Bezeichnungen wie Edel-Zemente, Doppel-Zemente, Superior-Zemente sind den Marken- bezeichnungen von Erzeugnissen einzelner Werke entlehnt. Sie haben

in die Literatur keinen Eingang gefunden, sind aber auf Baustellen und bei Händlern häufig zu hören.

Die hochwertigen Zemente werden unterschieden in:

1. hochwertige Normenzemente (Portland-, Eisenportland-, Hochofenzement),
2. Tonerdezement.

Von den hochwertigen Zementen hat der hochwertige Portlandzement die größte Verbreitung gefunden; hochwertiger Hochofenzement kommt kaum auf den Markt, da bei hohen Schlackenzusätzen nur schwer hohe Anfangsfestigkeiten erhalten werden können.

Die Verwendung des Tonerdezementes kommt — wegen seines hohen Preises — nur für Sonderzwecke in Frage.

Portlandzement und hochwertiger Portlandzement weisen in der Herstellung keine grundsätzlichen Unterschiede auf; der hochwertige Portlandzement wird nur sorgfältiger aufbereitet, d. h. die Rohmasse (Kalkstein, Ton, Mergel usw.) wird feiner gemahlen und inniger gemischt, der Klinker wird schärfer gebrannt und der Zement wiederum feiner gemahlen. Die höheren Aufbereitungskosten bedingen seinen Mehrpreis.

Der Tonerdezement stellt hingegen eine andere Zementart dar. Bestehen die Portlandzemente im wesentlichen aus Kalk und Kieselsäure (i. M. 65% CaO und 20,5% SiO₂), so sind die Hauptbestandteile des Tonerdezementes Tonerde und Kalk (i. M. 40% Al₂O₃ und 40% CaO). Seine Rohstoffe sind Bauxit und Kalkstein, die in elektrischen Öfen, Wassermantelöfen oder Drehöfen geschmolzen werden. Man hat früher daher den Tonerdezement auch Schmelzzement genannt.

In Deutschland wird hochwertiger Portlandzement zurzeit von 37 Werken, Tonerdezement hingegen nur von 2 Werken (Alca-Tonerdezement G. m. b. H., Berlin, und Rolandhütte) hergestellt.

Der Festigkeitsverlauf von im Handel aufgekauftem Portlandzement, hochwertigem Portlandzement und Tonerdezement geht aus folgender Tabelle hervor.

Die Druck- und Zugfestigkeiten (in kg/cm²) sind gemäß den Normenvorschriften bestimmt worden.

Alter und Lagerungsart	Portlandzement ¹⁾		Hochw. Portlandzement I ²⁾		Hochw. Portlandzement II ³⁾		Tonerdezement	
	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug
1 Tag Luftlagerung	—	—	—	—	348	29	424	26,3
2 Tage Wasserlager.	—	—	—	—	472	32	452	24,7
3 " "	—	—	347	29,5	520	35	500	28,7
7 " "	281	24,7	447	34,1	634	36	525	31,2
28 " "	384	30,4	542	38,4	710	37	653	28,2
28 " kombinierte Lagerung	460	41,3	626	46,1	737	43	744	39,0

Die Druckfestigkeiten zeigen deutlich den Unterschied in der Güte der einzelnen Zemente. Wesentlich ist die Anfangsfestigkeit, die beim Tonerdezement nach 24 Stunden höher ist als die 28tägige Festigkeit (Wasserlagerung) der handelsüblichen Portlandzemente und etwa so hoch wie die des hochwertigen Portlandzementes I nach 6 Tagen; dagegen hat der hochwertige Portlandzement II, der als eine besondere Qualität auf den Markt gebracht wird, schon nach etwa 40 Stunden die gleiche Festigkeit wie der Tonerdezement nach 24 Stunden. Der Fortschritt in der Gütesteigerung der hochwertigen Portlandzemente kommt in diesem Zement besonders zum Ausdruck. Kennzeichnet sich somit der Tonerdezement als ein Zement mit hohen Anfangsdruckfestigkeiten, so bleiben die Zugfestigkeiten gegenüber den hochwertigen Portlandzementen häufig zurück.

Der hochwertige Portlandzement II hat bereits nach 24 Stunden und der hochwertige Portlandzement I nach 3 Tagen höhere Zugfestigkeiten als der Tonerdezement.

Die 3-Tage-Festigkeitsverläufe des hochwertigen Portlandzementes I liegen etwa in gleicher Höhe wie die Normenforderung für handelsüblichen Zement nach 28 Tagen kombinierter Lagerung.

Die hochwertigen Zemente werden daher vorteilhaft zu Beton verwendet, der frühzeitig hohe Festigkeiten erzielen soll oder der besonders hoch beansprucht wird. Die Überlegenheit der hochwertigen Zemente, die in den Normenfestigkeitsverläufen zum Ausdruck kommt, tritt in gleichem Ausmaße bei baumäßiger Verarbeitung hervor. Auch ist die wirtschaftliche Ausnutzung des hochwertigen Portlandzementes durch Verwendung magerer Mischungen unter Verzicht auf die sonstigen Vorteile, wie

¹⁾ Mittelwerte aus 80 Portlandzementen.

²⁾ Mittelwerte aus 40 hochwertigen Portlandzementen.

³⁾ Hochwertiger „Novo“-Zement.

früheres Ausschalen möglich, denn wird an Stelle von 1 G.-T. Portlandzement 0,8 G.-T. hochwertiger Portlandzement verwendet (und diese Gewichtsunterschiede entsprechen etwa dem Preisunterschied), so werden etwa die gleichen Festigkeiten erhalten, wobei bezüglich des hochwertigen Portlandzementes noch eine Ersparnis an Transportkosten (4 Wagen hochwertiger Portlandzement gegenüber 5 Wagen Portlandzement) und an geringeren Streuverlusten verbleibt.

Es muß aber bei Anwendung von hochwertigem Portlandzement dringend davor gewarnt werden, magerer zu mischen und dennoch frühzeitiger auszuschalen. Mißerfolge sind nur dort aufgetreten, wo die Eigenschaften der hochwertigen Zemente überschätzt sind.

Bei Eisenbetonbauten ist überdies eine bestimmte Mindestmenge Zement auf 1 m³ fertig verarbeiteten Betons vorgeschrieben. Sie soll nicht weniger als 300 kg betragen und darf nur in Ausnahmefällen auf 270 kg ermäßigt werden. Diese Vorschrift, die mit Rücksicht auf die Rostsicherheit der Eiseneinlagen erlassen ist, gilt auch für alle hochwertigen Zemente.

Der Gleitwiderstand der Eiseneinlagen wird bei Anwendung von hochwertigem Zement bedeutend erhöht. Vergleichsversuche mit Portlandzement und hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis 1:4 Raumteile (Oderkies) ergaben für weiche Konsistenz des Betons folgende Werte:

	Gleitwiderstand in kg/cm ²	
	3 Tage	28 Tage
Portlandzement	11,2	29,6
Hochwertiger Portlandzement	31,8	55,5

In der Aufnahmefähigkeit elastischer Energie zeigten sich nach Untersuchungen von Probst die hochwertigen Zemente in allen Altersstufen hochwertiger als die gewöhnlichen. Die Schwindung ist bei dem hochwertigen Portlandzement geringer, beim Tonerdezement größer als beim Portlandzement. In der Beständigkeit gegen aggressive Wässer, in der Wasserundurchlässigkeit ist der hochwertige Zement gleichfalls dem Portlandzement überlegen.

Der Tonerdezement zeichnet sich vor allen anderen Zementen durch seine hohe Sulfatwasserbeständigkeit aus. Für starke gips- oder magnesiassulfathaltige Wässer ist Tonerdezement der gegebene Baustoff. „Säurefest“ ist der Tonerdezement nicht; es gibt zurzeit keine säurefesten hydraulischen Bindemittel. Bei angreifenden Wässern oder Flüssigkeiten (z. B. fette Öle) muß die Wahl des Zementes von Fall zu Fall getroffen werden.

Die Höhe des Wasserzusatzes zum Beton beeinflusst die Festigkeiten bei allen Zementen. Legt man dem Festigkeitsvergleich die Konsistenzen erdfeucht (Stampfbeton)- weich (plastisch)-gießfähig (Gußbeton) zugrunde, so sind die Verhältniszahlen für die 28-Tage-Festigkeitsverläufe beim hochwertigen Portlandzement etwa 100:75:40. Bei niedrigeren Temperaturen wird dieses Verhältnis ungünstiger.

Tonerdezement wird am vorteilhaftesten in erdfeucht-weicher oder weicher Konsistenz verarbeitet.

Bei Schüttungen in Wasser trennt sich Tonerdezement leichter vom Beton als andere Zementarten. Feret, der diese Beobachtung gemacht hat, empfiehlt für derartige Fälle größte Vorsicht.

Der Einfluß der Temperatur auf den Erhärtungsverlauf zeigt zwischen hochwertigem Portlandzement und Tonerdezement gewisse Unterschiede. Bei ersterem beträgt der Festigkeitsabfall von 18° zu +3° C (wenn die Materialien eine Temperatur von 3° C hatten und der Beton bei 3° C gelagert war) etwa 55 bis 65% nach 3 Tagen und etwa 40 bis 50% nach 7 Tagen. Nach 28 Tagen tritt eine erhebliche Annäherung der Festigkeiten ein, so daß nach dieser Zeit ein entscheidender Einfluß der niedrigen Temperatur nicht mehr besteht.

Der Tonerdezement verhält sich gegenüber niedrigeren Temperaturen günstiger, weil er eine stärkere Wärmetönung hat. Wenn hierbei ebenfalls ein Festigkeitsabfall zu verzeichnen ist, so ist doch der Unterschied verhältnismäßig gering.

So günstig das Verhalten des Tonerdezementes bei tiefen Temperaturen ist, so ungünstig kann es wiederum bei höheren Temperaturen sein. Die besten Festigkeiten ergibt der Tonerdezement bei Temperaturen von 15 bis 18° C, bei höheren Wärmegraden geht die Festigkeit zurück.

Infolge der beim Abbinden entwickelten Wärme kann bei großen Betonblöcken die Temperatur über 50° C steigen. In ungünstigen Fällen haben sich — vermutlich infolge vorzeitiger Wasserverdunstung — Erhärtungsstörungen gezeigt, indem der Beton außen nur wenig, im Innern gar nicht erhärtet war. Diesem Umstande muß bei der Verarbeitung von Tonerdezement besonders im Sommer Rechnung getragen werden, anderenfalls können Mißerfolge eintreten.

Während bei Portlandzement die Dampferhärtung die Festigkeit steigert, so zeigt der Tonerdezement hierbei einen Festigkeitsabfall. Selbst bei Temperaturen von 15 bis 18° C erhärteter Tonerdezement büßt bei späterer Lagerung in warmem Wasser erheblich an Festigkeit ein. Ton-

erdezement ist demnach gegen Wärme empfindlicher als andere Zementarten.

Besondere Beachtung ist bei der Verarbeitung von Tonerdezement dem Anmachewasser zu schenken. Salzlösungen, z. B. Kalilauge, oder Meerwasser stören die Erhärtung des Tonerdezementes, obwohl erhärteter Tonerdezement eine hohe Widerstandsfähigkeit dagegen besitzen kann. Zum Tonerdezementbeton darf nur reines Wasser verwendet werden; die anderen Zementarten zeigen wiederum nicht diese große Empfindlichkeit.

Das Abbinden und Erhärten des Tonerdezementes wird ferner bei Vermischung mit anderen Bindemitteln gestört. Kalk kann schon in geringen Mengen (1%), Portlandzement in Mengen über 10% den Tonerdezement schnellbindend machen. Mischungen von Portlandzement und Tonerdezement sind aber nach dem Erhärten raumbeständig. Diese Er-

scheinung ist praktisch dahin ausgenutzt worden, daß Mischungen von Tonerdezement mit Portlandzement (etwa 30 bis 50%) zum Dichten von Quellen verwendet werden. Ferner sind derartige Mischungen zur Anwendung gelangt, wo es sich darum handelte, Beton herzustellen, der nach 3 Stunden (Betriebspause bei Verkehrsanlagen) eine Druckfestigkeit von 50 kg/cm² aufweisen sollte. Für derartige Mischungen ist das Verhältnis Tonerdezement: Portlandzement etwa 40 bis 50:50 bis 60. Diese Mischung beginnt nach etwa 15 Minuten abzubinden. Da jeder Portlandzement mit Tonerdezement unterschiedlich reagiert, so sind von Fall zu Fall Vorversuche anzustellen.

Die hochwertigen Zemente stellen einen bedeutenden Fortschritt in der Erzeugung der hydraulischen Bindemittel dar; um sie aber auch mit Erfolg auszunutzen, muß der besonderen Verarbeitungsweise der einzelnen Bindemittel Rechnung getragen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Schallisierungen im Hochbau.

Von Dipl.-Ing. Günther Lindenau, Berlin-Steglitz.

Über die wissenschaftlichen Grundlagen des Schallschutzes im Hochbau bestehen vielfach noch Unklarheiten und falsche Vorstellungen. Damit Schallschutzmaßnahmen von vornherein auf ihren wahren Wert zurückgeführt werden können, ist es notwendig, die ihnen zugrunde liegenden physikalischen Gesetze richtig zu erkennen.

Ein weit verbreiteter Irrtum ist die Annahme, daß Wärmeschutzstoffe mit guter Wirksamkeit für diesen Zweck in gleichem Maße für alle Aufgaben der Schallisierung Verwendung finden können. Man hat versucht, in den Gesetzen der Wärme- und Schallausbreitung gleiche Gesichtspunkte zu finden, um die Ausbreitung beider Energiearten nach den gleichen Richtlinien wissenschaftlich behandeln zu können. Dabei hat man jedoch erkennen müssen, daß die Verschiedenartigkeit von Wärme und Schall eine solche gemeinsame Behandlung nicht zuläßt. Die Wissenschaft ist zu dem Ergebnis gelangt, daß die beiden für den Hochbau wichtigen Aufgaben des Wärme- und des Schallschutzes nach getrennten Grundsätzen behandelt werden müssen. Daraus erklärt sich die oft beobachtete Tatsache, daß Schallschutzmaßnahmen, die mit Wärmeisoliermitteln durchgeführt wurden, zu einem sehr unvollkommenen oder gar keinem Erfolg führten.

Der Schall wird bekanntlich in die beiden Gruppen des Körper- und des Luftschalles eingeteilt, und zwar je nachdem, ob die elastischen Wellen durch feste Körper oder durch die Luft übertragen werden. Das menschliche Ohr empfindet Schwingungen von 16 bis 20000 Hertz (Schwingungen in 1 sek) als Geräusch oder Ton. Da bei der physikalischen Definition des Schalles die sekundliche Schwingungszahl nicht begrenzt wird, so gehören dazu auch elastische Schwingungen mit einer Frequenz von weniger als 16 Hertz und mehr als 20000 Hertz. Die in der Schwingungszahl unterhalb der Hörschalle liegenden elastischen Wellen bezeichnet man als Infraschalle. Vom menschlichen Körper werden sie als Schwingungen, Erschütterungen oder Vibrationen empfunden. Es gehören dazu die Erdbeben, die Erschütterungen durch den Straßenverkehr, ferner Erschütterungen und Vibrationen, die durch den Lauf von Maschinen hervorgerufen werden. Über den Hörschallen liegen die Ultraschalle, auf die das menschliche Ohr nicht mehr anspricht. Zu dieser Gruppe gehören einige Insektenstimmen und künstlich erzeugte Schalle von besonders hoher Frequenz bis zu 1500000 Hertz. Diese Ultraschalle sind in vieler Hinsicht interessant, und an ihrer Erforschung arbeiten viele Gelehrte. Für das Gebiet des Schallschutzes im Hochbau sind sie jedoch ohne Belang, da sie weder vom Ohr noch vom Tastsinn irgendwie aufgenommen werden.

Der Schallschutz im Hochbau umfaßt daher das Gebiet der Infr- und der Hörschalle. Notwendig ist die Behandlung solcher Aufgaben, da sowohl fühlbare Erschütterungen als auch hörbare Körper- und Luftgeräusche die Leistungsfähigkeit des Menschen stark herabmindern und sogar seine Gesundheit gefährden können.

Für die Beurteilung des Überganges der Schallenergie von einem Stockwerk zu einem anderen ist das Verhältnis der Schallwiderstände oder Schallhärten der beiden Stoffe maßgebend. Die Schallhärte wird definiert als Produkt aus Dichte (spezifischem Gewicht) und Schallgeschwindigkeit des betreffenden Stoffes und Frequenz des beobachteten Schalles. Während bei verschiedenen Stoffen verschiedene Dichten und Schallgeschwindigkeiten vorliegen, ist bei der Untersuchung des gleichen Tones oder des gleichen Geräusches, das sich von dem einen zu dem anderen Körper fortpflanzt, die Frequenz oder das Frequenzgemisch des Schalles oder Geräusches das gleiche. Für das Verhältnis der Schallhärten zweier aneinanderstoßender Stoffe — den akustischen Brechungskoeffizienten — spielt daher die Frequenz keine Rolle. Der Schallbrechungskoeffizient hat den Wert:

$$n = \frac{H_1}{H_2} = \frac{v_1 d_1 \omega}{v_2 d_2 \omega} = \frac{v_1 d_1}{v_2 d_2}$$

Hierin bedeuten v_1 und v_2 die Schallgeschwindigkeiten, d_1 und d_2 die Dichten, H_1 und H_2 die Schallhärten der aneinanderstoßenden Stoffe und ω die Kreisfrequenz des auf die Trennfläche der beiden Stoffe treffenden Schalles. Die Beträge J_d und J_r , die durchgelassene und die zurückgeworfene Schallmenge, als Anteile der gesamten einfallenden Schallmenge J_e , werden aus dem akustischen Brechungskoeffizienten nach den folgenden Formeln berechnet:

$$J_d = \frac{4n}{(n+1)^2} J_e$$

$$J_r = \frac{(n-1)^2}{(n+1)^2} J_e$$

Angaben über Dichte und Schallgeschwindigkeit und das daraus gebildete Produkt, den Schallwiderstand verschiedener Stoffe, enthält die nachstehende Tabelle:

Schallgeschwindigkeit, spezifisches Gewicht und Schallwiderstand verschiedener Stoffe.

Nr.	Stoff	Schallgeschwindigkeit v m/sek	Spez. Gewicht d t/m ³	Schallwiderstand $v d$
1	Luft . . .	330	0,001 293	0,425
2	Kork . . .	430	0,25	107,5
3	Buchenholz . . .	3440	0,75	2 580
4	Leinenschnur . . .	1815	1,50	2 320
5	Ziegel . . .	3650	1,45	5 300
6	Beton . . .	3300	2,2	7 250
7	Glas . . .	5990	2,60	15 600
8	Messing . . .	3480	8,40	29 200
9	Blei . . .	1700	11,30	19 200
10	Eisen . . .	5015	7,85	40 500

Stößen demnach zwei Werkstoffe aneinander, deren Schallwiderstände nicht weit voneinander verschieden sind (z. B. Eisen und Beton oder Wasser und Ziegelmauerwerk), so geht die Körperschallenergie nur wenig gemindert durch die Trennfläche hindurch. Ist dagegen eins der beiden aneinanderstoßenden Medien schallweich, d. h. das Produkt aus seiner Dichte und Schallgeschwindigkeit gering (Luft, Kork), so geht nur ein ganz geringer Teil der auftreffenden Schallenergie durch die Trennfläche hindurch, während der größte Teil zurückgeworfen wird.

Die aufgestellten Formeln haben nur Gültigkeit, solange keine Biegungsschwingungen auftreten können. Bei Gebäuden ist das der Fall bei der Schallfortleitung im aufgehenden Mauerwerk oder beim Schallübergang von einem Maschinenfundament zu einem anderen Bauteil. Der Schalldurchgang durch Wände und Decken folgt, weil sie Biegungsschwingungen zulassen, nicht diesen einfachen Gesetzen, sondern muß nach erweiterten Gesichtspunkten behandelt werden.

Die reinen Körperschallisierungen (Isolierung des aufgehenden Mauerwerks, der Träger- und Deckenaufleger gegen die Übertragung von Körperschall, ferner die körperschallsichere Aufstellung von Maschinen) bieten nach den Schlüssen aus den obenstehenden Formeln in technischer Hinsicht nur geringe Schwierigkeiten. Stoffe, die sich durch einen geringen Schallwiderstand, d. h. durch ein niedriges Produkt aus Dichte und Schallgeschwindigkeit gegenüber den neuzeitlichen Baustoffen mit hohem Schallwiderstand auszeichnen, sind Luft, Kork, Gummi, Filz und ähnliche. Am wirksamsten ist Luft, dann Gummi, Kork und Filz. Luft kann nur da als Isoliermittel gegen Körperschall Anwendung finden, wo nicht gleichzeitig eine Last zu tragen ist, d. h. z. B. als seitliche Abtrennung eines

Fundamentes in Form eines ringsherumlaufenden Luftschlitzes. Gummi ist teuer und wird durch Schwefelausscheidung hart und büßt dadurch an Wirksamkeit ein. Filz wirkt nur dann in zufriedenstellendem Maße, wenn sein wirksamer Bestandteil, die Luft, erhalten bleibt, solange also nicht infolge einer gewissen Belastung die einzelnen Fasern aufeinandergepreßt werden. Der wirksame Bestandteil im Kork, der gleichzeitig seine Dichte und Schallgeschwindigkeit und damit seinen Schallwiderstand so stark herabsetzt, ist die Luft. Da sie in Form feinsten Bläschen durch feste Hüllen aus dem eigentlichen Korkstoff umschlossen ist, kann sie selbst bei größeren Belastungen nicht entweichen; daher ist der Kork in geeigneter Verarbeitung auch bei den Belastungen, wie sie im Hochbau vorkommen, verwendbar.

Als schallweiche, belastbare Trennlage im aufgehenden Mauerwerk benutzt man mit Vorteil das sogenannte „Asphaltkorsil“, einen Baustoff, dessen Hauptbestandteil aus einem Kern von tragfähigem, ohne erhärtende Bindemittel hergestellten Preßkork besteht. Diese innere Korkschicht wird eingehüllt durch zwei Lagen aus Asphaltfilzpappe, wodurch eine Bauplatte entsteht, die gleichzeitig als Isolierung gegen aufsteigende Feuchtigkeit benutzt werden kann. Durch die mehrfache Schichtung verschiedener Stoffe steigt das Schallbrechungsvermögen der Platte und damit ihre Isolierwirkung gegen Körperschallübertragung. Die sperrholzartige Schichtung der Asphaltkorsil-Isolierung verleiht den einzelnen Platten eine hohe mechanische Festigkeit, so daß ein Abbrechen von Ecken und Kanten unmöglich ist. Das bedeutet einen Vorteil gegenüber nicht geschützten oder nur äußerlich wasserabweisend gestrichenen Korkplatten; denn Lücken, die durch Abbrechen von Ecken und Kanten entstehen, werden beim Baubetrieb nicht wieder sorgfältig durch die abgebrochenen Stücke verschlossen, wodurch dann unvermeidlich Körperschallbrücken entstehen.

Überschreitet die Belastung der Isolierschicht die Grenze von etwa 10 bis 15 kg/cm², so wird das „Asphaltkorsil“ zweckmäßig durch „Antivibrat“ ersetzt. Das ist ein Baustoff zur Körperschallbekämpfung, der aus einzelnen schallweichen, durchtränkten Gewebelagen besteht. Das Gesundheitsamt Hamburg (Architekt B. D. A. Höger) wurde unter den schwierigsten Verhältnissen über der zweigleisigen Strecke der Hochbahn errichtet, und die dabei gestellten schalltechnischen Aufgaben wurden zur vollen Zufriedenheit mit „Antivibrat“ gelöst.

Bei der Aufstellung von Maschinen in Gebäuden ist darauf zu achten, daß beide Formen des Körperschalls, sowohl fühlbare Erschütterungen, als auch hörbare Geräusche, an ihrer Fortleitung durch die schallharten Baustoffe verhindert werden.

Da die Belastung in solchen Fällen höchstens 1 bis 1,5 kg/cm² beträgt, wählt man hier ein Isoliermittel, das neben seiner Schallweichheit auch eine bedeutende Weichheit in seinem Federungsvermögen aufweist, denn das Federungsvermögen ist die Grundlage für das Zustandekommen einer Isolierwirkung gegen fühlbare Erschütterungen. Solche Unterlagen unter Maschinenfundamenten müssen in Plattenform eingebracht werden. Eine Platte kann aber nur dann federn, wenn sie Volumenelastizität besitzt, d. h. das Vermögen, ihr Volumen federnd zu ändern. Der einzige Stoff, der diese für das Zustandekommen einer Isolierwirkung gegen Erschütterungsförderung grundlegende Eigenschaft in hervorragendem Maße besitzt, ist der Naturkork. Gummi z. B. besitzt eine vorzügliche Längsfederung, jedoch keine Volumenelastizität. Eine Gummiplatte weist daher senkrecht zu ihrer größten Ausdehnung keine nennenswerte Federung auf, da ihre Querdehnung, die allein das gewünschte Federungsvermögen bewirkt, nur in verschwindendem Maße zur Auswirkung kommen kann.¹⁾

Die vorzüglichen Eigenschaften des Naturkorks werden in der „Korkfund“-Platte nutzbar gemacht. Dieses Isoliermaterial besteht aus Naturkorkstreifen, die aus dem zarten weichen Fleisch der Korkrinde herausgeschält sind und durch einen schmalen Eisenrahmen zusammengehalten werden. Die Platten sind unempfindlich gegen alle chemischen und bakteriologischen Einflüsse und widerstehen selbst der dauernden Einwirkung grober Nässe auf Jahrzehnte.

Neben den beschriebenen Korkfabrikaten ohne harte oder erhärtende Bestandteile sind die sogenannten Korksteine zum Wärme- und Kälteschutz bekannt. Diese Baustoffe bestehen aus Korkschat, durch Pech oder mineralisch gebunden. Die im Kork enthaltenen Luftporen kommen dabei wohl dem Wärmeschutz in vollem Maße zugute, jedoch stellt das harte Pech oder das mineralische Skelett eine Körperschallbrücke dar, die eine Isolierwirkung gegen Körperschall ausschließt. Außerdem verliert durch die harte Bindung die Platte ihr Federungsvermögen, so daß sie auch keine Isolierwirkung gegen Erschütterungsförderung aufweist.

Die oben beschriebenen Gesetze der Schallausbreitung in zwei verschiedenen Medien gelten nicht für Decken und Wände, da diese Bauteile in erheblichem Maße Biegungsschwingungen zulassen. Die systematische Forschung auf dem Gebiete der Schalltechnik hat ergeben, daß beim Auftreffen von Luftschall auf Wände und Decken der Hauptteil des übertragenden Schalles auf Biegungsschwingungen beruht. Nur bei gebührender

Würdigung dieser Tatsache wird es gelingen, Decken und Wände mit zufriedenstellender Schallsicherheit herzustellen.

Schallsichere Wände und Decken sind dadurch gekennzeichnet, daß beim Auftreffen von Geräuschen auf die eine Seite die andere, dem zu schützenden Raum zugekehrte, Biegungsschwingungen nur in unerheblichem Maße mitmacht.

Nach dieser Forderung gibt es zwei Wege für die Herstellung schallsicherer Wände. Entweder macht man sie so schwer, daß allein die Masse genügt, um das Auftreten der Biegungsschwingungen auf das notwendige geringe Maß herabzudrücken, oder man stellt eine Wandkombination in der Form her, daß die vom Schall betroffene Wandseite Schwingungen ausführen kann, die jedoch durch eine geeignete Zwischenlage so weit gedämpft werden, daß der zweite Wandbelag die notwendige Ruhe aufweist. Wände aus einheitlichen Stoffen mit zufriedenstellender Schallsicherheit sind sehr schwer und daher unwirtschaftlich.

Der wirksame Bestandteil einer schallsicheren Wandkombination muß zwei Forderungen erfüllen. Er muß erstens ein hohes Federungsvermögen und zweitens ein hohes Arbeitsvermögen haben. Die Federung ist notwendig, damit der vom Schall betroffene Wandteil stärker schwingen kann als der auf der anderen Seite des Isoliermittels liegende. Das Arbeitsvermögen bewirkt dann einen Verbrauch an Schwingungsenergie, d. h. eine Umsetzung in Wärme, so daß tatsächlich die dem zu schützenden Raum zugekehrte Wandseite kleinere Schwingungen ausführt als die vom Schall betroffene. Unter diesen Gesichtspunkten ist es verständlich, daß die Luft trotz ihrer vorzüglichen Federung als Isolierschicht in Wänden keine nennenswerten Dienste leistet, da der Arbeitsverbrauch zu gering ist. Es findet eine fast verlustlose elastische Weitergabe der Energie statt. Lufträume können sogar gefährlich werden, da sie leicht in Resonanz mit dem auftreffenden Schall geraten. Wandfüllungen aus Sand, Korkstein oder Preßkork weisen nicht das für das Zustandekommen der Isolierwirkung notwendige Federungsvermögen auf. Poröse Stoffe wie Filz oder Torfmoos gestatten zwar in genügendem Maße die Relativbewegung der beiden Wandteile gegeneinander, jedoch ist ihr inneres Arbeitsvermögen so gering, daß sie ähnlich wie die Lufträume in die Erscheinung treten.

Die Nachteile der bisher genannten Stoffe vermeidet eine Platte aus mehreren Lagen Wellpappe, die durch zähe Bitumen-Schichten zusammengefügt sind. Die Wellpapplagen bewirken das geforderte Federungsvermögen, und die Imprägnierung durch zähes Bitumen das hohe innere Arbeitsvermögen. Die beschriebenen Platten sind bekannt unter dem Namen „Absorbit“. Eine Wand aus zwei $\frac{1}{4}$ Stein starken Ziegelschichten mit dazwischenliegender „Absorbit“-Isolierung ist z. B. um 40% schallsicherer als eine doppelt so starke 1 Stein starke Vollziegelwand.

Die Herstellung einer trittschallsicheren Decke beruht auf ähnlichen Voraussetzungen, wie sie für die beschriebenen kombinierten Wände gelten. Beim Schwingen des eigentlichen Fußbodenbelages, hervorgerufen durch das Begehen, darf die eigentliche Tragkonstruktion der Decke diese Schwingungen nicht mitmachen. Es wird daher zwischen Estrich und Decke eine Isolierschicht eingelegt, die wieder eine Relativbewegung des Fußbodenbelages gegen die Tragkonstruktion gestattet. Der Unterschied gegen eine Wandisolierung besteht nur darin, daß ein Schallschuttmittel für Decken bis zu einem gewissen Grade belastbar sein muß. In schalltechnischer Hinsicht ist es erforderlich, bis an die untere Grenze der geforderten Belastbarkeit heranzugehen, denn je härter eine Zwischenlage ist, desto weniger wirkt sie schalldämpfend.²⁾

Ein Stoff, der den bauakustischen Anforderungen bei der Herstellung einer schallsicheren Decke gerecht wird, ist das „Antiphon“. Dieses Deckenisoliermittel ist ausschließlich für diesen Zweck geschaffen und verbürgt daher eine gesteigerte Wirksamkeit. Vergleichende Versuche mit Isolierschichten aus „Antiphon“, Torf und Sand in je 2 cm Stärke unter 3 cm Gipsestrich in einem Neubau in Frankfurt a. M. haben gezeigt, daß sich die Schallsicherheiten der drei genannten Decken wie 19,3:7,1:1 verhalten.

Die neuzeitliche wissenschaftliche und praktische Schalltechnik hat die Mittel gefunden, um die außerordentlich lästige Hellhörigkeit von modernen Bauten zu vermeiden. Daß dennoch sehr häufig große Enttäuschungen erlebt werden, liegt einfach daran, daß nicht rechtzeitig Schutzmaßnahmen vorgesehen wurden. Wenn nicht von vornherein die notwendigen Mittel für den geforderten Schallschutz bereitgestellt werden, so ist es nachträglich immer schwer, sie frei zu bekommen. Die Beobachtung an zahlreichen ausgeführten und sorgfältig isolierten Neubauten hat gezeigt, daß der Aufwand für eine umfangreiche durchgreifende Schallisolierung etwa 2% der ganzen Bausumme ausmacht. Das ist im Hinblick auf den erzielten Gewinn so gering, daß diese Tatsache bereits beim Entwurf eines Neubaus den interessierten Personen zu denken geben sollte.

INHALT: Zur Frage des Baustahls in Deutschland. — Der Union-Baustahl, ein neuer hochwertiger Baustahl. — Bauholz. — Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft. — Neue Betonarten. — Hochwertige Zemente. — Schallisolierungen im Hochbau.

¹⁾ Vergl. Schalltechnik 1928, Nr. 6, S. 96, Aufsatz des Verfassers: „Die Beurteilung von Isolierstoffen gegen Erschütterungsübertragung“.