

DIE DONAUBRÜCKE BEI WALHALLASTRASSE.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Hugo Wittenzellner, Obering. a. D. in München.

Allgemeines — Bestehende Brücke — Neue Überbauten — Entwurf, Wahlentwurf — Herstellung in der Werkstätte, Montage und Auswechslung — Mauerwerksergänzung — Probelastung — Bauzeiten und Sonstiges.

1. Allgemeines.

Das bayer. Eisenbahnnetz wurde in den fünfziger Jahren des vorigen Jahrhunderts sehr stark ausgebaut. In diese Zeit fällt auch die Erbauung der Bahnlinie von Regensburg über Schwandorf nach Nürnberg durch die vormals königlich privilegierte Ostbahn. Die Bahn wurde im Jahre 1859 in Betrieb genommen.

Winterhafens wurde im Jahre 1907 an die gewölbten Öffnungen gegen Regensburg noch eine Fachwerkbrücke mit 50,37 m St. W. (40 m senkr. Lichtweite) angefügt, so daß nunmehr an dem Donauübergang eine Gesamtlichtweite von rd. 600 m vorhanden ist (Abb. 2). Die gesamten Bauwerke liegen in einer Nord-Südgerichteten Geraden; die Bahnkrone läuft waagrecht durch.

Die vorhandenen Überbauten.

Schon bei der ersten Anlage im Jahre 1859 wurden Pfeiler und Widerlager der Strombrücke sowie die gewölbten Flutbrücken in der Breite für zwei Gleise hergestellt. Der Baugrund besteht aus sandigem Kies mit darunter liegender Lettenschicht. Pfeiler und Widerlager ruhen auf eng gerammten Pfahlrosten, die mit doppelten Spundwänden umschlossen und außerdem durch starke Steinschüttungen gesichert sind. Das Fundamentmauerwerk ist aus Granitquadern, das aufgehende Mauerwerk in Sandsteinquadern ausgeführt. Die Auflagersteine sind aus Granit. An beiden Enden der Fachwerkbrücke wurden mächtige Abschlußportale von 22 m Höhe und 13 m Breite mit 2 Spitzbogenöffnungen für die Durchfahrt hergestellt (Abb. 3). Die Pfeiler erhielten eine Breite von 3,4 m bei einer Länge von 12 m. Diese Maße vergrößern sich nach unten, da das Mauerwerk nach allen Seiten etwas Anlauf hat.

Der erste Überbau für die zunächst nur eingleisig ausgebaute Bahnlinie wurde oberstromig als ein über 5 Öffnungen durchlaufender engmaschiger Gitterträger mit parallelen Gurtungen und mit oberer und unterer waagerechter Verspannung durch die Maffei'schen Werke in Regensburg ausgeführt. Die Stützweite betrug rd. 50 m, die Systemhöhe 5,6 m und der Hauptträgerabstand 4,14 m; die in 2,0 m Abstand folgenden Querträger waren auch in Gitterfachwerk ausgeführt; als Langträger dienten Holzschwellen, auf die die Schienen unmittelbar aufgenagelt waren. Die beweglichen Lager waren als Kipplager ausgebildet. — Die

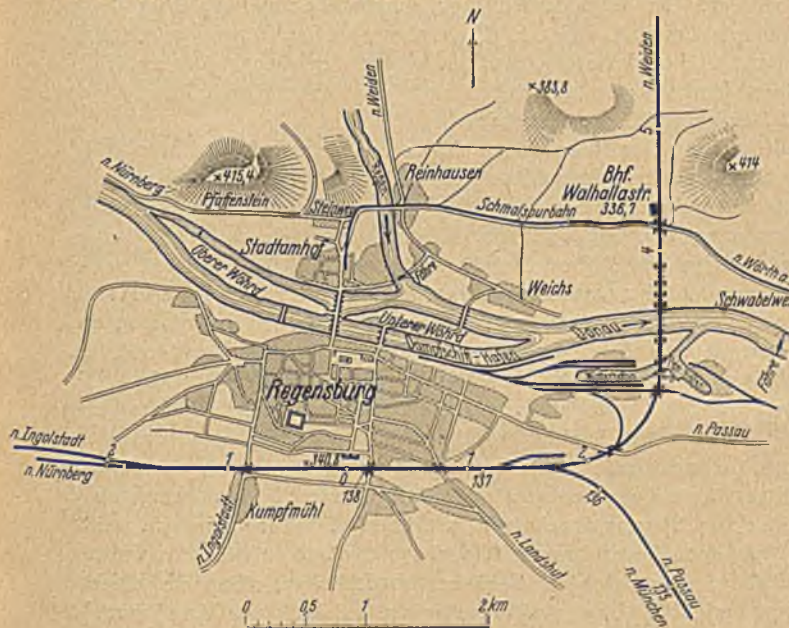


Abb. 1. Lageplan.

Im Zuge dieser Linie mußte die Bahn kurz nach Regensburg, bei km 3,428, südlich der Station Walhallastraße, die Donau überschreiten (Abb. 1). Mit Rücksicht auf das breite Donaual und die Durchleitung gewaltiger Hochwassermengen war hier die Anlage eines großen Brückenbauwerkes notwendig. Außer 5 Stromöffnungen von je 46,6 m Lichtweite mußten zu beiden Seiten der eigentlichen Strombrücke noch 12 bzw. 3 gewölbte Flutöffnungen von je 14,6 m Lichtweite und in kurzem Abstände gegen Walhallastraße noch eine gewölbte Brücke mit 5 Öffnungen der gleichen Lichtweite geschaffen werden. Bei Erbauung des Regensburger



Abb. 3. Altes Portal.

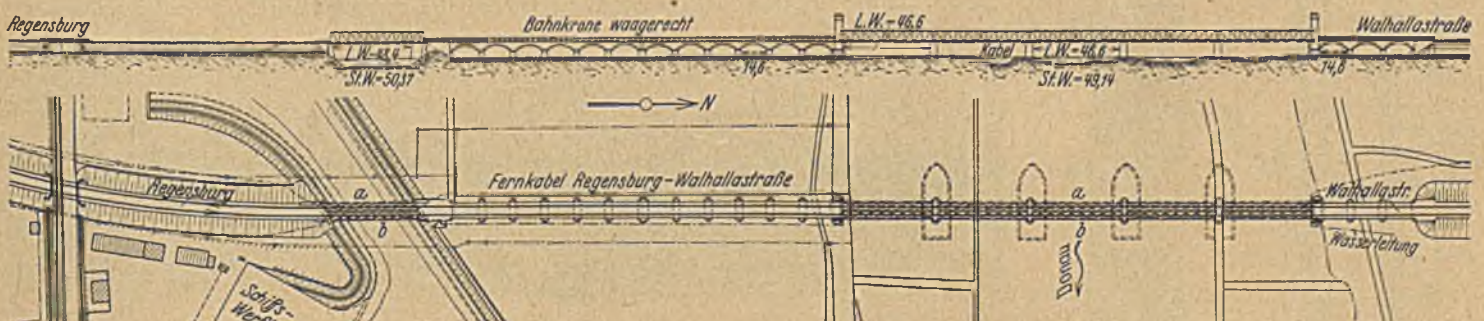


Abb. 2. Übersicht des Donaulüberganges.

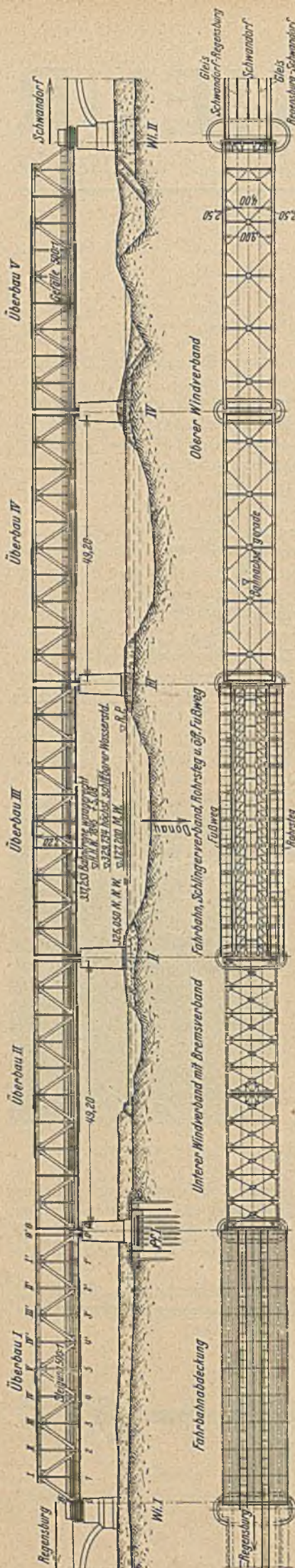


Abb. 5. Übersichtsplan der neuen Brücke.

Montage erfolgte in der Gleisachse auf dem festen Damm, und der Überbau wurde nach Fertigstellung im Ganzen durch Längsverschiebung auf Rollen, die teilweise auf zwischeneingebauten Holzböcken lagerten, in seine endgültige Lage verbracht. Diese Art der Aufstellung stellt unter den damaligen Verhältnissen eine hervorragende Leistung der Brückenbautechnik dar.

Bei Einführung des zweigleisigen Betriebes im Jahre 1892 wurde der zweite (unterstromige) Überbau durch die Maschinenbau-A.-G. Nürnberg, Filiale Gustavsburg (jetzt MAN-Werk Gustavsburg) mit einem Gesamtgewicht von 622 t in Flußeisen (St. 37) hergestellt. Die Überbauten wurden als freiaufhängende, für jede Öffnung getrennte Parallelfachwerkträger mit einfachem Zugstrebenensystem (Pfostenfachwerk) und mit oberer und unterer waagerechter Verspannung ausgeführt. Jeder Überbau erhielt 49,14 m Stützweite. Die Systemhöhe betrug 5,6 m, der Hauptträgerabstand 4,3 m. Wegen der knappen Ausmaße der Pfeiler und Widerlager wurden die Lagerstühle nicht unmittelbar unter die Endpfosten gesetzt, sondern um je 0,30 m in den Endquerträger eingerückt. Dies bedingte die Ausbildung der Endquerträger im Zusammenhang mit den Pfosten und oberen Querriegeln zu biegefesten Vollrahmen. Die Montage der Überbauten geschah an Ort und Stelle unter Verwendung von stählernen Rüstträgern auf gerammten Holzböcken. In den Schiffahrtsöffnungen wurden die fertigen Rüstträger mittels Pontons vom Ufer aus eingeschwommen. Nach einer Bemerkung auf dem Rüstungsplan der ausführenden Firma mußte s. Z. noch eine Kette für die Dampfschiffahrt im Fluß liegen, da vorgesehen war, diese Kette dem Fortgang der Montage entsprechend, abwechselnd in die 3. und 4. Öffnung zu legen. Näheres hierüber war nicht mehr zu erfahren.

Im Jahre 1898 wurde eine zur Wasserversorgung des Bahnhofes Regensburg notwendige Leitung auf die Brücke verlegt. Im allgemeinen lag die aus stark isolierten Rohren von 300 mm Lichtweite bestehende Leitung auf den Querträgern, hart neben den Hauptträgern; nur an den Pfeilern und Widerlagern mußten wegen der obenerwähnten Halbrahmen der Endquerträger Umleitungen geschaffen werden. Zur Ermöglichung von Längenänderungen waren Bewegungsstücke eingebaut.

Die fortschreitende Steigerung der Belastungen durch die Betriebsmittel machte im Jahre 1904 den Ersatz des alten oberstromigen Gitterträgers durch neuzeitliche Überbauten notwendig. Hierfür wurde das gleiche System mit den gleichen Ausmaßen wie bei den im Jahre 1892 eingelegten Überbauten gewählt (vgl. Abb. 4), lediglich die Querschnitte wurden stärker, entsprechend dem inzwischen erhöhten Belastungsprogramm. Wie bei den unterstromigen Überbauten wurden auch hier wegen der kurzen Pfeiler die Lager um je 0,3 m in den Querträger eingerückt und die Endquerträger in Verbindung mit den Endpfosten und oberen Querriegel als biegefesten Vollrahmen ausgebildet. Das Gewicht der fünf Überbauten betrug 732 t Flußeisen (St. 37). Die Ausführung wurde wieder der M. A. N.-Gustavsburg übertragen. Die Montage geschah auf festen, neben den vorhandenen Überbauten aufgestellten Gerüsten mit Pfahlgründung. Für die Schiffahrt wurden die vorgeschriebenen Öffnungen freigehalten. Nach Herstellung der neuen Überbauten wurde der alte durchlaufende Gitterträger von Richtung Walhallastraße her in den Öffnungen V, IV und III ohne Benützung einer Rüstung abgetragen; in Öffnung II ebenso, jedoch mußte hierfür auf dem Träger über dem Regensburger Widerlager Ballast aufgebracht werden. Öffnung I wurde unter Einbau eines leichten Gerüstes abgebrochen. Das Einschieben der neuen Überbauten in ihre endgültige Lage mußte in der Reihenfolge I und V und dann II, III und IV erfolgen, da zur Schonung der Abschlußportale in den Endfeldern auch eine Längsverschiebung um 0,80 m notwendig war, um die Überbauten in ihre planmäßige Lage zwischen den Portaltürmen zu bringen.

Die neuen Überbauten.

Umbauentwurf.

Die Nachrechnung der vorhandenen Überbauten nach den neuen Lastenzügen und den Bestimmungen der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ (B. E.) vom Jahre 1925 ergab, daß die Überbauten a (oberstromig) aus dem Jahre 1904 dem Lastenzug E genühten, die Überbauten b (unterstromig) aus dem Jahre 1892 jedoch in Klasse K eingereiht werden mußten. Hauptsächlich waren bei diesen Überbauten die Druckstäbe ungenügend. Eine Verstärkung erschien nicht mehr wirtschaftlich und wäre auch mit Rücksicht auf die ungenügende Lichtweite zwischen den Hauptträgern nicht angängig gewesen. Es wurde daher die Auswechslung gegen neue Überbauten für Lastenzug N angeordnet.



Abb. 4. Gesamtansicht der alten Überbauten.

Bei der Aufstellung des Umbauentwurfes ergab sich, daß zur Erreichung einer vorschriftsmäßigen Umgrenzung des lichten Raumes und einer in jeder Beziehung einwandfreien Konstruktion der neuen Überbauten die Verlängerung der Pfeiler und Widerlager, sowie der beiderseits anschließenden gewölbten Flutöffnungen bis zu 1,5 m notwendig gewesen wäre. Diese Mauerwerksänderungen wären nicht nur sehr schwer konstruktiv einwandfrei auszuführen gewesen, sondern auch sehr kostspielig geworden. Vergleichende Untersuchungen ergaben dann, daß es wirtschaftlicher sei, wenn die Überbauten beider Gleise beseitigt und hierfür zweigleisige Überbauten eingelegt würden. Hierdurch würde nicht nur der größte Teil der Mauerwerksarbeiten eingespart, sondern auch ein Zusammenrücken der beiden Gleisachsen auf das Normalmaß von 4,0 m gegen bisher 4,52 m ermöglicht, wodurch auch die Gleisverziehungen vor den Widerlagern abgeflacht würden. Außerdem würde es hierdurch möglich, die Bahnkrone auf den Überbauten zur Erzielung einer günstigeren Bauhöhe ohne Beeinträchtigung der Schifffahrtshöhe zu heben, ohne daß an den gewölbten Überbauten etwas geändert werden müßte. Die Untersuchung der Pfeiler und Widerlager ergab, daß diese den Beanspruchungen des Lastenzuges N auch bei Anordnung zweigleisiger Überbauten in jeder Beziehung genügten. Da sonach alle Umstände für eine zweigleisige Brücke günstig waren, wurde diese Ausführung der weiteren Bearbeitung zugrunde gelegt. Die eindrucksvollen Abschlußportale an den beiden Enden der Hauptbrücke mußten jedoch beseitigt werden, da umfangreiche Umbauten wegen des Zusammenrückens der Gleisachsen notwendig gewesen wären.

Die Untersuchung der Widerlager und Pfeiler ergab, daß der Bauzustand bei allen Unterbauten sowohl der Fundierung, wie auch des aufgehenden Mauerwerkes gut ist. Bei Pfeiler I wurde durch besondere Schürfungen die einwandfreie Beschaffenheit der Pfähle festgestellt. Da Pfeiler I vor der Donauregulierung ebenfalls Strompfeiler war, wurde bei den übrigen Pfeilern auf den gleichen Befund geschlossen. Für Lastenzug N errechnet sich eine größte Pfahlbelastung von 34 t, die ohne weiteres zulässig erscheint, um so mehr, als bei der mehr als 70 Jahre währenden Betriebsdauer der Brücke zweifellos eine starke Verfestigung des Baugrundes stattgefunden hat. Die vorzunehmenden Mauerwerksänderungen konnten sich daher darauf beschränken, die oberen Schichten der Widerlager und Pfeiler in einer Höhe von 1,2—1,6 m, je nach Schichtenhöhe, durch stark bewehrte Eisenbetonplatten zu ersetzen, um eine sichere Druckverteilung der wegen der zweigleisigen Brücke verhältnismäßig weit aus der Mitte liegenden Lager zu erreichen.

Die Stützweiten der für jede Öffnung getrennten Überbauten wurde auf je 49,20 m festgesetzt. Die Hauptträger in Parallelfachwerkform erhielten eine Ausfachung mit einfachen Zug-

Druckstreben mit blinden bzw. Zugpfosten und ohne Zwischenfachwerk (Abb. 5). Um dem gesamten Brückenzug ein geschlossenes Aussehen zu geben, wurden über den Pfeilern Blindstäbe vor-

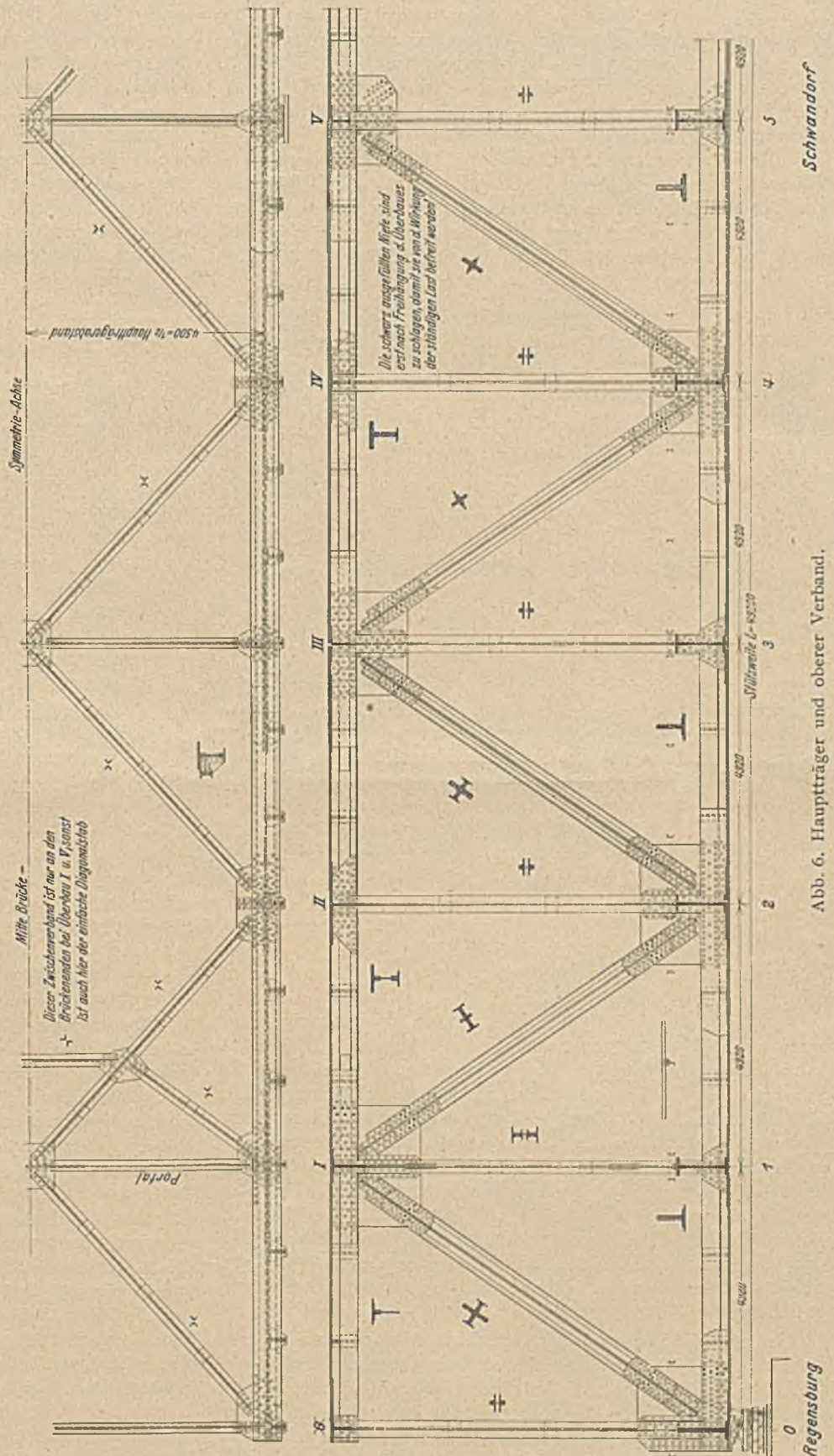


Abb. 6. Hauptträger und oberer Verband.

gesehen, wodurch die einzelnen Überbauten zusammen das Aussehen eines durchlaufenden Bandes erhielten.

Die Systemhöhe der Fachwerke wurde mit Rücksicht auf

das für Elektrifizierung freizuhaltende Lichtprofil auf 7,2 m festgesetzt, so daß das Verhältnis der Netzhöhe zur Stützweite $1 : 6,85$ beträgt. Durch Hebung der Bahnkrone um 0,30 m wurde eine günstige Bauhöhe von 1,42 m bis Schienenoberkante erreicht, ohne daß die lichte Höhe von rd. 8,5 m bei Mittelwasser für die Schifffahrt beeinträchtigt wurde. Die Stützweite wurde in 10 Felder zu je 4,92 m aufgeteilt (Abb. 6). Der Hauptträgerabstand wurde bei 4,0 m Gleisentfernung auf 9,0 m festgelegt, woraus sich ein lichter Abstand zwischen Konstruktion und Gleisachse von mindestens 2,25 m (an den Endportalen) ergibt.

Die Fahrbahntafel aus Längs- und Querträgern liegt unten zwischen den Hauptträgern (Abb. 7). Längs- und Querträger sind fest miteinander vernietet und oben bündig; unten erhalten die Längsträger an den Querträgern Konsolen, so daß oben und unten die Längsträger mit Decklaschen über die Querträger hin-

konnte im vorliegenden Falle abgesehen werden, da durch die zweigleisige Anordnung die Querträger an sich weniger steif wurden und außerdem die Größtwerte aus der senkrechten Belastung und aus der Beanspruchung durch die Abbiegung nicht an der gleichen Stelle zusammentreffen. Die Beanspruchung der Querträger an den außenliegenden Längsträgern durch senkrechte Belastung und Abbiegung wird nicht wesentlich größer als die Beanspruchung an dem inneren Längsträgerstrang durch die senkrechten Lasten.

Die Auflager sind abwechselnd fest und beweglich angeordnet, wobei die beweglichen Lager als Zweirollenlager ausgebildet wurden. Die festen Lager liegen jeweils auf Seite Walhallastraße.

Zur Überleitung der bereits erwähnten Wasserleitung wurde an der Außenseite der unterstromigen Hauptträger ein Rohrsteig von 0,90 m Lichtweite angebracht.

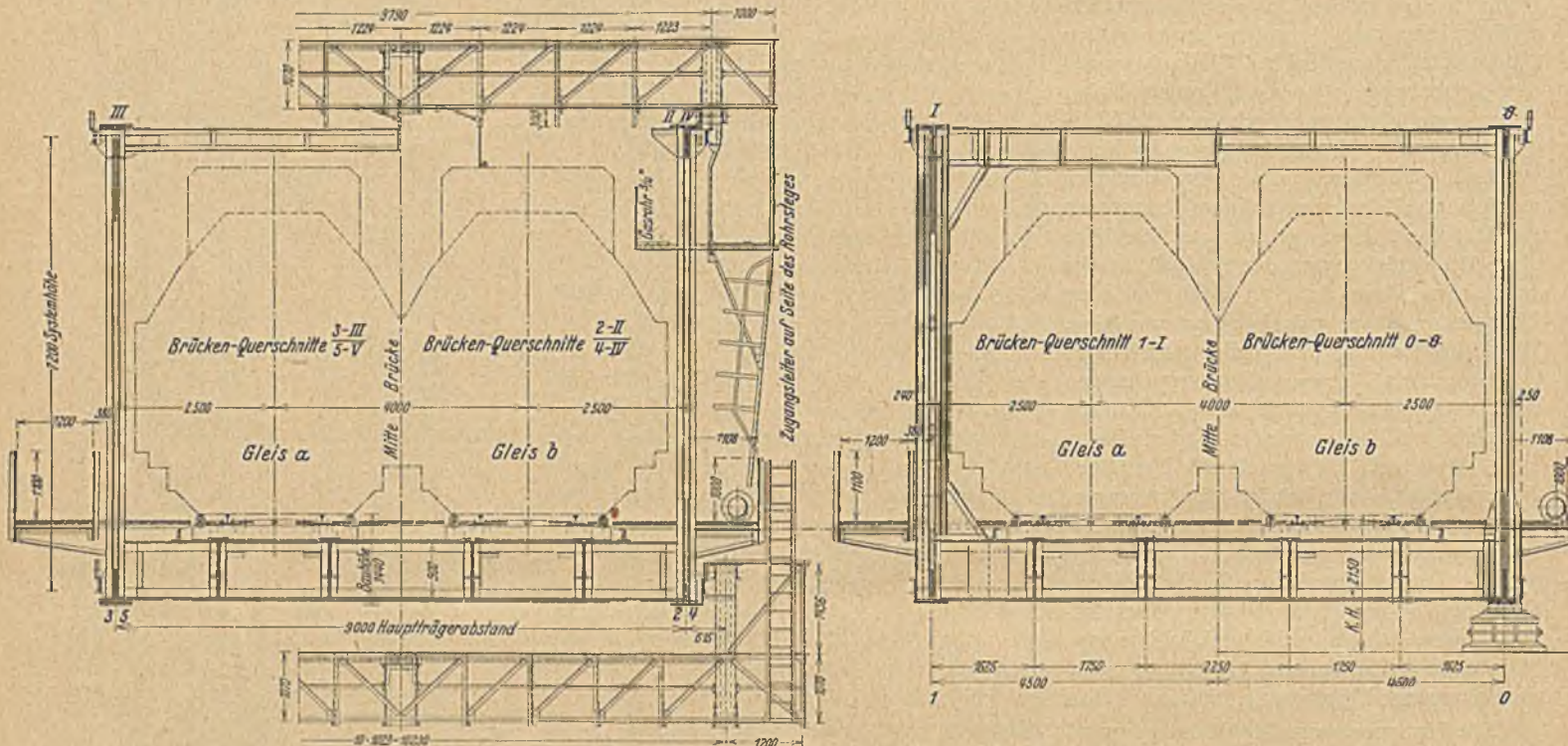


Abb. 7. Querschnitte mit Besichtigungswagen.

weg verbunden werden konnten. Die Längsträger liegen in einem Abstand von 1,75 m (Abb. 8).

Die Hauptträger erhielten einen oberen rautenförmigen und einen unteren kreuzförmigen waagerechten Verband. Die Portalrahmen zur Ableitung der oberen waagerechten Kräfte in die Lager wurden zur Vereinheitlichung der Konstruktionen in allen fünf Überbauten je bei den ersten Zwischenquerträgern angeordnet, von wo die Kräfte durch das letzte Feld der unteren Verspannung in die Lager geleitet werden. In den beiden äußeren Überbauten wurden die oberen Querstäbe der gegen die Widerlager zu liegenden Portale mit dem Rautenverband durch eine leichte Querkonstruktion ausgesteift. Die Diagonalen des unteren Verbandes wurden an den Kreuzungsstellen an die Längsträger angehängt. Die Längsträger je eines Gleises erhielten einen unter dem Oberflansch vertieft liegenden Schlingerverband.

In der Mitte einer jeden Öffnung wurden in den unteren waagerechten Verband feste Scheiben zur Aufnahme der Bremskräfte eingefügt. Von der Anordnung sog. Endquerscheiben¹, wie sie im Bereich der Gruppenverwaltung Bayern in den letzten Jahren bei den eingleisigen Brücken angewandt wurden, um eine unzulässige Beanspruchung der äußeren Querträger infolge Abbiegungen durch die Längenänderung der Gurtungen zu vermeiden,

An der Außenseite der oberstromigen Hauptträger wurde ein Fußweg mit 1,20 m lichter Weite angeordnet.

Dieser Fußweg dient dem öffentlichen Fußgängerverkehr und ist durch ein Geländer gegen den Bahnbetrieb vollständig abgesperrt. Die Veranlassung hierzu gab die seit der Eröffnung des Luitpoldhafens im Jahre 1909 eingetretene Änderung der Beschäftigungsverhältnisse. Seit dieser Zeit bewegt sich täglich ein starker Arbeiterverkehr von seiten Walhallastraße und den umliegenden, zum Teil von der Stadt Regensburg eingemeindeten Orten vom linken Donauufer nach dem Hafen und den dort errichteten industriellen Betrieben. Mangels einer Verbindung zwischen den beiden Ufern in der Nähe des Hafengebietes hat dieser Verkehr trotz aller Maßnahmen, die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft dagegen ergriffen wurden, immer wieder den Weg über die Eisenbahnbrücke gesucht. Schon im Jahre 1924 wurde von der Gruppenverwaltung Bayern die Anbringung eines Steges für den öffentlichen Verkehr an die Brückenüberbauten auf Kosten der Beteiligten genehmigt, jedoch kam der Steg durch die Ungunst der Verhältnisse nicht zustande. Durch den Brückenumbau war nun die Möglichkeit geschaffen, ohne irgendwelche Schwierigkeiten einen öffentlichen Fußgängersteg herzustellen, was sowohl im Interesse der Verkehrssicherung auf der Brücke, als auch im Hinblick auf die Haftpflicht und die Unmöglichkeit, den verbotenen Fußgängerverkehr von der Brücke fernzuhalten, unbedingt notwendig erschien. Der Steg setzt sich an den gewölb-

¹ Weidmann: Bauing. (1932) Heft 5/6; Hofmann: Bauing. (1932) Heft 41/42. Wittenzellner: Bautechnik (1933) Heft 43.

ten Flutüberbauten bis über die Hafenbrücke fort. An den gewölbten Überbauten lagert der Fußweg auf abgebogenen \square -Eisenkonsolen, die in das Mauerwerk eingelassen und durch Schrägwinkel gegen die Gewölbestirn abgestützt sind. An der Hafenbrücke wurden neue Blechkonsolen angebracht. Der ganze etwa 550 m lange Fußweg ist durch Geländer von den Betriebsgleisen getrennt. Ein wesentlicher Teil der durch die Anlage eines öffentlichen Fußweges verursachten Mehrkosten wurde von der Stadt Regensburg getragen.

Um Fahrbahntafel und Untergurte von unten her jederzeit ohne Einbau von Gerüsten zugänglich zu machen, wurde in jeder Öffnung ein von Hand verfahrbarer Besichtigungswagen angebracht. Zur Besichtigung der Obergurte dient ein die ganze Brückenbreite überspannender, ebenfalls von Hand betriebener Besichtigungswagen, der an den Außenseiten tiefer liegende Plattformen und außerdem noch bewegliche Vorrichtungen erhielt, um auch die Innenseite der oberen Gurtung sowie die obere Verspannung zugänglich zu machen. Die Fahrschienen liegen seitlich von den Gurten und ermöglichen die Durchfahrt über die ganze Brücke.

Als Baustoff wurde für alle wichtigeren Teile der Konstruktion, Hauptträger, Fahrbahntafel und Verbände, St. 52 mit Nieten St. 44 gewählt; nur Rohrsteg und Fußwegkonstruktion, sowie die Besichtigungswagen einschl. Trägern und sonstige untergeordnete Teile wurden in St. 37 mit Nieten St. 34 ausgeführt. Für die Auflagerstühle wurde Stahlguß Stg 52.81 S und geschmiedeter Stahl St. C 35.61 genommen.

Für die Querschnittsform wurde die in Bayern von jeher bevorzugte einwandige Ausbildung gewählt. Maßgebend hierfür war sowohl die Rücksicht auf die Fahrbahnordnung, weil sich hierdurch eine möglichst mittige Lastabgabe an die Hauptträger ergab, als auch die bessere Zugänglichkeit der Stabanschlüsse und damit erleichterte Bearbeitung in Werkstatt und auf Baustelle, sowie der gleichmäßigere Anschluß der Füllstäbe und die günstigere Unterhaltungsmöglichkeit. Durch die Verwendung von St. 52 wurden auch bei der zweigleisigen Brücke die Niete noch nicht übermäßig lang; es ergaben sich größte Nietlängen von 4,15 d in den Pfosten und 3,85 d in den Gurtungen, so daß das nach G. E. für Vollkopfniete noch zulässige Maß von 4,5 d nirgends erreicht wurde. Eine gewisse Grenze für die Anwendung des einwandigen Querschnittes ergab sich lediglich bei den Anschlüssen der Diagonalstäbe in den äußeren Feldern. Um die auftretenden Kräfte übertragen zu können, mußten hier verhältnismäßig viele Niete hintereinander angeordnet werden. Dies erscheint aber insofern nicht bedenklich, als die Zahl der notwendigen Niete nicht nach St. 52, sondern nur nach St. 44 bestimmt wurde, d. h. für die zulässige Beanspruchung von St. 52

mit $\sigma = 2100 \text{ kg/cm}^2$ wurde die Nietfläche mit $\frac{44}{52} \times F_s$ eingesetzt, wodurch sich eine etwa 20proz. Mehrung der Nietzahl ergab; andererseits wurden bei den Druckstäben die ersten sechs, bei den Zugstäben die ersten 8 Niete am Knotenblechrand erst nach Freihängung der Überbauten geschlossen, um diese Niete von ständiger Last freizuhalten. Die Knotenblechstärke wurde mit 24 mm angenommen, so daß auch hierfür keinerlei Überbeanspruchungen zu befürchten sind.

Die Querschnitte in T- und \clubsuit -Form wurden durchweg aus Stehblechen, Winkeln und Flacheisen zusammengesetzt; Längs- und Querträger wurden als Blechträger ausgeführt. Die Verwendung größerer Walzprofile wurde grundsätzlich ausgeschaltet.

Die Fahrbahn wurde nach den bekannten Regelplänen der Gruppenverwaltung Bayern ausgebildet. Hiernach werden die hölzernen Querswellen auf den Längsträgern satt eingekämmt, wodurch Querkräfte auf die Längsträger und damit auf den Schlingerverband übertragen werden können, während in der Längsrichtung eine beschränkte Verschiebung zwischen Schwelle und Längsträger möglich ist, so daß die Bewegung des Überbaues durch den Oberbau nicht behindert werden. Durch eingekämmt Streichbalken an beiden Schwellenenden ist die gegenseitige Lage

der Querswellen festgelegt und eine Verteilung auftretender Längskräfte auf eine größere Anzahl Schwellen gesichert. Zwischen den Schienen ist die Fahrbahntafel mit Waffelblechen abgedeckt;

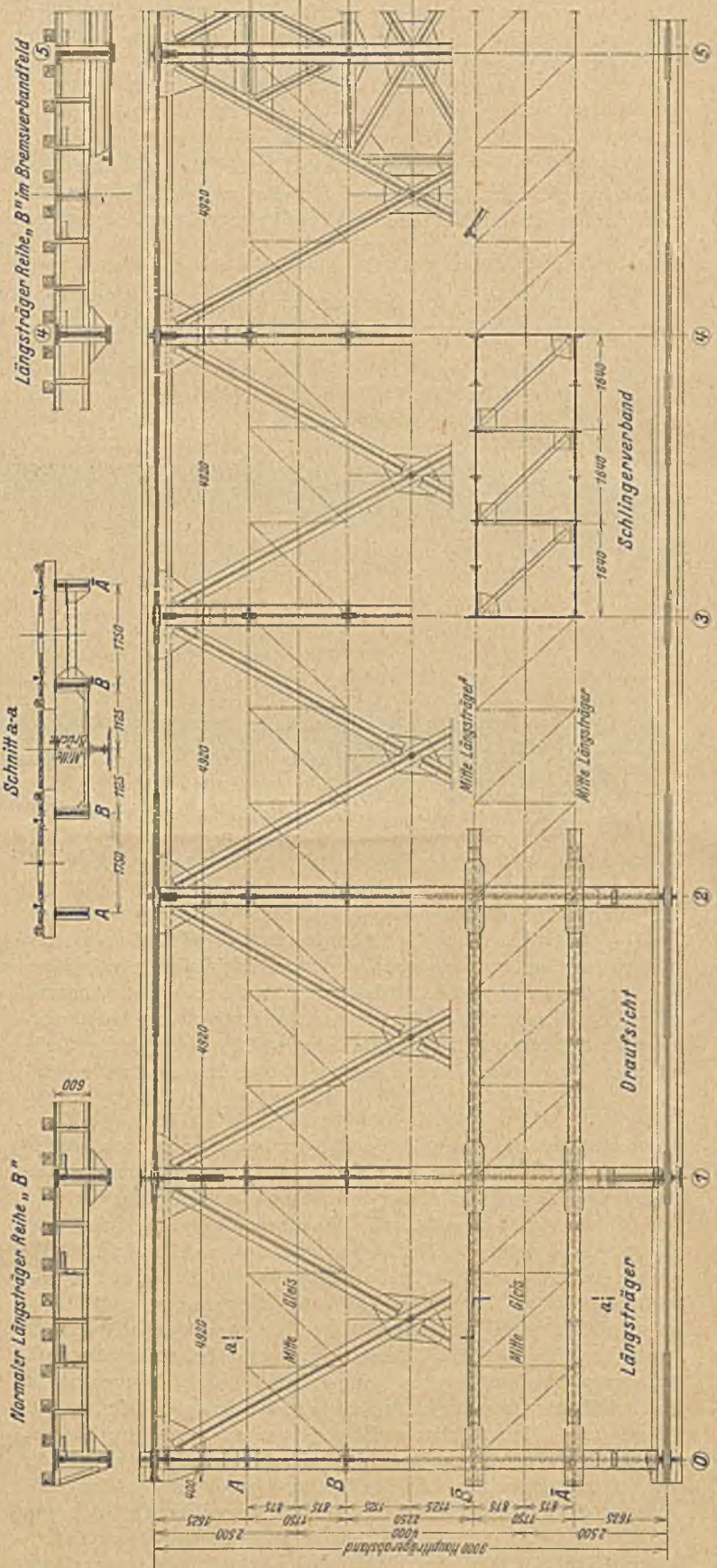


Abb. 8. Fahrbahn und unterer Verband.

die in gleicher Höhe liegenden Fußwege erhielten Holzdielenabdeckung. Die Schienenstöße wurden geschweißt; zur Ermöglichung des Ausgleiches der Längenänderungen wurden über jedem Pfeiler Schienenauszüge eingebaut.

Das Gesamtgewicht der fünf Überbauten ergab sich zu 1632 t, wovon 1434 t St. 52, 138 t St. 37 und 60 t Stg. 52 und St. C 35 sind. Hiernach beträgt das Stahlgewicht 6,6 t auf 1 lfd. m Brückenlänge und 0,75 t auf 1 m² Grundfläche. Die Bauziffer gemäß BE, Anlage 1, errechnet sich zu $\alpha = 2,05$. Die Gesamtanstrichfläche, die mit Deckanstrich versehen wird, beträgt 18 455 m², so daß sich ein Wert von 11,3 m² je t Konstruktion ergibt.

Wahlentwurf.

Die M. A. N. Werk Gustavsburg hat bei Vorlage ihres Angebotes noch einen Wahlentwurf für eine zweigleisige, über die fünf Öffnungen durchlaufende Vollwandkonstruktion beigegeben (Abb. 9). Die Wandblechhöhe wurde mit rd. $3,5 \text{ m} = \frac{1}{14}$ der St. W. gewählt, damit die Fenster der die Brücke befahrenden Personenzüge vollkommen frei bleiben und den Reisenden ein

Ausführung.

In früheren Jahren konnte der Umbau derartiger Bauwerke ohne weiteres in eine Hand gelegt werden; unter den derzeitigen wirtschaftlichen Verhältnissen war dies nicht mehr möglich. Um wenigstens einem Teil der im allgemeinen regelmäßig für die im Bereich der G. B. in Frage kommenden Brückenbauanstalten eine Beschäftigung zu ermöglichen, wurde die Lieferung je eines Überbaues an die Firmen: M. A. N. Werk Gustavsburg, M. A. N. Werk Nürnberg, Seibert-Aschaffenburg, Noell & Co.-Würzburg und Späth-Nürnberg-Dutzendteich übertragen. Die Aufstellung der Berechnungen und der Konstruktionspläne wurde der Firma Seibert, deren Angebot für die D. R. G. am günstigsten war und dementsprechend auch der gesamten Vergebung zugrunde gelegt wurde, zugeteilt. Die Aufstellung der Überbauten einschließlich aller sonst notwendigen Baumaßnahmen, wie Hebung der alten Überbauten, Abbruch, Verschiebung usw. wurde den zu einer Arbeitsgemeinschaft zu-

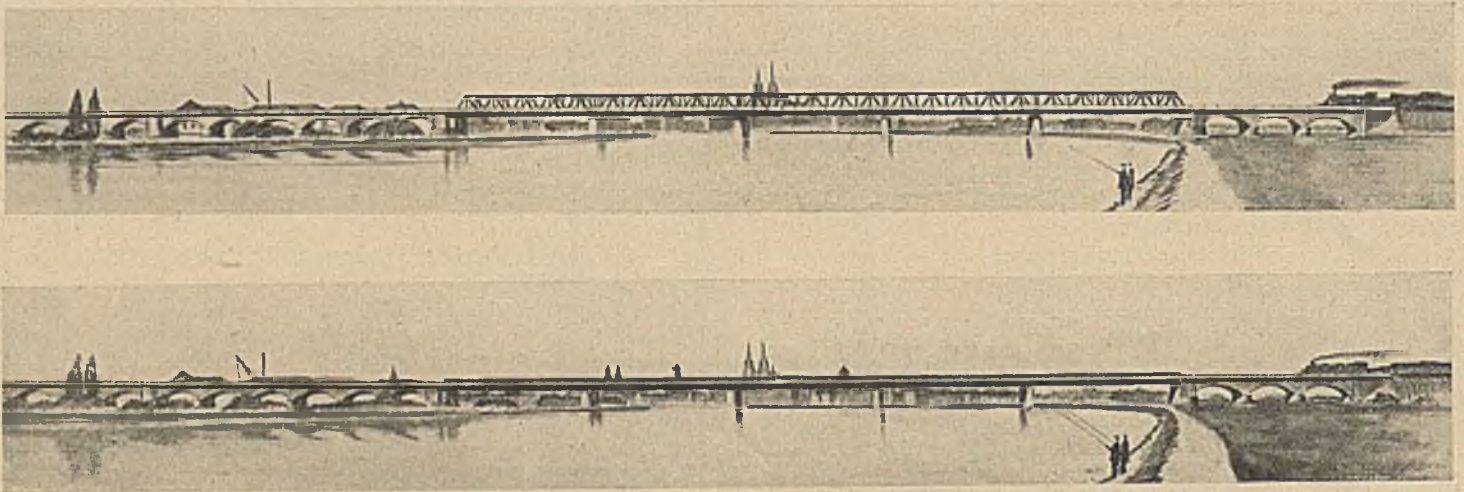


Abb. 9. Vergleichende Abbildung von Fachwerk- und Blechträgerüberbau.

ungehinderter Ausblick nach beiden Stromrichtungen gewahrt ist — einerseits nach dem türmereichen Stadtbild des alten Regensburg, andererseits nach den von der Walhalla gekrönten Vorbergen des bayrischen Waldes. Für die in 9,2 m Abstand liegenden Hauptträger war ein einwandiger Querschnitt vorgesehen mit Längssteifen aus Z-Eisen im Druckbereich der Stehbleche. Die größte Durchbiegung (Außenöffnung) bei ungünstigster Belastung durch zwei N-Züge wurde zu rd. $\frac{1}{800}$ der Stützweite ermittelt. Längs- und Querträger, beide gleich hoch, sollten ebenfalls als Blechträger ausgeführt werden. Zur genügenden Steifigkeit der Gurtungen der oben offenen Konstruktion war entsprechende Aussteifung durch die Pfosten auf die Querträger vorgesehen. Rohrstege, Fußwegkonstruktion und Besichtigungswagen waren ähnlich dem Fachwerksentwurf gedacht. Das Gesamtgewicht der Überbauten wäre gegenüber einem Fachwerk etwas größer, auch die Gesamtkosten um etwa 15 000 RM höher geworden. Da aber die Unterhaltungskosten bei einer Vollwandkonstruktion an sich schon geringer sind und sich wegen des Entfalls hochragender, der zerstörenden Wirkung der Rauchgase ausgesetzter Konstruktionsteile noch weiter verringert hätten, so wäre die Wirtschaftlichkeit der vorgeschlagenen Bauart gegenüber dem Fachwerk noch gewährleistet gewesen. Von der Ausführung dieses Entwurfes mußte jedoch, besonders mit Rücksicht auf die gegenüber dem Fachwerk wesentlich ungünstigeren Durchbiegungsverhältnisse, abgesehen werden. Auch wäre wegen der durchlaufenden Anordnung die gesamte Bremskraft auf einen Pfeiler vereinigt worden, wodurch dessen Beanspruchungen, hauptsächlich der Pfahlgründung, sich sehr ungünstig gestaltet und umfangreiche Verstärkungsarbeiten erfordert hätten.

sammengeschlossenen Firmen M. A. N.-Gustavsburg, Seibert-Aschaffenburg und Noell-Würzburg übertragen, mit der Maßgabe, daß auf die beiden erstgenannten Firmen je $\frac{2}{5}$ und auf die Firma Noell $\frac{1}{5}$ der Arbeiten entfallen sollte. Die Oberleitung hierbei hatte die M. A. N., die auch die Montagepläne ausarbeitete. Die Maurerarbeiten wurden von der Bauunternehmung W a y s s & F r e y t a g A.-G., Niederlassung München, in Verbindung mit der Bauunternehmung R i e p l in Regensburg, ausgeführt.

Der Umbauentwurf wurde im Benehmen mit dem Zentralbauamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in München aufgestellt, dem auch die Prüfung der Pläne und Berechnungen oblag. — Die Gesamtleitung des Umbaues lag in den Händen der Reichsbahndirektion Regensburg, die örtliche Bauleitung beim Betriebsamt Regensburg.

Das Material zur Herstellung der Überbauten wurde entsprechend der Verteilung der Lieferung von verschiedenen Werken bezogen, so von Thyssen-Rheinstahl, Burbacherhütte, Hahnsche Werke in Großenbaum, Gutehoffnungshütte-Sterkrade. Von dem in den Brückenbauanstalten angelieferten Material St. 52 wurde aus jeder Schmelzung ein Probestab hergestellt und geprüft. Das Ergebnis war durchweg einwandfrei.

Die Ausführung der Überbauten in der Werkstätte geschah im allgemeinen nach dem schon öfters beschriebenen bayrischen Zulageverfahren². Auch hier hat sich dieses Verfahren wieder bestens bewährt, und die etwas höheren Kosten gegenüber dem außerhalb Bayerns meist üblichen Schablonenverfahren dürften durch die einfachere Aufstellung, bei der kein Aufreiben der Stoß- und Anschlußbohrungen mehr notwendig ist, mindestens ausgeglichen werden.

(Fortsetzung folgt)

² Wittenzellner: Bautechnik (1933) Heft 43.

ÜBER DIE ANLAGE VON HAMMERFUNDAMENTEN

unter Berücksichtigung der Preuß. Ausführungsbestimmungen zu § 16 der Reichsgewerbeordnung
und auf Grund der Stoßgesetze.

Von Dr.-Ing. Fratschner, Hannover.

Übersicht: Die Vorschriften der RGO sowie der Ausführungsbestimmungen zur RGO für Preußen für die Anlage von Hammerwerken werden einer kritischen Betrachtung unterzogen. An Hand eines praktischen Beispiels wird rechnerisch ermittelt, wie die Isolierung von Hammerwerken, insbesondere von Schmiedehämmern, gegen Erschütterungsübertragung zweckmäßig anzuordnen ist.

Nach § 16 der Gewerbeordnung für das Deutsche Reich (RGO) ist die Errichtung von Anlagen, durch deren örtliche Lage oder die Beschaffenheit der Betriebsstelle für die Besitzer oder Bewohner benachbarter Grundstücke oder für das Publikum überhaupt erhebliche Nachteile, Gefahren oder Belästigungen herbeigeführt werden können, genehmigungspflichtig. Nach § 27 derselben Gewerbeordnung muß auch die Errichtung oder Verlegung von Anlagen, deren Betrieb mit ungewöhnlichen Geräuschen verbunden ist, soweit sie nach §§ 16—25 der RGO nicht bereits genehmigungspflichtig sind, der Ortspolizeibehörde angezeigt werden. Aber auch dann, wenn eine Anlage mit obrigkeitlicher Genehmigung errichtet ist, steht den Eigentümern oder Besitzern benachbarter Grundstücke, sobald durch den Gewerbebetrieb benachteiligende Einwirkungen auf ihr Grundstück ausgeübt werden, auf Grund des § 26 der RGO und der §§ 887—907 des BGB das Recht der Privatklage auf Beseitigung der Störungen zu. Diese Klage kann sich jedoch nach § 26 der RGO niemals auf Einstellung des Gewerbebetriebes richten, sondern nur auf die Herstellung von Einrichtungen, welche die benachteiligende Einwirkung ausschließen; d. h. also auf Beseitigung der Störungsursache, oder wo dieses untunlich oder mit einem gehörigen Betriebe unvereinbar ist, auf Schadloshaltung.

Nun lassen aber die Begriffe „erheblich“ (§ 16), „ungewöhnlich“ (§ 27) und „benachteiligend“ (§ 26) die verschiedensten Auslegungen zu, je nachdem, ob das Empfinden gesunder oder nervöser Personen zugrunde gelegt wird. Es ist deshalb richtiger, schon bei der Errichtung genehmigungspflichtiger Anlagen Vorkehrungen zu treffen, welche einen späteren Einspruch wegen benachteiligender Einwirkungen auf Grund des § 26 der RGO ausschließen, als sich später auf kostspielige und langwierige Prozesse einzulassen. Denn wenn eine Anlage auf Grund der §§ 16, 27 u. 26 der RGO einmal genehmigt ist, so kann der Besitzer nichtträglich keinesfalls mehr zur Ergreifung anderer Maßnahmen gezwungen werden.

Zu den Anlagen, die nach § 16 der RGO genehmigungspflichtig sind, gehören auch die Hammerwerke. Hierüber sagen die Ausführungsbestimmungen zur RGO für Preußen unter Ziffer 10 der Technischen Anleitung, daß „die schädigenden und belästigenden Erschütterungen in der Regel hinlänglich abgeschwächt werden, wenn dafür Sorge getragen wird, daß 1. das Fundament durch eine mindestens 10 cm starke Luftschicht seitlich von dem Erdboden getrennt ist, wobei die Trennungsräume der Besichtigung zugänglich zu machen sind, daß 2. das Fundament tiefer hinabgeführt ist als die Fundamente der Nachbargebäude und daß 3. der Amboßstock, wenn Sandboden vorhanden ist, mindestens die zwanzigfache, bei Steinboden die dreißigfache Schwere des Fallgewichtes hat und an passender Stelle eine Holzunterlage erhält. Unter dem Gewichte des Amboßstockes wird die Summe des Gewichtes des eigentlichen Ambosses und das Gewicht der darunterliegenden Eisen- und Holzteile verstanden. Nicht eingerechnet werden dagegen Mauerwerksteile, auch wenn sie vom übrigen Erdboden abge sondert sind.“

Zu diesen Erläuterungen sei folgendes bemerkt: die Bestimmung, daß das Fundament des Hammerwerkes durch einen mindestens 10 cm breiten Luftspalt von dem umgebenden Erdreich getrennt sein muß, ist klar und eindeutig. Es ist jedoch zu beachten, daß die Platten zum Abdecken des Luftspaltes lose eingelegt und nicht etwa stramm eingepaßt werden, da dann die Platten zu Schall-

brücken werden und die schalldämpfende Wirkung des Luftspaltes abgeschwächt, wenn nicht gar aufgehoben wird. Die Fundamente der Hammerwerke dürfen aber nur dann tiefer hinabgeführt werden als die Fundamente der Nachbargebäude, wenn sie sich in genügender Entfernung von diesen befinden. Werden dagegen Hammerwerke — insbesondere auch Fallhämmer — an den Längsseiten der Werkstätten angeordnet, so dürfen ihre Fundamente nicht tiefer hinabgeführt werden als die benachbarten Gebäudefundamente, da sonst die Gefahr besteht, daß der Baugrund unter den Gebäudefundamenten durch die Erschütterungen infolge der benachbarten Hammerwerke eingerüttelt wird. Die Folge ist ein ungleichmäßiges Setzen der Gebäude und Ribbildung in Wänden und Fundamenten. In solchen Fällen müssen vielmehr die Fundamente der Gebäude in entsprechender Breite bis auf die für die Hammerfundamente erforderliche Tiefe hinabgeführt werden.

Die dritte Bestimmung der Technischen Anleitung zu § 16 der RGO, daß der Amboßstock je nach der Art des Baugrundes die 20- bzw. 30fache Schwere des Fallgewichtes haben soll, ist anfechtbar, da sie zu Fehlschlägen bei der Anlage von Hammerwerken führen kann. Ein bekanntes rheinisches Werk baut z. B. einen Gesenkampfhammer von 1500 kg Fallgewicht mit einer Hubhöhe von 1200 mm, während ein anderer Fallhammer der gleichen Firma, der sowohl für Gesenk- als auch für Freischmiedearbeiten bestimmt ist, bei ebenfalls 1500 kg Fallgewicht eine Hubhöhe von 2200 mm hat. Nach den obigen Bestimmungen würde also für beide Hämmer der gleiche Amboßstock genügen. Nun beträgt aber die Fallenergie beim ersten Hammer 1800 mkg, beim zweiten dagegen 3300 mkg. Die Leistung eines mechanischen Hammers wird also nicht bestimmt durch die Größe des Fallgewichtes, sondern durch die Fallenergie. Demnach wird auch die Beanspruchung der Schabotte und des gesamten Hammerfundamentes sowie des Baugrundes eine Funktion der Fallenergie. Also müssen auch das Gewicht der Schabotte bzw. des gesamten Fundamentes in ein bestimmtes Verhältnis zur Fallenergie gebracht werden und nicht zum Fallgewicht. Als Fallgewicht ist stets das Gewicht des Hammerbären einschließlich Obergesenk einzusetzen und nicht, wie es noch vielfach geschieht, das Gewicht des Hammerbären allein.

Die letzte Bestimmung der Technischen Anleitung zu § 16 der RGO sagt weiter, daß die schädigenden und belästigenden Erschütterungen in der Regel hinlänglich abgeschwächt werden, wenn außer den bereits erläuterten Maßnahmen der Amboßstock an passender Stelle eine Holzunterlage erhält. Da fernerhin ausdrücklich gesagt ist, daß unter dem Amboßstock das Gewicht des eigentlichen Ambosses und der darunterliegenden Eisen- und Holzteile verstanden werden soll, nicht aber das Gewicht der zugehörigen Mauerwerksteile, so ist anzunehmen, daß die Holzunterlage unmittelbar zwischen Schabotte und Fundamentklotz gelegt werden soll. Eine derartige Bestimmung kann aber nicht als allgemein richtig für die Anlage von Hammerfundamenten anerkannt werden. Für kleinere und mittelschwere Freischmiedehämmer mag in vielen Fällen eine Holzunterlage zwischen Schabotte und Fundamentklotz genügen. Für schwere Freischmiedehämmer und vor allem für Gesenkschmiedehämmer wird aber eine solche Anordnung in den meisten Fällen zu Fehlschlägen führen.

Beim Schmieden wird bekanntlich die kinetische Energie des Fallgewichtes im Augenblick des Schlages nur zu einem Teil von der Schabotte aufgenommen und in Nutzenergie umgesetzt, während ein weiterer Teil als Verlustenergie in das übrige Fundament bzw. in den Baugrund übergeht. Die Größe dieser Verlustenergie ist ein Maßstab für den Wirkungsgrad des Schmiedevorganges und damit auch für die Güte der gesamten Hammeranlage. Es muß also, um einen günstigen Schmiedewirkungsgrad zu erhalten, versucht werden, die Verlustenergie so klein wie möglich zu

halten. Ob dieses bei Einhaltung der Bestimmungen der Preußischen Anleitung zum § 16 der RGO möglich ist, soll in nachstehendem untersucht werden.

Als Grundlage für die Untersuchung werde ein Fallhammer mit nachstehenden Abmessungen angenommen:

| | |
|---|--------------------|
| Fallgewicht (Bär + Obergesenk) | 1 500 kg |
| Fallhöhe | 2 200 mm |
| Endgeschwindigkeit des Fallgewichtes | 6,64 = rd. 6,6 m/s |
| Gewicht des Hammerständers ohne Bär und Schabotte | 11 000 kg |
| Gewicht der Schabotte gleich dem zwanzigfachen Fallgewicht | 30 000 kg |
| Gewicht des Fundamentklotzes gleich dem etwa 2 1/2fachen Schabottegewicht | 70 000 kg |

Baugrund: gewachsener Boden mit einer zulässigen Beanspruchung von 3—4 kg/cm²
Bei gleichem Schabotte- und Fundamentblockgewicht sollen drei verschiedene Gründungsarten untersucht werden:

1. Zwischen Schabotte und Fundamentblock wird entsprechend Ziffer 10 der Preußischen Technischen Anleitung zur RGO eine Holzschicht, bestehend aus zwei Lagen Eichenbohlen von zusammen 30 cm Höhe, gelegt (Abb. 1).

2. Die Schabotte wird unmittelbar auf den Fundamentblock gesetzt und mit diesem fest verankert. Zwischen Schabotte und Block wird lediglich zum Ausgleich von Unebenheiten eine dünne Lage Hammerfilz gelegt, die bei der Berechnung vernachlässigt werden kann. Der Fundamentblock ruht unmittelbar auf gewachsenem, tragfähigem Boden (Abb. 2).

3. Unter der mit dem Block fest verschraubten Schabotte liegt wie bei 2. eine dünne Schicht Hammerfilz. Der Betonblock wird in seiner unteren Hälfte durch eine elastische Zwischenlage aus 8 cm starkem eisenbewehrtem Naturkork unterteilt (Abb. 3).

Jede der drei Gründungsarten soll untersucht werden auf:

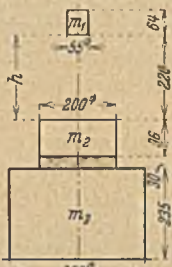


Abb. 1.

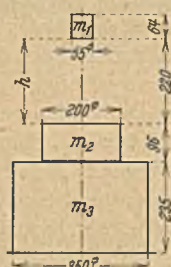


Abb. 2.

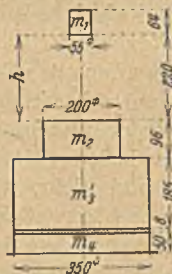


Abb. 3.

- g · m₁ = 1 500 kg
 - g · m₂ = 30 000 „
 - g · m₃ = 81 000 „
 - g · m₄ = 66 000 „
 - g · m₅ = 15 000 „
- Maße in cm

- A. Die Größe der Verlustenergie,
- B. den größten auftretenden Bodendruck,
- C. die Schwingungszahlen des Fundamentes im Vergleich zu der Schlagzahl des Hammers.

Wenn das Fallgewicht auf die ruhende Unterlage — die Schabotte — trifft, so entsteht ein Stoßvorgang, für den die mechanischen Stoßgesetze Geltung haben. Da beim Hammerschmieden infolge der zwangläufigen Führung des Fallgewichtes und der Lage der Schabotte in Richtung der Stoßnormalen die Stoßlinie durch die Schwerpunkte des stoßenden und des gestoßenen Körpers geht, so ist der Stoß ein gerader, zentraler. Bezeichnet m₁ die Masse des Fallgewichtes, h die Fallhöhe, v₁ = √2 g h die Fallgeschwindigkeit im Augenblick des Auftreffens des Fallgewichtes auf das Schmiedestück bzw. die Schabotte, v₁' seine Geschwindigkeit am Ende des Stoßvorganges, m₂ die Masse der Schabotte, v₂ ihre Geschwindigkeit zu Beginn des Stoßvorganges, so wird ihre Geschwindigkeit v₂' am Ende des Stoßvorganges ¹

$$(1) \quad v_2' = (1 + k) \cdot \frac{m_1 v_1}{m_1 + m_2}$$

Damit wird die beim Schmiedevorgang nicht nutzbar gemachte, in die Schabotte übergehende Verlustenergie

$$(2) \quad E_v = \frac{m_2 v_2'^2}{2} = \frac{m_1 v_1^2}{2} \cdot (1 + k)^2 \cdot \frac{m_1 m_2}{(m_1 + m_2)^2}$$

Da $\frac{m_1 v_1^2}{2} = E$ die Energie des Fallgewichtes ist, so kann Gl. (2) auch geschrieben werden

$$(2 a) \quad E_v = E \cdot (1 + k)^2 \cdot \frac{m_1 m_2}{(m_1 + m_2)^2}$$

Die Größe der Stoßziffer k liegt beim Schmieden je nach dem Zustande des Schmiedestückes zwischen 0 (vollkommen unelastischer, plastischer Stoß) und 1 (vollkommen elastischer Stoß). Da beim Schmieden gerade die letzten, harten Schläge, sowohl beim Frei- als auch beim Gesenkschmieden, die gefährlichsten für das Hammerfundament und die Umgebung sind, so muß mit diesen Schlägen von vornherein gerechnet werden, wenn nicht das Fundament vorzeitig zu Bruch gehen soll. In den folgenden Berechnungen soll deshalb mit einer Stoßziffer k = 0,6 gerechnet werden.

Der Stoß harter Stoffe erfolgt bekanntlich in außerordentlich kurzer Zeit, während die Stoßzeit mit wachsender Weichheit des Stoffes bei sonst gleichen Verhältnissen zunimmt. Deshalb kann bei den letzten, harten Schlägen beim Schmiedevorgang infolge der Kürze der Stoßzeit der Einfluß der federnden Auflagerung des gestoßenen Körpers während des eigentlichen Stoßvorganges vernachlässigt werden. Der gestoßene Körper — die Schabotte — wird die Endgeschwindigkeit v₂' annehmen, bevor die elastische Unterlage zusammengedrückt wird. Darauf setzt ein zweiter Stoßvorgang zwischen Schabotte und Fundamentblock ein, der denselben Gesetzen folgt wie der erste zwischen Fallgewicht und Schabotte. Hierbei muß dann jedoch mit einer Stoßzahl k gerechnet werden, die den Eigenschaften der elastischen Zwischenlage entspricht ².

Unter diesen Voraussetzungen errechnet sich die Verlustenergie für die drei zu untersuchenden Gründungsarten wie folgt:

A. Berechnung der Verlustenergien.

1. Schabotte gegen Fundamentblock durch Holzzwischenlage isoliert, Hammerständer mit Fundamentblock fest verschraubt (s. Abb. 1).

Mit k₁ = Stoßzahl zwischen Fallgewicht und Schabotte = 0,6 und k₂ = Stoßzahl zwischen Schabotte und Eichenholzunterlage = 0,5 wird nach Gl. (2 a)

$$E_v = E \cdot (1 + k_1)^2 \cdot \frac{m_1 m_2}{(m_1 + m_2)^2} = 384 \text{ mkg}$$

und

$$\frac{E_v}{E} \cdot 100 = 11,6\%$$

Diese 384 mkg Verlustenergie gehen über die elastische Zwischenlage in den Fundamentblock. Dann wird die vom Fundamentblock aufzunehmende Verlustenergie:

$$E_v' = E_v \cdot (1 + k_2)^2 \cdot \frac{m_2 \cdot m_3}{(m_2 + m_3)^2} = 170 \text{ mkg}$$

und

$$\frac{E_v'}{E} \cdot 100 = 5,16\%$$

2. Schabotte mit Fundamentblock fest verankert, Block unmittelbar auf Baugrund (s. Abb. 2).

$$E_v = E \cdot (1 + k_1)^2 \cdot \frac{m_1 \cdot (m_2 + m_3)}{[m_1 + (m_2 + m_3)]^2} = 111,2 \text{ mkg}$$

und

$$\frac{E_v}{E} \cdot 100 = 3,37 = 3,4\%$$

¹ Siehe „Hütte“, 26. Aufl. Bd. I S. 295.

² Siehe auch Lindena u.: Die Schalltechnik (1928) S. 24 ff.

3. Schabotte mit Fundamentblock fest verankert, Fundamentblock in 0,5 m Höhe über dem Boden durch eine Zwischenlage aus 8 cm starkem eisenarmiertem Naturkork unterteilt (s. Abb. 3).

$$E_v = E \cdot (1 + k_1)^2 \cdot \frac{m_1 \cdot (m_2 + m_3)}{[m_1 + (m_2 + m_3)]^2} = 128 \text{ mkg}$$

und

$$\frac{E_v}{E} \cdot 100 = 3,9\%$$

Die Stoßzahl für eisenarmierten Naturkork sei $k_3 = 0,3$, dann wird:

$$E'_v = E_v \cdot (1 + k_3)^2 \cdot \frac{(m_2 + m_3) \cdot m_4}{[(m_2 + m_3) + m_4]^2} = 25,3 \text{ mkg}$$

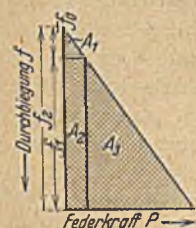
und

$$\frac{E'_v}{E} \cdot 100 = 0,8\%$$

Also ist in Bezug auf den Schmiedewirkungsgrad die feste Lagerung der Schabotte der federnden unbedingt überlegen.

B. Berechnung des größten Bodendruckes.

Wenn die gestoßene Masse, d. h. die Schabotte nach Abb. 1 bzw. die Schabotte einschl. Fundamentblock (Abb. 2 u. 3), beim Schmiedevorgang frei beweglich wäre, dann würde sie nach dem Stoß mit der Geschwindigkeit $v'_2 = v_1 \cdot (1 + k_1) \cdot \frac{m_1}{m_1 + m_2}$ [s. Gl. (1)] sich fortbewegen. Die gestoßene Masse ist jedoch durch die federnde Unterlage an der freien Fortbewegung behindert, deshalb kann die Geschwindigkeit v'_2 nur in dem Augenblick unmittelbar nach dem Stoß auftreten. Es muß also eine Zusammendrückung der federnden Unterlage eintreten, wodurch der gestoßene Körper in Eigenschwingungen versetzt wird. Auf diese Weise kann, wenn die Federung (Federkonstante) der elastischen Unterlage bekannt ist, aus den gegebenen Massen des stoßenden und



$$\begin{aligned} A_1 &= G \cdot \frac{f_0}{2} \\ A_2 &= G \cdot f_1 \\ A_3 &= \frac{G \cdot v^2}{g \cdot 2} \\ A_0 &= A_1 + A_2 + A_3 \end{aligned}$$

Abb. 4.

des gestoßenen Körpers und der errechneten Anfangsgeschwindigkeit v'_2 die größte Durchbiegung — Senkung — des gestoßenen Körpers und damit der größte Bodendruck bestimmt werden. Bezeichnet allgemein $G = m \cdot g$ das Eigengewicht des gestoßenen Körpers, f_0 die zugehörige Durchbiegung — Senkung — der Unterlage unter der ruhenden Last G , P_1 den größten unter der Schlagwirkung auftretenden Bodendruck und f_2 die zugehörige Durchbiegung der Unterlage, so ist unter Voraussetzung des Hookeschen Gesetzes $\frac{P_1}{G} = \frac{f_2}{f_0}$ und $P_1 = G \cdot \frac{f_2}{f_0}$. Zu Beginn des Stoßes ist also die Bodenkraft = G , sie erreicht ihren Höchstwert P_1 bei der größten Durchbiegung f_2 . Der Wert f_2 ergibt sich nach Abb. 4 zu

$$(3) \quad f_2 = f_0 + \sqrt{\frac{f_0 \cdot v^2}{g}} = f_0 \left(1 + \sqrt{\frac{v^2}{f_0 \cdot g}} \right)$$

Somit wird der größte Bodendruck

$$(4) \quad P_1 = G \left(1 + \sqrt{\frac{v^2}{f_0 \cdot g}} \right)$$

Der Wert $1 + \sqrt{\frac{v^2}{f_0 \cdot g}}$ ist also der Faktor, der angibt, um wieviel-

mal die Bodenbeanspruchung unter der Stoßwirkung des Fallgewichtes größer wird als unter der ruhenden Last der Schabotte bzw. des Fundamentsystems. Man kann diesen Wert deshalb auch als den „dynamischen Faktor“ bezeichnen. Hiermit

* Siehe auch R a u s c h: Beton und Eisen (1928) S. 321 ff. R a u s c h errechnet die größte Durchbiegung zu $f_2 = f_0 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{v^2}{g \cdot f_0}} \right)$ statt zu $f_0 \left(1 + \sqrt{\frac{v^2}{g \cdot f_0}} \right)$, da er die „Vorspannung“ der federnden Unterlage durch das ruhende Gewicht G nicht berücksichtigt.

können die größten Bodendrucke für die drei angenommenen Gründungsarten berechnet werden.

1. Schabotte gegen Block durch 30 cm starke Eichenholzschicht isoliert (Abb. 1).

Der Stoßvorgang werde in zwei aufeinanderfolgende Einzelvorgänge zerlegt:

a) Stoß des Fallgewichtes auf die Schabotte,

b) Stoß der Schabotte über die Zwischenlage auf den Fundamentblock.

Die Geschwindigkeit der Schabotte nach dem Aufprall des Fallgewichtes wird nach Gl. (1)

$$v'_2 = v_1 \cdot (1 + k_1) \cdot \frac{m_1}{m_1 + m_2} = 0,503 \text{ m/s.}$$

Bezeichnet G das Gewicht der Schabotte, F ihre Auflagerfläche, l die Höhe der Holzunterlage und E das Elastizitätsmaß für Eichenholz quer zur Faser = $1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, dann wird die ruhende Durchfederung der Holzunterlage $f = \frac{G}{F} \cdot \frac{l}{E} \cdot 1 = 0,0000023 \text{ m}$.

Bezeichnet ferner σ_0 die ruhende spezifische Belastung der Holzunterlage, so wird die spezifische Belastung unter dem Einfluß des Stoßes:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \cdot \left(1 + \frac{v'_2}{\sqrt{f_0 \cdot g}} \right) = \text{rd. } 80 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die größtzulässige Druckbeanspruchung für Eichenholz quer zur Faser 150 kg/cm^2 beträgt, so ist die Höhe der Holzschicht mit Rücksicht darauf, daß die Beanspruchung von 80 kg/cm^2 nur bei den letzten Hammerschlägen auftreten kann, noch ausreichend (s. Hütte, 26. Aufl. Bd. I, S. 696). Der größte Gesamtdruck auf die Holzunterlage wird dann

$$P_1 = G \cdot \left(1 + \frac{v'_2}{\sqrt{f_0 \cdot g}} \right) = 3180000 \text{ kg.}$$

Für die jetzt einsetzende zweite Stoßperiode wird, wenn $v_3 = 0$ die Geschwindigkeit des Fundamentblockes vor und v'_3 nach dem Stoß bezeichnet, $v'_3 = v'_2 \cdot (1 + k_2) \cdot \frac{m_2}{m_2 + m_3} = 0,204 \text{ m/s}$. (Das Gewicht der Holzunterlage kann hierbei als unbedeutend vernachlässigt werden.) Dann ist die Geschwindigkeit der Schabotte nach dem Stoß

$$v''_2 = v'_2 \cdot \frac{m_2 - k_2 \cdot m_3}{m_2 + m_3} = -0,048 \text{ m/s.}$$

Die Schabotte führt also unmittelbar nach dem Stoß eine rückläufige Bewegung aus und kann an der Vergrößerung des Bodendruckes nicht teilnehmen. Hierfür kommt lediglich der sich mit der Geschwindigkeit $v'_3 = 0,204 \text{ m/s}$ abwärts bewegende Fundamentblock in Frage. Für die Errechnung der größten Bodenbeanspruchung kommt statt der kinetischen Energie der Gesamtmasse $\frac{G}{g}$ nur diejenige des unterhalb der Isolierschicht liegenden Fundamentblockes einschließlich Ständergewicht $\frac{G_1}{g} = a \cdot \frac{G}{g}$ in Betracht, wobei a das Verhältnis der abwärts gehenden Masse zur Gesamtmasse ist. Es wird

$$f_2 = f_0 \left(1 + v'_3 \sqrt{\frac{a}{g \cdot f_0}} \right)$$

Zur Vereinfachung der Rechnung ist hierbei statt der Energie $a \cdot G \cdot f_1$ der Wert $G \cdot f_1$ eingesetzt (s. auch Abb. 4). Der spezifische ruhende Bodendruck beträgt bei einer Fundamentfläche von 350 cm^2 (Abb. 1)

$$\sigma_0 = \frac{111000}{350^2} = 0,905 = \text{rd. } 0,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Bettungsziffer für guten Baugrund sei $C = 15 \text{ kg/cm}^3$, dann wird die ruhende Durchfederung $f_0 = \frac{\sigma_0}{C} = \frac{0,9}{15} = 0,06 \text{ cm} = 0,0006 \text{ m}$.

Mit $a = \frac{81}{111}$ wird $f_2 = f_0 \cdot 3,27$ und $P_1 = G \cdot 3,27 = 363000 \text{ kg}$.

Damit wird der größte spezifische Bodendruck

$$\sigma_B = \sigma_0 \cdot 3,27 = 2,94 \text{ kg/cm}^2.$$

(Fortsetzung folgt.)

GRUNDLAGEN ZUR BERECHNUNG DER LOKOMOTIVFÖRDERKOSTEN IN BAUBETRIEBEN.

Von Dr.-Ing. Ludwig Baumeister.

Übersicht: Grundlegende technische Daten für Lokomotiven, Förderwagen und Fördergleis. Zusammenstellung der Selbstkosten der Lokomotivförderung nach 1. Lokomotivkosten, 2. Förderwagenkosten, 3. Gleiskosten. Errechnung der gesamten Selbstkosten der Lokomotivförderung. Angabe des Anwendungsbereichs der gegebenen Berechnungsmethode.

Auf größere Entfernungen und bei Förderleistungen, wie sie die neuzeitliche Tiefbaustelle mit sich bringt, kommt für Gleistransporte von Geräten, Zuschlagstoffen, größeren Bodenmassen usw. nur Lokomotivzug in Frage. Da bei Tiefbauarbeiten im allgemeinen auch heute noch die Dampflokomotive bevorzugt wird, während nur für kleinere Typen die Diesel- oder Benzollokomotive und in den mehr stationären Abraumbetrieben auch elektrische Lokomotiven Verwendung finden, beziehen sich die folgenden Ausführungen in erster Linie auf die im Baubetrieb gebräuchlichen Dampflokomotiven.

Die Baulokomotive.

Als Baulokomotiven sind schmalspurige Tenderlokomotiven von 20—200 PS Leistung gebräuchlich, welche eine Zugkraft von 820—4200 kg aufweisen.

Die Zugkraft der Lokomotive auf horizontaler Bahn ist ebenso wie das Dienstgewicht der Lokomotive aus Lokomotivkatalogen zu entnehmen. Mit der nachfolgenden Gl. (1) läßt sich nach Annahme der Laufwiderstände der Lokomotive und des Förderwagenzugs für eine bestimmte Fahrstrecke das Gewicht der möglichen Zuglast (Bruttolast) ermitteln. Nimmt man für Baubetriebe nach dem Vorschlage von Dr.-Ing. Eckert den Laufwiderstand der Lokomotive zu 10 kg/t und den Laufwiderstand des Förderwagenzugs zu 6 kg/t an, so ergeben sich bei verschiedenen Steigungen die in Tab. 1 angegebenen Bruttouzuglasten.

Tabelle 1. Bruttouzuglasten in t bei verschiedenen Steigungen in gerader Bahn (Dauerleistung bei Zugwiderstand von etwa 10 kg/t für Lokomotiven und 6 kg/t für Wagen).

| Leistung . . . etwa PS | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 80 | 100 | 125 | 160 | 200 | 230 |
|--|---|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Befördert eine angehängte Bruttolast in Tonnen auf gerader Steigung von: | 1 : ∞ = 0 ⁰ / ₁₀₀ | 70 | 126 | 165 | 206 | 260 | 300 | 380 | 445 | 514 | 590 | 660 | 810 |
| | 1 : 500 = 2 ⁰ / ₁₀₀ | 50 | 90 | 122 | 150 | 194 | 220 | 280 | 330 | 380 | 435 | 490 | 600 |
| | 1 : 200 = 5 ⁰ / ₁₀₀ | 34 | 60 | 85 | 110 | 136 | 158 | 200 | 235 | 272 | 312 | 352 | 430 |
| | 1 : 100 = 10 ⁰ / ₁₀₀ | 22 | 40 | 55 | 73 | 87 | 105 | 134 | 158 | 180 | 208 | 235 | 285 |
| | 1 : 50 = 20 ⁰ / ₁₀₀ | 11 | 20 | 30 | 41 | 48 | 61 | 78 | 92 | 105 | 120 | 135 | 160 |
| | 1 : 33 ¹ / ₃ = 30 ⁰ / ₁₀₀ | 6 | 13 | 18 | 27 | 32 | 41 | 52 | 62 | 70 | 80 | 92 | 108 |
| | 1 : 25 = 40 ⁰ / ₁₀₀ | 4 | 8 | 12 | 19 | 22 | 30 | 38 | 45 | 50 | 58 | 68 | 80 |
| | 1 : 20 = 50 ⁰ / ₁₀₀ | 3 | 6 | 8 | 14 | 16 | 23 | 29 | 34 | 38 | 44 | 52 | 60 |

Als äußerste Krümmungshalbmesser für Fördergleise, welche auch nur bei zwingender Notwendigkeit angewandt werden sollen, empfiehlt der Verfasser bei Gleisanlagen auf Baustellen für

- Lokomotiven 20—50 PS . . . 20—30 m kleinsten Radius
- „ 50—80 . . . 30—50 „ „ „
- „ 80—120 „ . . . 50—80 „ „ „
- „ 120—200 „ . . . 80—100 „ „ „

Der Kurvenwiderstand je 1 t Zuggewicht kann dann nach den Angaben der Lokomotivfabrik Maffei in München für einen Kurvenhalbmesser von r Metern nach folgenden Formeln bestimmt werden:

Für Fördergleis 900 mm Spurweite $\frac{400}{r-16}$ kg je 1 t Zuggewicht
 „ „ 750 „ „ „ $\frac{300}{r-10}$ „ „ 1 t „
 „ „ 600 „ „ „ $\frac{200}{r-5}$ „ „ 1 t „

Man ersieht daraus, daß sich bei 200-PS-Lokomotiven bereits für einen Krümmungshalbmesser von r = 100 m ein Widerstand

von etwa 5 kg je 1 t Zuggewicht ergibt, d. h. der gleiche Widerstand wie bei einer Steigung 1 : 200. Es beträgt nämlich der Steigungswiderstand des Förderzugs infolge der Steigung 1 : y (physikalisch liegt nichts anderes vor als eine Last auf schiefer Ebene) $\frac{G}{y}$, wobei G das gesamte Zuggewicht (einschließlich Lokomotive) bedeutet.

Der Gesamtwiderstand W eines Förderzugs für 900 mm Spurweite, welcher nicht größer sein darf als die Zugkraft Z (in kg) der zur Verwendung vorgesehenen Lokomotiven, ist demnach:

$$Z = W = G_l \cdot 10 + G_w \cdot 6 + \frac{G_l + G_w}{y} \cdot 1000 + (G_l + G_w) \cdot \frac{400}{r-16} \quad (1)$$

Hierin bezeichnet G_l das Dienstgewicht der Lokomotive, G_w das Gewicht der beladenen Förderwagen in t, 1 : y die größte Steigung in der Fahrstrecke und r den kleinsten Krümmungshalbmesser in der Steigung 1 : y.

Auf Grund vorstehender Angaben läßt sich nun die Zugkraft der Lokomotive und die Förderlast des Wagenzugs bei vorhandenem Gerät oder nach Annahme eines Wagenzugs der zweckmäßigste Lokomotivtyp bzw. die Anzahl der Schublokomotiven (zur Überwindung steiler Rampen) bestimmen.

Die Fahrgeschwindigkeit von Baulokomotiven kann man für die kleinen 20- bis 50-PS-Lokomotiven zu 7 km/Std. (6 km/Std. für beladene Züge und 8 km/Std. für Leerzüge) annehmen, während sie bei den großen Baulokomotiven von 160—200 PS zu durchschnittlich 14 km/Std. (12 km/Std. für Vollzüge und 16 km/Std. für Leerzüge) angesetzt werden kann, allerdings unter Annahme nur mäßiger Steigungen und Krümmungen, sowie guter Gleisanlage. Es muß jedoch dringend davor gewarnt werden, etwa ausgehend von diesen Geschwindigkeiten die Zugzahl bei Transporten zu ermitteln. Vielmehr sind die Aufenthalte beim Beladen und Entladen (Kippen) der Förderzüge, beim Wasser- und Kohlefasen der Lokomotiven und die sonstigen unvermeidlichen Zeitverluste (Umsetzen der Lokomotive in Umfahrungen usw.) sowie die Leistungsfähigkeit der Gleisanlage im allgemeinen und die Verhältnisse im Baggerschacht

und an der Einbaustelle sorgfältig zu berücksichtigen.

Die Förderwagen im Baubetriebe.

Die gebräuchlichsten Förderwagentypen im Tiefbau müssen als bekannt vorausgesetzt werden. Tab. 4 gibt u. a. die Gewichte der gebräuchlichsten Kippwagen und die ungefähren Anschaffungskosten.

Die Anschaffungskosten für eiserne Muldenkipper kann man für Zwecke der Kalkulation mit 0,35 RM/kg, die Kosten für Holzkastengeräte mit 0,30 RM/kg, die Kosten hölzerner Selbstentlader mit 0,35 RM/kg und die Kosten eiserner Selbstentlader mit 0,50 RM/kg annehmen.

Bezüglich der verschiedenen Systeme sowie Konstruktionseinzelheiten muß auf die Kataloge der Lieferfirmen verwiesen werden (Krupp in Essen, Rein und Söhne in Michelstadt, Henschel und So. in Kassel u. a. m.). In Tiefbaubetrieben begannen nach dem Kriege sich die selbstkippenden Wagenkonstruktionen durchzusetzen.

Die Wirtschaftlichkeit von Selbstkippern kann auch bei Dammkippen als erwiesen gelten, wenn man bedenkt, daß das Kippen eines Förderzugs von 20—22 Wagen mit

je 4—5 m³ Inhalt statt in 12—16 Minuten wie bei gewöhnlichen Wagen in 2—8 Minuten erfolgt.

Das Fördergleis.

Im Baubetriebe wird fast ausschließlich Schmalspurgleis von 60, 75 und 90 cm Spurweite verwendet, welches im allgemeinen (abgesehen von auf Stahlschwellen montiertem Rahmengleis mit 60—70 mm hohen Schienen, das bei Kleinbetrieben gern Verwendung findet) auf Holzschwellen befestigt wird. Diese haben für die verschiedenen Spurweiten etwa folgende Abmessungen, wobei die stärkeren Abmessungen für schwere Lokomotiven und Wagen vorzusehen sind.

Schwellenabmessungen von Holzschwellen.

| Spurweite mm | Länge m | Breite (Zopfstärke) cm | Stärke (Höhe) cm |
|-----------------|------------|------------------------------|------------------------|
| 60 | 1,0—1,3 | 13—16 | 9—11 |
| 75 | 1,4—1,6 | 16—18 | 11—14 |
| 90 | 1,7—2,0 | 18—22 | 14—16 |

Als Grundregel bei der Wahl von Schienen für Fördergleis bei Lokomotivzug beachte man: Lieber etwas zu starkes als zu schwaches Gleis verwenden, lieber die Schwellen etwas zu eng als zu weit legen. Den Schwellenabstand wählt man bei Baugleisen zweckmäßig nicht über 80 cm.

Will man für bestimmte Lokomotiven auf rechnerischem Wege das zweckmäßigste Gleisprofil bestimmen, so kann man nach Winkler das größte Moment M beim größten Raddruck P eines Lokomotivrads (= 1/4 des Dienstgewichts der Lokomotive) für eine Schwellenentfernung l nach folgender Formel ermitteln (Voraussetzung gleiche Stützenhöhe):

$$M = 0,189 P \cdot l = W \cdot \sigma_b$$

Dabei bedeutet W das Widerstandsmoment des Schienenprofils und σ_b die zulässige

Biegungsbeanspruchung, welche man unter Berücksichtigung dynamischer Wirkungen (Stöße) mit 1000 kg/cm² ansetzen kann. Damit lassen sich auch für verschiedene Schwellenentfernungen die zulässigen Raddrücke verschiedener Schienenprofile ermitteln.

Tabelle 2. Abschreibung, Verzinsung und Materialkosten der Geräteunterhaltung für Lokomotiven in RM je Betriebsstunde.

| Lokomotive . . . | 30 PS | 40 PS | 50 PS | 60 PS | 80 PS | 100 PS | 125 PS | 160 PS | 200 PS |
|------------------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Neuwert ca. RM . | 8 100.— | 9 000.— | 9 500.— | 10 150.— | 13 200.— | 14 500.— | 16 800.— | 18 000.— | 20 400.— |
| Betriebsstunden | | | | | | | | | |
| b = 500 | 2,14 | 2,37 | 2,49 | 2,65 | 3,50 | 3,84 | 4,40 | 4,74 | 5,40 |
| 1000 | 1,44 | 1,62 | 1,72 | 1,83 | 2,40 | 2,64 | 3,03 | 3,24 | 3,66 |
| 2000 | 1,12 | 1,25 | 1,34 | 1,40 | 1,84 | 2,02 | 2,33 | 2,49 | 2,83 |
| 3000 | 1,01 | 1,12 | 1,19 | 1,27 | 1,65 | 1,82 | 2,10 | 2,24 | 2,54 |
| 4000 | 1,00 | 1,10 | 1,17 | 1,23 | 1,62 | 1,79 | 3,07 | 2,19 | 2,48 |
| 5000 | 0,97 | 1,08 | 1,15 | 1,21 | 1,60 | 1,75 | 2,02 | 2,18 | 2,44 |
| 6000 | 0,98 | 1,10 | 1,17 | 1,23 | 1,61 | 1,68 | 2,05 | 2,20 | 2,55 |

Kostenberechnung des Lokomotivtransports.

Die Kosten des Lokomotivtransportes (d. h. der Selbstkosten ausschließlich Geschäftskosten und Gewinn) in Baubetrieben setzen sich entsprechend der vorausgegangenen Einteilung zusammen aus den Kosten 1. für die Lokomotiven, 2. für die Förderwagen und 3. für das Transportgleis. Außer den nachstehend errechneten Selbstkosten der Lokomotivförderung sind bei der Kalkulation natürlich jeweils von Fall zu Fall die einmaligen Kosten für An- und Rücktransport der Geräte zur Baustelle (einschließlich Frachtkosten) zu ermitteln.

1. Lokomotivkosten.

Die Betriebskosten von Lokomotiven hängen bezüglich der Geräteunkosten und der reinen Betriebskosten (Löhne für die Bedienung der Maschine und Betriebsstoffkosten) in erster Linie ab von der jährlichen Betriebszeit und in zweiter Linie von der stärkeren

oder schwächeren Inanspruchnahme der Maschine während der Betriebszeit.

Die Geräteunkosten können, soweit Abschreibung und Verzinsung in Frage kommen, ermittelt werden in Anlehnung an den früheren Aufsatz des Verfassers¹ in dieser Zeitschrift. Es ergeben sich dann für diesen Kostenanteil, ausgedrückt in RM je 1 Betriebsstunde, bei einem Abschreibungsgrundwert von $a_0 = 17\%$ für Lokomotiven und einer Kapitalverzinsung von $p = 6\%$ die in Tab. 2 mitenthaltenen Werte.

Die Kosten der Geräteunterhaltung richten sich einmal nach der jährlichen Betriebszeit und zweitens nach der Intensität des Betriebs (ob Zuglokomotive bei Erdtransporten oder Rangierlokomotive).

Die anteiligen Kosten der Geräteunterhaltung zerfallen in Materialkosten und Lohnkosten.

a) Materialkosten der Geräteunterhaltung.

Man kann die Materialkosten für die laufende Instandsetzung von Lokomotiven bei 2000 Betriebsstunden im Jahr je nach Alter und Inanspruchnahme der Maschine zwischen 2 und 5% vom Neuwert annehmen. Dazu kommt noch für die Hauptreparatur ein jährlicher Kostenanteil von 2—3% (nur Materialkosten), so daß also die gesamten jährlichen Materialkosten sich zwischen 4 und 8% vom Neuwert des Gerätes bewegen. Legt man den Mittelwert von 6% der weiteren Berechnung zugrunde, so ergeben sich, bei Berücksichtigung relativ höherer Unterhaltungskosten im Mehrschichtenbetrieb, die (in Tab. 2 mitenthaltenen) Materialkosten.

b) Lohnkosten der Geräteunterhaltung.

Die Lohnkosten für die Lokomotivreparatur bestehen in allen größeren Tiefbaubetrieben fast ausschließlich aus Werkstattlöhnen.

Wenn man eine genaue Berechnung der Werkstattlöhne durch Annahme der erforderlichen Belegschaft in der Reparaturwerkstatt nicht durchführen will, so kann man einfacher und für praktische

Zwecke genügend genau die Lohnkosten für die Geräteunterhaltung (ohne soziale Lasten und Geschäftskosten) gleich den Materialkosten setzen (welche der Raumersparnis wegen in Tab. 2 mitenthalten sind). Oder man kann je nach Lokomotivgröße mit 0,20—0,50 Facharbeiterstunden je Lok.-Betr.-Std. rechnen.

Reine Betriebskosten der Lokomotive.

a) Lohnkosten für die Bedienung.

Die Lohnkosten für die Bedienung von Lokomotiven, je 1 Betriebsstunde müssen von Fall zu Fall je nach der Art des Betriebes und der Dauer der Betriebszeit ermittelt werden. Bei achtstündiger Arbeitszeit der Belegschaft in Tiefbaubetrieben wird man mit neunstündiger Betriebszeit der Lokomotive und 10 Arbeitsstunden für den Lokomotivführer sowie 11 Arbeitsstunden für den Heizer

¹ Baumeister: Grundsätzliches zur Frage der Abschreibung von Baugeräten in Heft 39/30, Jg. 1933 ds. Zeitschrift.

rechnen müssen. Denn es kommen nicht nur gelegentliche Wartezeiten im Betriebe vor (z. B. schlechte Witterung), sondern der Heizer hat ja auch etwa $1\frac{1}{2}$ Stunden vor Betriebsbeginn anzuhetzen. Begreiflicherweise wirkt sich bei mehrschichtigem Betriebe die gegenüber der Betriebszeit verlängerte Arbeitszeit des Bedienungspersonals in geringerem Maße aus. Immerhin kommt auch hier zur reinen Betriebszeit noch der Lohnaufwand für das Auswaschen der Lokomotivkessel und für kleinere Reparaturarbeiten außerhalb des Betriebes an der kaltgestellten Maschine. Je nach der Beschaffenheit des Speisewassers kann man annehmen, daß das Auswaschen der Kessel nach 100—150 Betriebsstunden er-

b) Betriebsstoffkosten der Lokomotive.

Die Betriebsstoffkosten, umfassend die Kosten für Kohlen sowie Putz- und Schmiermittel, sind verschieden hoch je nach der Betriebsart (Rangierbetrieb, Baggerzugbetrieb, Schubetrieb usw.), je nach der Betriebszeit (ein- oder mehrschichtiger Betrieb), und vor allem je nach dem Grad der Ausnützung der Maschinen im Fahrbetrieb². Eine große Rolle beim Kohlenverbrauch spielt auch schon die Beschaffenheit der Kohle und zwar nicht nur nach ihrer Heizkraft — diese schwankt selbst bei guter Ruhrkohle zwischen 7500 und 8300 Kalorien — sondern auch nach ihren sonstigen Eigenschaften (z. B. Schlacken der Kohle). Es sind daher in der

Tabelle 3. Betriebsstoffverbrauch für Zuglokomotiven je 1 Betriebsstunde. (Kohlenverbrauch ausschließlich Anheizen der Maschine.)

| Betriebsstoffe | Lok. 30 PS | Lok. 40 PS | Lok. 50 PS | Lok. 60 PS | Lok. 80 PS | Lok. 100 PS | Lok. 125 PS | Lok. 160 PS | Lok. 200 PS |
|--|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Brennstoffe: | | | | | | | | | |
| Kohlen kg/Std. (7500—8200 Cal.) | 17—24 | 20—28 | 25—33 | 30—37 | 35—48 | 37—50 | 45—56 | 50—65 | 52—70 |
| kg/PS-Std. | 0,6—0,8 | 0,5—0,7 | 0,5—0,65 | 0,5—0,6 | 0,45—0,60 | 0,37—0,50 | 0,35—0,45 | 0,32—0,40 | 0,26—0,35 |
| Für Anheizen | | | | | | | | | |
| Kohle kg | 35 | 35 | 45 | 50 | 50 | 55 | 55 | 60 | 75 |
| Holz Ztr. | 0,2 | 0,25 | 0,25 | 0,30 | 0,30 | 0,35 | 0,35 | 0,40 | 0,50 |
| Putz- u. Schmiermittel | | | | | | | | | |
| Maschinenöl kg/Std. | 0,12 | 0,13 | 0,15 | 0,16 | 0,18 | 0,20 | 0,22 | 0,24 | 0,26 |
| Sattdampfzylinderöl kg/Std. | 0,10 | 0,10 | 0,12 | 0,12 | 0,13 | 0,14 | 0,14 | 0,15 | 0,18 |
| Putzöl kg/Std. | 0,02 | 0,02 | 0,02 | 0,02 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,04 | 0,04 |
| Putzwolle kg/Std. | 0,02 | 0,03 | 0,03 | 0,04 | 0,04 | 0,05 | 0,05 | 0,05 | 0,05 |
| Speisewasser m ³ /Std. | 0,30 | 0,30 | 0,35 | 0,40 | 0,45 | 0,50 | 0,50 | 0,60 | 0,70 |

folgen muß und daß es das Bedienungspersonal $3-4\frac{1}{2}$ Stunden in Anspruch nimmt.

Unter Berücksichtigung dieser Eigentümlichkeiten des Baulokomotivbetriebes kann man mit folgenden Lohnkosten für die Bedienung von Lokomotiven je 1 Betriebsstunde rechnen:

| | |
|-----------------------------|---|
| Im einschichtigen Betrieb: | 1,15 Lokomotivführerstunden 1,30 Heizerstunden |
| Im zweischichtigen Betrieb: | 1,15 Lokomotivführerstunden 1,20 Heizerstunden |
| Im dreischichtigen Betrieb: | 1,10 Lokomotivführerstunden 1,15 Heizerstunden |

folgenden Tab. 3 für den Kohlenverbrauch nur Grenzen des Verbrauchs angeben. Eine Anleitung zur theoretischen und praktischen Ermittlung des Kohlenverbrauchs von Baulokomotiven enthält die oben erwähnte Abhandlung des Verfassers in Heft 13/14 dieser Zeitschrift. Für den Ölverbrauch sind mit Rücksicht auf die geringeren Schwankungen und die kalkulatorisch mehr untergeordnete Rolle desselben nur mittlere Verbrauchswerte genannt (für Öle in mittleren Preislagen).

Wo eine Reinigung des Speisewassers erforderlich wird, können deren Kosten beim Einheitspreis des Wassers berücksichtigt werden. (Fortsetzung folgt.)

² Man vergleiche darüber die Ausführungen des Verfassers in dieser Zeitschrift Jg. 1933, Heft 13/14 „Über die Berechnung des Kohlenverbrauchs von Baulokomotiven bei Baggerarbeiten“.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

3,5 Mill. Tonnen Zementabsatz im Jahr 1933.

Im Dezember 1933 ist der Zementabsatz auf 96 000 t gesunken gegenüber 314 000 t im vorhergehenden Monat. Für das ganze Jahr 1933 ergibt sich ein Zementversand von 3 478 000 t gegenüber 2 796 000 t im Jahre 1932.

Berichtigung zum Aufsatz Terzaghi: „Die Ursachen der Schiefstellung des Turmes von Pisa“.

(In Heft 1/2 lfd. Jgs.)

In dem obengenannten Aufsatz sind leider einige sinnstörende Druckfehler unterlaufen, die wir hiermit berichtigen:

Es muß heißen:

Seite 3, linke Spalte, Zeile 21 von oben: statischen Hypothese statt statistischen Hypothese.

Seite 3, rechte Spalte, Zeile 1 nach Abb. 5: seines 40jährigen . . . statt eines 40jährigen . . .

Seite 4, rechte Spalte, Zeile 7 von oben: Schicht statt Sicht.

Seite 4, rechte Spalte, Zeile 12 von unten: wirkungslos statt wirkungsvoll.

PATENTBERICHT

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 25. Januar 1934.
- Kl. 4 c, Gr. 33. F 75 402. Franz Fries, Essen. Gasbehälter für Leuchtgas; Zus. z. Pat. 546 587. 8. IV. 33.
- Kl. 5 b, Gr. 41/20. L 81 830. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Verfahren zum Aufschluß von Tagebauen. 19. VIII. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 10/or. J 43 633. Dr.-Ing. Franz Jansen, Berlin-Zehlendorf-West. Grubenausbau bzw. Tunnel- und Stollenzimmerung. 1. II. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 8. N 34 010. Norddeutsche Eisen- und Stahl-Werkstätten G. m. b. H., Werder a. d. Havel. Hakenplatte für Eisenbahnschienen. 26. VII. 32.

- Kl. 19 a, Gr. 13. Sch 94 108. Julius Schnabel, Erlangen. Zusammen- gesetzte Schiene. 8. V. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 15. B 155 933. Victor Buchner, Essen-Steele. Zweiloch- spanplatte. 21. V. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 19. D 358.30. August Dettmer, Altona-Bahrenfeld, u. Jakob Hansen, Hamburg. Schienenstoßverbindung mit federnder Stoßplatte. 5. XI. 30.
- Kl. 20 h, Gr. 4. G 81 725. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düssel- dorf. Hydraulischer Antrieb für gewichtsautomatische Gleis- bremsen mit senkrechten Druckzylindern. 25. I. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 5. G 79 809. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin- Siemensstadt. Nachbeeinflussbarer Hemmschuh. 30. V. 31.
- Kl. 20 h, Gr. 5. G 79 845. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin- Siemensstadt. Nachbeeinflussbarer Hemmschuh; Zus. z. Ann. G 79 809. 4. VI. 31.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. O 20 120. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Hebelwerk zur Bedienung elektrisch gestellter Weichen, Signale usw. 4. X. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 28 614. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung an elektrischen Stellwerken. 7. IX. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 39. D 66 379. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zur ein- oder zweimaligen Auslösung von Strecken- läutewerken für den Eisenbahnbetrieb. 2. VIII. 33.
- Kl. 38 h, Gr. 4. O 20 027. Ostpreußenwerk Akt.-Ges., u. Walter Lud- wig, Königsberg i. Pr. Verfahren zum Nachimprägnieren stehender Holzsäulen, wie Holzmaste. 17. VIII. 32.
- Kl. 80 a, Gr. 7/01. R 87 290. Sigismund Rhode, Berlin-Halensee. Vorrichtung zum Mischen von Beton, Mörtel oder ähnlich zusammengesetzten Stoffen. 16. II. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 19/01. A 69 712. William Adams, Manchester, England; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr u. Dr. H. Fincke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Baustein und Verfahren zu seiner Herstellung. 9. VI. 33. Großbritannien. 14. VI. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 80 985. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Mit Knickleiter versehener Schwenkbagger zum Her- stellen von Gräben mit Böschungswänden verschiedener Nei- gung. 18. IV. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. O 9.30. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Ge- triebfeststellvorrichtung für das Fahrwerk von Geräten mit drehbaren Oberteil, insbes. für Schwenkbagger. 7. III. 30.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 1. Februar 1934.
- Kl. 19 a, Gr. 2. B 152 384. Richard Brosig, Bad Charlottenbrunn i. Schl. Futter für Holz-, insbes. Schwellenschrauben. 5. X. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 18. B 156 132. Eugen Fr. Biebricher, Köln. Schienen- stoßverbindung mittels Stoßbrücke. 17. VI. 32.
- Kl. 19 d, Gr. 3. V 28 298. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düssel- dorf. Eiserner Fahrbahnrandträger für eiserne Straßen- brücken. 11. VI. 32.
- Kl. 19 f, Gr. 2. H 125 802. Gottfried Hallinger Patentverwertungs- gesellschaft m. b. H., Essen. Vortriebsschild für den Tunnel- bau. 2. III. 31.
- Kl. 20 h, Gr. 1. S 102 275. Sperry Products, Inc., Brooklyn-New York; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlotten- burg. Fahrbare Schienenfehlersucheinrichtung. 5. XII. 31. V. St. Amerika 13. XII. 30.
- Kl. 20 h, Gr. 4. W 88 236. The Westinghouse Brake and Saxby Sig- nal Co. Ltd., London; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover.
- Gleisbremse für Schienenfahrzeuge. 17. II. 32. V. St. Amerika 19. II. 31.
- Kl. 20 h, Gr. 7. G 73.30. Dr.-Ing. Fritz Gerstenberg, Braunschweig. Rangiereinrichtung für Eisenbahnwagen. 19. XII. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. A 61 956. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft, Berlin. Weichen- und Signalstellvorrichtung. 15. V. 31.
- Kl. 35 c, Gr. 1/09. G 84 389. Gesellschaft für Förderanlagen. Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Rangierwinde. 27. XII. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 2. S 93 724. Georg Spielmann, Bruel i. Mecklbg. Eisen- betondecke mit Füllkörpern zwischen der Unter- und Ober- decke. 5. IX. 29.
- Kl. 37 a, Gr. 5. Sch 93 784. Gottfried Schneiders, Berlin-Lichterfelde, u. Dr.-Ing. Adolf Schneiders, Berlin-Steglitz. Verfahren zur Herstellung von Betonwänden mit einer bleibenden Schalung. 8. IV. 31.
- Kl. 37 b, Gr. 1/01. U 11 132. O. Ullrich G. m. b. H., Leipzig. Mauer- stein. 24. II. 31.
- Kl. 37 b, Gr. 3/02. H 128 865. Richard Hochheim, Potsdam, und Gute- hoffnungshütte Akt.-Ges., Oberhausen i. Rhld. Geschweißter Blechträger. 8. X. 31.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. R 86 468. Rudolf Reichel, Berlin-Frohnau. Ver- bindung von einbaufertigen Bautafeln. 22. XI. 32.
- Kl. 37 c, Gr. 9/01. B 155 689. Dipl.-Ing. Wilhelm Beuttenmüller u. Herbert Weidner, Durlach. Auf Schalungen aufsetzbarer Vorsatzmörteltrichter. 13. V. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 13/04. R 87 392. Otto Rudolph sen., Niedersachswerfen. Verfahren, Gipsformlinge für Putzmörtel jeder Art haftfähig zu machen. 1. III. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 125. G 83 423. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Haldenfördereinrichtung. 22. VIII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. C 88.30. Cie Intle des Pieux Armés Frankignoul, Sté Ame, Lüttich; Vertr.: R. Brede u. L. Hammersen, Pat.- Anwälte, Köln. Verfahren zur Herstellung von Eisenbeton- gründungspfählen mit Klumpfüßen. 10. IX. 30. Belgien 28. III. 30.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 122 948. Fritz Kolberg u. Conrad Kolberg, Bukarest, Adolf Schuler, Berlin; Vertr.: Adolf Schuler, Berlin W 30, Luitpoldstr. 11. Verfahren zur Neugründung und Verstär- kung von alten Bauwerken und Bauwerksteilen. 13. XI. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 3. L 80 779. Dr.-Ing. Kurt Lenk, Frankfurt a. M. Ver- fahren zum Fördern von Bodenmassen aus den begehbaren Arbeitsräumen von Druckluftsenkkästen. 18. III. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 80 121. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenhochbagger mit mehrfacher Knickleiter zum Ab- bauen zweier übereinanderliegender Erdschichten. 31. XII. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 80 700. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Schwenkbagger mit einem Förderband zum Beladen von in Fahrtrichtung des Baggers stehenden Zügen. 27. I. 28.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 82.30. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Eimerkettenbagger zum Aufschließen und Erweitern von Tagebaugruben. 11. X. 30.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. R 87 407. Dipl.-Ing. Kaspar Ruegg, Berlin-Zehlendor- f-West. Enthärten, Enteisenen, Entmanganen, Entsalzen und Entsäuern von Gebrauchs- und Trinkwasser. 2. III. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 3/01. B 157 425. Bamag-Meguain Akt.-Ges., Berlin. Ver- fahren zur Bekämpfung der Insektenplage auf Tropfkörpern. 14. IX. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. G 81 709. Carl Generlich, Liegnitz. Unter Heber- wirkung stehender Klärbehälter. 23. I. 32.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

L i n d o w, M.: I n t e g r a l r e c h n u n g unter Berücksichtigung der physikalisch-technischen Anwendungen mit zahlreichen Beispielen und Aufgaben. 4. Aufl. der Mathematisch-physikalischen Bibliothek, Reihe II, Bd. 3. 12,5 × 18,5 cm. 102 S. mit 43 Textabb. Verlag B. G. Teubner, Berlin u. Leipzig 1933. Preis geb. RM 2,40.

L i n d o w, M.: G e w ö h n l i c h e D i f f e r e n t i a l g l e i c h u n g e n. In der gleichen Sammlung, Reihe II, Bd. 4. 12,5 × 18,5 cm. VI/121 S. mit 39 Textabb. Im selben Verlag, 1933. Preis geb. RM 3,—.

Die beiden Bändchen stellen die Ergänzung der bereits in der fünften Auflage erschienenen „Differentialrechnung“ des Verfassers dar (Bk. 2 Auflage). Alle drei zusammen eignen sich vorzüglich zum Selbststudium für Technik-Studierende in den Anfangsemestern, ferner für Ingenieure, die in ihrer Berufsarbeit nur ab und zu etwas von dem ABC der höheren Mathematik gebrauchen. Der Verfasser hat sein Ziel, „den Leser nicht in der Theorie stecken zu lassen, sondern ihn zu eigener Mit- arbeit, zur praktischen Auffassung anzuregen“ in hervorragender Weise erreicht, die bei einer so knappen Darstellung zahlreichen Klippen rein mathematischer Natur sind glücklich umschifft. Die zahlreichen und ungewöhnlich vielseitigen Anwendungsbeispiele aus Technik, Physik und Chemie stören den systematischen Gang der Darstellung, bei der, wie es

nicht anders sein kann, die Mathematik führt, in keiner Weise; sie lehren, den behandelten mathematischen Stoff im Lichte des technischen Den- kens zu sehen. Einige Abschnitte, z. B. die näherungsweise Lösung von Differentialgleichungen zweiter Ordnung mit Hilfe der Simpsonschen Formel bieten auch dem Anspruchsvolleren Interesse. v. S a n d e n.

J a h n k e, E. † und F. E m d e: F u n k t i o n e n t a f e l n mit Formeln und Kurven. Zweite, neubearbeitete Auflage. 8. XVIII/330 S. mit 171 Textabb. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1933. Preis geb. RM 16,—.

Wohl wenige mathematische Bücher werden von dem theoretisch arbeitenden Ingenieur so oft zur Hand genommen, wie das vorliegende. Der ersten, im Jahre 1909 erschienenen Auflage folgte 1928 ein unver- änderter Nachdruck. Der jetzt auf fast das Doppelte vergrößerte Um- fang bringt eine große Fülle an Neuem, sowohl sachlich als auch metho- disch. Besonders hervorzuheben ist die graphische Darstellung der Funk- tionen im komplexen Gebiet durch ihr sog. Relief. Der Verfasser darf des Dankes aller theoretisch arbeitenden Ingenieure gewiß sein für die gewaltige Arbeit, die hier geleistet worden ist, und ebenso der Verlag für den niedrigen Preis. v. S a n d e n.

Michel, Ed.: Preisvorbereitung bei wirtschaftlicher Betriebsführung. DIN A 5. 115 S. mit 53 Autotypen und Strichzeichnungen und einem Beitrag von Dipl.-Kfm. Fritz Meißner. Altreu G. m. b. H., Verlagsabteilung, Berlin-Wilmersdorf 1932. Preis RM 6,60.

Jede Arbeit über Preisvorbereitung muß auf Kostenrechnung beruhen, Preisvorbereitung zumal auf Kosten erfassung. Es werden nicht bloß alle Kosten der Höhe nach, sondern die Kosten auch besonders der Art nach zu „erfassen“ sein. Demgemäß werden Mengen- und Zeit-, proportionale, fixe, degressive Kosten in modernem Sinne unterschieden und ihre Ermittlung dargelegt. Das Büchlein ist nicht für den Anfänger geschrieben, es setzt schon Kenntnisse der Verhältnisse und der Methoden voraus. Sein Stoff befaßt sich auch vor allem mit Mengenproduktion, wie sie die Industrie leistet, ist daher für Bauverhältnisse nicht ohne weiteres anwendbar.

Hon.-Doz. Ziv.-Ing. M. Soeser.

Frommer, P.: Hausinstallation. Gr. 8. VII/116 Seiten u. 53 Tafeln mit 255 Abbildungen. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1934. Preis geb. RM 7,50.

Die Hausinstallationen (Wasserversorgung, Entwässerung, Feuerungsanlagen, Beleuchtungseinrichtungen, Blitzschutz) sind in Form eines Leitfadens dargestellt, dem Studierenden einen Überblick über das große Gebiet zu vermitteln und ihm das tiefere Vordringen zu den Sonderfragen ohne Verlust der Übersicht zu erleichtern. Es handelt sich um eine bewußte Beschränkung auf das unentbehrliche grundlegende Rüstzeug für die Hochbaupraxis. DIN-Blätter sind verarbeitet. Zahlreiche gute Prinzipskizzen mit Erläuterungen erweitern den Rahmen der Wortdarstellung. Das Buch wird nicht nur dem Studierenden und angehenden Fachmann eine wertvolle Hilfe sein, sondern auch gewisse Laienbedürfnisse der Eigenheimbewegung befriedigen. Hummel.

Merkel, W.: Die Fließeigenschaften von Abwasserschläm und anderen Dickstoffen (Beiheft 14, Reihe II zum Gesundheits-Ingenieur). 4^o. 28 S. mit 29 Textabb. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin 1933. Preis geh. RM 4,50.

Das behandelte Gebiet berührt sowohl die Hydromechanik der tropfbaren Flüssigkeiten wie auch die Kolloidchemie der Bodenmechanik. Die auf S. 4 geäußerte Ansicht, „daß das Druckgefälle bei Turbulenz größer ist als bei laminarer Strömung“, ist dahin einzuschränken, daß dieses beiderseits nur in unmittelbarer Nähe des Übergangsbereiches zutrifft; bei kleinen Reynolds-Zahlen kann dagegen das Druckgefälle der laminaren Strömung u. U. erheblich größer sein als das der turbulenten Bewegung (insbesondere bei großen Reynolds-Zahlen) sein.

Die der Kolloidchemie entlehnten griechischen Fremdwörter lyophil und lyophob lassen sich wohl durch die Ausdrücke leicht- und schwerlöslich ersetzen. In versuchstechnischer Hinsicht ist zu bemerken, daß das Zwischenschalten von Luft zwischen dem Rohrinhalt und dem Quecksilbermanometer wegen des veränderlichen Raumbedürfnisses der gepreßten Luft leicht zu unklaren Ergebnissen führen kann (Abb. 21); hier wäre etwa Öl als Übertragungsflüssigkeit vorzuziehen gewesen. Im übrigen sind die Versuchsergebnisse (Abb. 23—29) sehr lehrreich und an-

regend. Wenn die Arbeit auch erkennen läßt, daß ein allgemein gültige Fließgesetz für alle zwischen tropfbarer Flüssigkeit und annähernd fester Masse liegenden Stoffe nicht aufzufinden ist, so kann sie doch für die Bautechnik manche wertvollen Aufschlüsse liefern (z. B. Guß- und Pumpbeton).

Es möge ferner noch darauf hingewiesen sein, daß nach der im Buche dargestellten Forschungsart u. a. auch die Ursachen des gefürchteten Murgangs in Gebirgstälern und die dabei auftretenden Flieberscheinungen des aus Sand, Lehm, Steinblöcken und Wasser bestehenden Gemisches ebenfalls eingehender als bisher erforscht werden können.

R. Winkel.

Richter, H.: Rohrhydraulik. Allgemeine Grundlagen, Forschung, praktische Berechnung und Ausführung von Rohrleitungen, 16 × 23,5 cm. IX/256 S. mit 192 Textabb. und 44 Zahlentafeln. Verlag Julius Springer, Berlin 1934. Preis geb. RM 22,50.

In dem Buche sind die theoretischen und praktischen Forschungsergebnisse über die Rohrströmung der letzten Jahrzehnte verwertet worden. Der Verfasser hat sich bemüht, eine Verbindung zwischen der vorwiegend mathematisch-physikalisch arbeitenden Hydromechanik und der für die praktische Anwendung bestimmten Hydraulik zu schaffen. Dazu war unter anderem eine kritische Sichtung der für Gebrauchsberechnungen anzuwendenden Näherungsgleichungen geboten, deren Auswahl nicht einfach ist. Wie weit es überhaupt möglich ist, Formeln ausfindig zu machen, die für alle vorkommenden Verhältnisse zuverlässige Ergebnisse liefern, muß in der Praxis durch Anwendung der empfohlenen Rechnungsarten nachgeprüft werden.

Recht ausführlich werden die Eigenschaften der Zähigkeit der verschiedensten tropfbaren, zähflüssigen und gasförmigen Flüssigkeiten behandelt. Bei den Energie-Betrachtungen hätte der wichtige Impulsatz aufgenommen werden können, der zusammen mit der Raumbedingung und dem Bernoulli-Satze erfolgreich bei der Ansatzbildung von Bewegungsgleichungen benutzt wird. Die Drucklinie (Druckabfall) wird sowohl für tropfbare wie für andere Flüssigkeiten unter verschiedenen Verhältnissen bestimmt.

Die Laminarströmung im Rohr und das Übergangsbereich zur Turbulenz sind sehr eingehend, auch im Zusammenhänge mit dem Hagen-Poiseuilleschen Gesetze, erörtert worden; hierzu sei auch auf die Untersuchungen über Ringspalt-Durchfluß, Ztschr. f. angew. Math. u. Mech. 1923, S. 251/257 hingewiesen. Technisch ist im allgemeinen die laminare Bewegung (Bandströmung) nicht so sehr von Bedeutung wie das turbulente Fließen (Flechtströmung). Auch die Fließvorgänge in glatten Röhren haben im praktischen Betriebe kaum Bedeutung. Deshalb ist der größte Teil des Buches den gebrauchten Röhren gewidmet, die durch Ansatz oder Rostbildung wandrauh geworden sind. Röhre mit Querschnittsänderungen, Krümmungen und Abzweigungen (auch einige Durchgangsventile) sind in dem Umfange erörtert worden, wie es zur Unterrichtung erforderlich sein mag.

Das sorgsam geschriebene Buch kann dem, mit der Anlage und Berechnung von Wasserrohrleitungen beauftragten Bauingenieur von großem Nutzen sein, sofern er sich mit den wissenschaftlichen Grundlagen der Berechnungsweisen vertraut machen will.

R. Winkel.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES.

Bericht über die Arbeiten des Ausschusses „Belastungen“ des Ausschusses für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB).

Über das Ergebnis der Sitzung des Arbeitsausschusses „Belastungen“ des Ausschusses für ETB am 25. April 1933 in Würzburg ist in der „Baunormung“ Nr. 3/5 vom 7. Juli 1933 berichtet worden. Die zu dem damals veröffentlichten Entwurf DIN E 1055 „Nutzlasten, Nutzlastverminderung“ eingegangenen Einsprüche wurden in einer Sitzung des Arbeitsausschusses am 12. Oktober 1933 unter Vorsitz von Herrn Ministerialrat Neuhäus behandelt. In den folgenden Ausführungen sollen die beschlossenen Änderungen kurz mitgeteilt werden.

Um zu vermeiden, daß erst bei der baupolizeilichen Genehmigung von Entwürfen Meinungsverschiedenheiten über die Größe des bei stoßweise beanspruchten Bauteilen anzunehmenden Stoßzuschlages auftreten, erhält diese Bestimmung den Wortlaut:

„Bei stoßweise wirkenden Erschütterungen, z. B. durch Maschinen, ist von Fall zu Fall im Einvernehmen mit der Baupolizeibehörde ein Stoßzuschlag festzusetzen.“

Da von einer Seite angeregt worden war, den statt des genauen Nachweises des Einflusses des Gewichtes leichter Teilungswände einzuführenden Zuschlag von 75 oder 150 kg/m² zur gleichmäßig verteilten Last der ständigen Last und nicht der Nutzlast zuzuschlagen, stellte der Ausschuß ausdrücklich fest, daß die Belastung durch versetzbare Trennungswände die Eigenschaft einer beweglichen Last hat und demnach der Zuschlag als Last in ungünstigster Stellung eingeführt werden muß.

Durch einen besonderen Zusatz soll klargestellt werden, daß in den

angegebenen Belastungszahlen mit Ausnahme der für Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen der Stoßzuschlag bereits enthalten ist.

Unter Ziffer 5, Räume in Krankenhäusern, wird ergänzend hinzugefügt: „und ähnlichen Anstalten“, weil der Begriff „Krankenhaus“ in verschiedenen Verordnungen sehr eng gefaßt ist. Die Belastung von 300 kg/m² wird beibehalten, wenn diese Belastung tatsächlich auch nicht erreicht wird, weil schwerere und daher steifere Decken ein Mittel zur Verhütung großer Schall- und Erschütterungsempfindlichkeit sind.

Unter Ziffer 6 wird die erste Gruppe: „Versammlungsräume, Theater und Lichtspielsäle, Tanzhallen und Turnhallen“ durch „Kirchen und Tribünen“ ergänzt (Belastung 500 kg/m²).

Die Belastung von 500 kg/m² für Balkone und Erker bezieht sich, wie im Entwurf ausdrücklich gesagt, nur auf auskragende Bauteile; Balkone, Erker usw., die durch Pfeiler oder Wände gestützt werden, sind für die Nutzlasten der anschließenden Räume zu berechnen.

Die waagerechte Seitenkraft an Geländern in Holmhöhe bei Treppen, mit Ausnahme von Treppen in Versammlungsräumen, Theatern, Tanzsälen usw., ist von 40 auf 50 kg/m erhöht worden.

Ziffer 10, Nutzlasten für Platten, Träger und Stützen unter Räumen zur Unterbringung von Kraftwagen, soll durch eine Tafel ersetzt werden, die alle für die Anordnung der Belastungsgrößen notwendigen Maße angibt.

Für den Abschnitt B „Zulässige Nutzlastverminderung“ hat Herr Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck einen Vorschlag ausgearbeitet, der die sinngemäße Erweiterung der bestehenden preußischen Vorschriften auf solche Gebäude darstellt, in denen die Größe der Nutzlasten der einzelnen Geschosse stark wechselt. Der Vorschlag wurde nach kurzer Aussprache einstimmig angenommen und hat folgenden Wortlaut:

„Verminderung der Nutzlasten.“

Bei der Bemessung von Bauteilen, die die Lasten von mehr als drei Geschossen aufnehmen, wie Stützen, Unterzüge, Wandpfeiler, Grundmauern u. dgl., und bei der Ermittlung der entsprechenden Bodenpressungen braucht die durch Zusammenzahlen der Nutzlasten der einzelnen Geschosse sich ergebende Gesamtnutzlast im allgemeinen nicht mit dem vollen Betrage in Rechnung gestellt, sie darf vielmehr nach Maßgabe der nachstehenden Regeln ermäßigt werden.

Die Lasten der drei den Bauteil am stärksten belastenden Geschosse sind mit dem vollen Betrage einzusetzen, dagegen darf von den auf diesen Bauteil wirkenden Nutzlasten der anderen Geschosse, bei ungleichen Lasten geordnet nach deren Größe in absteigender Folge, ein um einen bestimmten Bruchteil wachsender Betrag in Abzug gebracht werden. Dieser Bruchteil beträgt:

- a) bei Wohngebäuden, Büro- und Geschäftshäusern 20%, bis zum Höchstbetrage von 80%,
- b) bei Werkstätten mit leichtem Betrieb und Warenhäusern (Kaufhäusern) sowie bei Gebäuden, die z. T. als Werkstätten oder Warenhäuser dienen, 10%, bis zum Höchstbetrage von 40%.

Die Verminderung der gesamten auf einem solchen Bauteil ruhenden Nutzlast darf aber bei den unter a genannten Gebäuden 40%, bei den unter b genannten 20% nicht überschreiten.

Sind die von den einzelnen Geschossen herrührenden Nutzlasten einander gleich, so ergeben sich daraus die nachstehend in den Zeilen 1 und 3 in % angegebenen Abzüge und für die auf die Gesamtnutzlast bezogene Minderungszahl (d. i. der Quotient aus der in Rechnung zu stellenden Nutzlast und der Gesamtnutzlast), die in den Zeilen 2 und 4 angegebenen Werte:

| Geschosse | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|--------------------------------|---------------------|---|---|---|-------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|
| Wohngebäude usw. nach Ziffer a | | | | | | | | | | | | | |
| 1. | Abzüge in % . . . | 0 | 0 | 0 | 20 | 40 | 60 | 80 | 80 | 80 | 40 | 40 | 40 |
| 2. | Minde- rung- zahl . | 1 | 1 | 1 | 0,95 | 0,88 | 0,80 | 0,714 | 0,65 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| Werkstätten usw. nach Ziffer b | | | | | | | | | | | | | |
| 1. | Abzüge in % . . . | 0 | 0 | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 40 | 40 | 20 | 20 | 20 |
| 2. | Minde- rung- zahl . | 1 | 1 | 1 | 0,975 | 0,94 | 0,90 | 0,857 | 0,825 | 0,80 | 0,80 | 0,80 | 0,80 |

Bei Speichern, Lagerhäusern und Werkstätten mit schwerem Betrieb ist eine solche Lastverminderung unzulässig.“

Eine ausführliche Begründung dieses Vorschlages von Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck wird im Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft 1/1934 unter dem Titel: Ermäßigung der Lastannahmen für mehrgeschossige Bauten erscheinen.

Die Neufassung des Normblattentwurfs über Nutzlasten soll vor der Herausgabe nochmals den Länderregierungen zur Stellungnahme vorgelegt werden.

Ferner wurde vereinbart, das Normblatt DIN 1055 auf alle Bestimmungen über Belastungsannahmen zu erweitern. Es ergibt sich daher folgende Gliederung:

- Belastungsannahmen im Hochbau — DIN 1055:
 - Blatt 1: Eigengewichte von Baustoffen und Baukörpern,
 - Blatt 2: Eigengewichte von Bauteilen,
 - Blatt 3: Nutzlasten,
 - Blatt 4: Wind- und Schneelasten.

Den Angaben von Blatt 1 und Blatt 2 sollen die Zahlen der bestehenden preußischen Hochbaubestimmungen nach Überprüfung durch die Materialprüfungsämter zugrundegelegt werden.

Blatt 4 kann erst nach Abschluß der Arbeiten des Winddruckausschusses bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen in Angriff genommen werden.

Neue Prüfnormen für Holz.

- DVM-Prüfverfahren C 3001 Prüfung von Holz, Übersicht, allgemeine Grundsätze
- DVM-Prüfverfahren C 3002 —, Bestimmung des Raumgewichtes
- DVM-Prüfverfahren C 3003 —, Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes
- DVM-Prüfverfahren C 3004 —, Druckversuch
- DVM-Prüfverfahren C 3005 —, Biegeversuch
- DVM-Prüfverfahren C 3006 —, Scher versuch
- DVM-Prüfverfahren C 3007 —, Zugversuch

- DVM-Prüfverfahren C 3008 —, Schlagbiegeversuch
- DVM-Prüfverfahren C 3009 —, Abnutzungsversuch
- DVM-Prüfverfahren C 3010 —, Schwind- und Quellversuch
- DVM-Prüfverfahren C 3011 —, Härtebestimmung mit dem Kugeldruckversuch

Die Neufassung der DVM-Prüfverfahren für Holz, die jetzt als Din-Vornormen C 3001—3011 herausgehen, bezweckte die bisher bestehenden Richtlinien¹ unter Berücksichtigung der inzwischen gewonnenen Erkenntnisse zu vereinfachen. Da diese Neubearbeitung unter Teilnahme sämtlicher deutscher Fachkreise geschah, dürfte die Gewähr gegeben sein, daß nunmehr auch in Deutschland das Holz nach einheitlichen Gesichtspunkten geprüft wird, und das so gewonnene Zahlenmaterial mehr als bisher in gegenseitiger Ergänzung verwertet werden kann. Diese Vereinheitlichung und Vereinfachung des Prüfgeschäftes wird sich auch in der deutschen Volkswirtschaft günstig auswirken.

Gegenüber dem früheren Gebrauch ist die erhebliche Abkürzung der Versuchszeiten durch Steigerung der anzuwendenden Belastungsgeschwindigkeiten als fühlbare Erleichterung zu nennen.

Nur für die seltenen Fälle der Untersuchung ganzer Bestände ist beizubehalten die früher allgemein aufgestellte und fast nie innezuhaltende Forderung der Angaben über Standorts- und Wachstumsbedingungen, wengleich ihrer Wichtigkeit entsprechend die Kenntnis aller solcher Daten als wünschenswert bezeichnet wird.

Eine wesentliche Änderung haben die Vorschriften für den Biegeversuch erfahren, bei welchen der praktisch bedeutungslose Normalbalken verlassen, und dabei mehr Rücksicht auf die wirklichen Verhältnisse genommen wird, unter Berücksichtigung der Untersuchungen Baumanns über den Einfluß des Verhältnisses Stützweite l zu Probenhöhe h auf die errechnete Biegefestigkeit und den E-Modul. Die Abmessungen des Zwischenstückes am Kraftangriff, zur Vermeidung örtlicher Beschädigungen durch die Druckschneide, haben eine besser begründete Abänderung erfahren. Zu der von Baumann geforderten Fortlassung des Zwischenstückes konnte man sich nicht entschließen, da die Erfahrung lehrt, daß nur bei sehr großem l:h Druckverletzungen unter der Schneide vermieden werden können. Zum Berechnen der Biegefestigkeit ist die übliche Formel beibehalten worden, da anderweitige Vorschläge zur rechnerischen Auswertung von Biegeversuchen mit Proben verschiedenen Querschnittes keineswegs sicher begründet erscheinen.

Für die vielumstrittene Ausführung des Scherversuches ist die in Stuttgart gebräuchliche einfache Form der zweischnittigen Scherung an einem kreuzförmigen Probekörper vorgesehen, der bei sorgsamer Herstellung der Auflageflächen an den Armen des Kreuzes hinreichend sichere Werte für die Praxis zu liefern umstände ist.

Neuaufgenommen ist der Schlagbiegeversuch, der sich eng an französische und italienische Normen anschließt, und ferner die Härtebestimmung durch den Kugeldruckversuch, nach den Vorschlägen von E. Mörath, die in gewisser Weise auch über den Abmessungswiderstand auszusagen in stande sein soll, was mit französischen Erfahrungen im gewissen Einklang steht. Der Kugeldruckversuch wäre in diesem Falle eine begrüßenswerte Ergänzung der beiden nebeneinandergesetzten Prüfverfahren mit dem Sandstrahlgebläse und der Schleifscheibe, die, jede für sich genommen, nicht in allen Beanspruchungsfällen befriedigen.

Schließlich sind der Schwind- und der Quellversuch wesentlich vereinfacht durch Verwendung kleiner, den deutschen Stammabmessungen angepaßter Probeschleiben, die schnelleren Ausgleich der Feuchtigkeit im Probeinneren gewährleisten und bei denen auf die Messung der Formänderung achsial als praktisch belanglos verzichtet wird.

Die DVM-Prüfverfahren C 3001—3011 für die Prüfung von Holz können demnächst vom Beuth-Verlag GmbH., Berlin SW 19, bezogen werden.

Stamer.

Neue Bedingungen für die Lieferung und Prüfung von Bordschwellen und Bordsteinen aus Beton (DIN 483) und für Bürgersteigplatten aus Beton (DIN 485)

Die neuen Bedingungen ergänzen die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), insbesondere deren Teil C: Technische Vorschriften für Steinsetzarbeiten (DIN 1984).

Neben den fünf Größen von Bordschwellen und drei Größen von Bordsteinen sind nunmehr eindeutige Vorschriften für die Ausführung und für die Güteeigenschaften gegeben. So wird beispielsweise sowohl für Bordschwellen und Bordsteine als auch für die Bürgersteigplatten der Klasse I eine Biegezugfestigkeit von 50 kg/cm² verlangt und eine Abnutzbarkeit durch Schleifen für eine Fläche von 50 cm² von nicht mehr als 15 cm³. Die entsprechenden Zahlen für die II. Klasse sind 35 kg/cm² und 26 cm³. Daß zum Nachweis der geforderten Güteeigenschaften auch eindeutige Prüfverfahren und Abnahmevorschriften gegeben sind, bedarf eigentlich keiner besonderen Erwähnung.

Die technische wie wirtschaftliche Bedeutung dieser Normen liegt darin, daß sie ein wirksames Mittel im Kampf gegen unlauteren Wettbewerb sind. Es geht nicht an, daß weiterhin öffentliche Gelder von den Verwaltungen für technisch unzureichende Bauteile ausgegeben werden, die im Straßenverkehr bald zu Bruch gehen und damit unangemessen hohe Unterhaltungskosten verursachen. Um dies zu verhüten, geben

¹ Vgl. auch DIN DVM E 2181—2191 (Juni 1929).

diese Normen den Behörden die geeignete Vertragsunterlage. Sie schützen andererseits den seiner Verantwortung bewußten Erzeuger gegen die Konkurrenz derjenigen Betriebe, die bisher glaubten, mit unzureichenden Einrichtungen die gerechterweise zu stellenden Güteforderungen erfüllen zu können.

Mit diesen beiden Normen erhält die Bauwirtschaft einen weiteren gerechten Maßstab zur Beurteilung von Betonerzeugnissen. Sie werden sicher dazu beitragen, Klarheit in heute oft undurchsichtige Verhältnisse zu bringen und das Vertrauensverhältnis zwischen Besteller und Lieferer stärken.

S a n d e r.

Der amerikanische Normenausschuß wird die Zentralstelle für die gesamte nationale Normungsarbeit in den Vereinigten Staaten.

Zwischen dem Bureau of Standards in Washington und der American Standards Association, New York, ist ein Abkommen getroffen worden, nach dem fünf wichtige und weitreichende Normungsgebiete, die bisher vom Bureau of Standards betreut wurden, in das Arbeitsgebiet des amerikanischen Normenausschusses, nämlich der American Standards Association (ASA) überführt werden sollen. Es handelt sich um die Arbeiten folgender Abteilungen des Bureau of Standards:

| | |
|---|---|
| Division of Trade Standards | (Abteilung für Handelsnormen) |
| Division of Specifications | (Abteilung für Gütevorschriften und Lieferbedingungen) |
| Division of Simplified Practice . . . | (Abteilung für Vereinfachungen im Warenverkehr) |
| Building Code and Plumbing Code Sections of the Building and Housing Division | (Unterabteilungen für Bau- und Installationsvorschriften der Abteilung des Bau- und Wohnwesens) |
| Safety Code Section | (Abteilung für Sicherheitsvorschriften) |

Die Überleitung dieser Abteilungen an die ASA wurde vorgenommen, weil man glaubt, daß diese Arbeiten in der Hand der Industrie und der Verbrauchergruppen liegen sollten. Die Maßnahme wurde als ein Teil des Sparprogramms der Regierung durchgeführt. Dabei wurde vom Bureau of Standards zum Ausdruck gebracht, daß die Erfahrungen der ASA und die von ihr in den vergangenen 15 Jahren gepflegte Gemeinschaftsarbeit zwischen den beteiligten Kreisen sie geeignet erscheinen lassen, die erhöhte Verantwortung auf sich zu nehmen, die mit dem erweiterten Arbeitsprogramm verbunden ist. Auf diese Weise wird es möglich, die Ergebnisse einer Pionierarbeit, die das Bureau of Standards während der letzten 12 Jahre für die amerikanische Industrie geleistet hat, zu erhalten und die nationale Wirtschaft durch Fortführung der Arbeiten zu fördern.

Durch die Übertragung der genannten Arbeiten durch das Bureau of Standards an die ASA wird diese somit zur zusammenfassenden Stelle der gesamten nationalen Normungsarbeiten, einschließlich der Gütevorschriften in weitestem Umfange und der Sicherheitsvorschriften, deren Bearbeitung in anderen Ländern bisher vielfach — und z. T. zum Nachteil der technischen Entwicklung — rein behördlichen oder halbamtlichen Stellen zugewiesen ist.

Das Bureau of Standards stellt für die Arbeiten weiterhin seine Unterstützung zur Verfügung, insbesondere hinsichtlich von Untersuchungen, die in Zusammenhang mit Normungsarbeiten durchgeführt werden müssen.

Vorstehende Mitteilungen sind der Zeitschrift „Industrial Standardization“, dem offiziellen Mitteilungsblatt der ASA, entnommen, die jetzt mit „Commercial Standards Monthly“, bisher vom Bureau of Standards herausgegeben, vereinigt ist und von der American Standards Association in Zusammenarbeit mit dem National Bureau of Standards herausgegeben wird.

PERSONALNACHRICHTEN.

ZU MAX MÖLLERS 80. GEBURTSTAG AM 19. FEBRUAR 1934.

Zu den Pionieren nicht nur des Wasserbaues, sondern auch des Eisenbetonbaues rechnen wir Max Möller, der dem Deutschen Betonverein seit seiner Gründung angehört.

Nach Ablegung der Abiturientenprüfung am Realgymnasium zu Flensburg arbeitete Möller ein Jahr lang praktisch, studierte dann zunächst an der Bauakademie in Berlin und beendet seine Studien im Jahre 1878 an der Technischen Hochschule in Hannover. Wie viele unserer bedeutendsten Wasserbauingenieure, es sei hier an Engels erinnert, der vor kurzem auch seinen achtzigsten Geburtstag feierte, hat Möller ebenfalls das Fundament zu seiner erfolgreichen späteren Wirksamkeit als junger Regierungsbauführer bei dem Ausbau unseres ersten Kriegshafens Kiel gelegt. Nach Ablegung der Prüfung als Regierungsbaumeister trat Möller in den Dienst der Freien Hansestadt Hamburg und konnte seine gediegenen Kenntnisse beim Bau des Hafens, bei Brückenbauten und bei Speicherbauten verwerten. Die von ihm durchgeführten Versuche über das Verhalten verschiedener Säulenkonstruktionen von Speicherbauten brachten ihm im Jahre 1886 einen Preis von 3000 Mark ein. Neben seinem Amt entwickelte Möller in Hamburg eine lebhaft schriftstellerische Tätigkeit und veröffentlichte Aufsätze über Meteorologie Flußregelung und Baumaterialien. Seine besondere Vorliebe für die Meteorologie dokumentierte Möller, der seit über fünfzig Jahren Mitglied sowohl der deutschen wie der österreichischen Gesellschaft für Meteorologie ist, in einer großen Anzahl von Aufsätzen. An die 20 Arbeiten sind seiner Feder entsprungen und in den Organen dieser Gesellschaften, in dem Archiv der deutschen Seewarte und

in der Naturwissenschaftlichen Wochenschrift erschienen. Seit seinem vierzehnten Jahre führte Möller genaue Aufzeichnungen über die Wetterlage. Daß Möller in hervorragendem Maße an der Entwicklung des Eisenbetonbaues mitgewirkt hat, geht daraus hervor, daß etwa 550 Eisenbetonbauwerke nach seinen besonderen Systemen zur Ausführung kamen.

Seine Lebensaufgabe konnte Möller aber erst als akademischer Lehrer erfüllen. Im Jahre 1888 erhielt er, als er in Hamburg tätig war, den Ruf an die Technische Hochschule in Karlsruhe, dem im Jahre 1890 die Berufung an die Technische Hochschule in Braunschweig, der er bis zu seiner Emeritierung treu geblieben ist, folgte.

Die Zeit, die Möller in Karlsruhe verbrachte, war mit schweren Opfern an seiner Gesundheit verbunden, denn, neben seiner akademischen Tätigkeit, die eigentlich und gerade in der ersten Zeit genügt hätte seine Kräfte voll in Anspruch zu nehmen, mußte er unter Honsell in der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion angestrengt arbeiten. Die Berufung nach Braunschweig, wo er sich ausschließlich seiner Lehrtätigkeit widmen konnte, bedeutete daher eine wesentliche Erleichterung für Möller.

Groß ist die Anzahl der Schüler, denen Möller nicht nur als Lehrer, sondern als Freund nahe trat und die mit seinen zahlreichen Freunden ihm herzliche Glückwünsche zum achtzigsten Geburtstag darbringen.

Wir alle wünschen, daß uns das achtzigjährige Geburtstagskind noch recht lange in der Frische, die wir seit Jahren an ihm bewundern, erhalten werden möge.

G. de Thierry.

