

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 4. August 1939

Heft 33

Schnelleres und wirtschaftlicheres Bauen.

Von Baurat F. Heintze, Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Bei den heutigen großen Bauvorhaben wird öfter den Bauunternehmungen der Vorwurf gemacht, sie bauten nicht schnell genug und ihre Leistungen gingen in bezug auf Schnelligkeit nicht über die früherer Zeiten hinaus, ja blieben sogar diesen gegenüber zurück. Die Bauweisen der heutigen Unternehmungen seien — so wird weiter gesagt — noch die gleichen wie die der alten Ägypter.

Nun ist es schwierig, Bauleistungen, besonders wenn sie zeitlich viele Jahre oder gar Jahrhunderte auseinander liegen, miteinander zu vergleichen. Es ist beinahe unmöglich. Bauten sind stets einmalige Erzeugnisse, die eng mit der Natur, dem Ort und der Zeit verbunden und nicht ohne weiteres vergleichbar sind.

Die Hauptursache der vielleicht geringen Fortschritte, die wir in unserer von der Technik beherrschten Zeit in bezug auf Bauschnelligkeit gemacht haben, liegt darin, daß wir noch die gleiche Verwendung der gleichen Baustoffe bei bedeutenden Bauten haben, wie sie in früheren Jahrhunderten bestand. Wir fügen immer noch Stein auf Stein und verbinden diese mit Mörtel. Diese Bauweise maschinell durchzuführen, erscheint unmöglich, da eine Beschleunigung durch ihre Eigenart, den Mörtel der unteren Teile erhärten zu lassen, bevor der obere Teil sie belastet, ein schnelleres Bauen verbietet. Solange wir also weiter unsere monumentalen Bauwerke aus Stein unmittelbar bauen oder sie mit Steinen verkleiden, werden wir auch in der Bauzeit gegenüber den früheren Vorbildern nichts Neues bieten können.

Unsere Kultur, die — im Gegensatz zu früheren Kulturen — mit ihren technischen Schöpfungen und Leistungen den ganzen Erdball in einer noch nicht dagewesenen Weise überspannt und beherrscht, für die es Vergleiche mit früher nicht gibt, hat aber auch den Baustoff und die Bauweise gefunden, die es ihr ermöglicht, die größten Bauten in kürzester Frist herzustellen. Es wird hierbei in der Hauptsache an den Ingenieurbau und nicht an den Kunstbau der Architekten, der nach Lage der Dinge immer verhältnismäßig kleine Massen bewegt, gedacht. Diese unserer Kultur gemäß Bauweise ist der reine Betonbau. Er läßt die Herstellung von Baumassen in kürzester Frist zu, die nur durch die Zeit für die Beförderung der Baustoffe an die Baustelle beschränkt ist. Mit dem Betonbau sind Baumassen bereits erzeugt worden — es sei nur auf die Talsperren in Nordamerika und auf die neuesten Leistungen im Westen des Reiches hingewiesen — von einem Ausmaße und einer Kürze der Bauzeit, für die es auf unserer Erde keine auch nur annähernd gleichen Beispiele gibt.

Dieser Betonbau stellt, wenn seine Möglichkeiten voll ausgeschöpft werden sollen, zwei Bedingungen:

1. Seine äußere Form muß unabhängig von den bisherigen Formen steinerer Bauten gemäß der Schnelligkeit seiner Erzeugung und seiner brutalen Bauweise gewählt bzw. neu gefunden werden.

2. In den monumentalen Betonbauten darf es keine Eiseneinlagen geben, die der gleichzeitig erfundenen Eisenbeton-Bauweise eigenförmlich sind.

Der Ingenieurbau ist infolge seines Hervorwachsens aus dem Kunstbau der Architekten mit diesem verknüpft geblieben und hat keine selbständige Kunstform entwickelt. Andere Ingenieure, z. B. der Schiffbauer, der Maschinenbauer, der Flugzeugbauer, haben im Gegensatz dazu selbständig die Form ihrer Schöpfungen gefunden. Es gibt noch Dampfmaschinen aus der ersten Zeit ihrer Herstellung, die mit antiken Säulen gebaut und verziert sind. Längst jedoch hat sich der Maschinenbauer von diesen unnützen Zutaten frei gemacht, und wir stehen heute mit Bewunderung vor riesigen Schiffsmaschinen, die in ihrer Geschlossenheit und ihrem harmonischen Aufbau nicht nur zweckmäßig, sondern auch schön sind. Das gleiche gilt für Schiffe, für Lokomotiven, für Flugzeuge und andere technische Erzeugnisse mehr.

Die großen Ingenieurbauten, Talsperren, Brücken, Schiffahrtsschleusen und Viadukte sind dagegen heute noch mit den Kunstformen der monumentalen Bauwerke des Hochbaues mehr oder weniger belastet und lassen den Baustoff und die Konstruktion des Ingenieurs in seiner vollen Wirkung nicht aufkommen.

Der Ingenieur muß im Gegensatz zur bisherigen Ausbildung so erzogen werden, daß er die den Baustoffen, der Bauaufgabe und dem Bauwerk entsprechende Kunstform seinerseits allein herstellt. Nicht nur

wurde dies auf den Hochschulen bisher nicht getan, sondern es wurden ihm in der sogenannten architektonischen Formenlehre Formen beigebracht, die in keinem Zusammenhang mit seinen Bauwerken stehen. Im praktischen Beruf wurde außerdem von ihm später verlangt, so sparsam wie möglich seine Bauwerke zu entwerfen und zu bauen und jeden Aufwand an Stoffen und Arbeit, der nur dem guten Aussehen dient, zu unterlassen. Erst nachdem eine große Anzahl auf diese Weise in häßlichster Form gebildete Bauwerke unser Vaterland verunzierten, verlangte man auch von dem Ingenieurbau ein schönes Aussehen und eine Kunstform. Da der Ingenieur jedoch infolge seiner Ausbildung und seines Berufes nicht befähigt war, diese zu schaffen, holte man wieder den Architekten zu Hilfe, der nun seinerseits den inneren Zusammenhang mit der Seele eines Ingenieurbauwerks nicht hatte. Es muß daher der Ingenieur selbsttätig für seine Betonbauten eine eigene Form finden, die, um ein Beispiel zu nennen, die Widerlager einer Brücke aus einfachen großen Blöcken in harmonischen Abmessungen mit starkem Vorspringen der Auflager, mit schwersten breit ausladenden Gesimsen zur Aufnahme der aus Beton und nicht aus Füllgraneisen bestehenden Geländer, gebildet werden muß. Erst dann ist es möglich, den Vorteil des schnellen Bauens, den diese Betonbauweise besitzt, wirkungsvoll auszuschöpfen. Die eigene Form wird dann aus den Händen begabter Ingenieure zur Kunstform werden, und es entstehen schöne Ingenieurbauten.

Der nach dem Beton erfundene Eisenbeton mit seiner Beherrschung gewaltiger Spannweiten und Räume mittels geringster Baumassen kann auf Grund der schwierigen zu seiner Herstellung notwendigen Handwerksarbeit die Forderung schnellen Bauens bei großen Bauten nicht immer erfüllen und muß dann ausscheiden. Seine Anwendung bleibt bei Großbauten meist beschränkt auf die Herstellung der Fundamente und anderer schwerer Bauglieder, bei denen statt Einzelarbeit Massenarbeit infolge der Eiseneinlage möglich bleibt. Die Nichtverwendung des dünngliedrigen Eisenbetons bei schnell zu erstellenden Großbauten ist an und für sich nicht zu bedauern, da seine Erzeugnisse wohl nicht die Jahrhunderte bzw. das Jahrtausend überstehen werden. Nur schwere massive Bauten haben eine so lange Zeitdauer. Aus allen früheren Kulturen sind nur die massiven Bauten uns heute noch teilweise erhalten, obwohl die Baukunst einschließlich der statischen Berechnung bei den früheren Völkern nachweisbar zum Teil auf der gleichen Höhe gestanden haben muß wie bei uns, nur sind die Eierschalenbauten und die nach eleganten baustoffsparenden Berechnungen errichteten Bauwerke längst zerstört worden und verschwunden.

Die noch zu schaffende „Ingenieur-Form“ der monumentalen Betonbauwerke ist demnach heute Bedingung für die volle Ausnutzung der im Betonbau liegenden Möglichkeiten für schnelles Bauen. Diese „Ingenieur-Form“ muß daher auf alle kleinlichen Unterteilungen der Flächen verzichten, und damit fallen auch die zur Belebung der Ansichtfläche des Betons geschaffenen vielerlei Kleinigkeiten weg, die die Schnelligkeit des Bauens hindern und die schon bei einer geringen Betrachtungsweite große Flächen in ihrem Aussehen keineswegs beeinflussen. Die Ingenieurbauten werden aber im allgemeinen nur aus größeren Entfernungen betrachtet, wenn sie als Gesamteindruck wirken sollen, und hierbei ist das Aussehen der Fläche im allgemeinen bedeutungslos. Eine Bearbeitung des fertigen Betons durch Steinmetzhandwerk kommt daher auch nicht mehr in Frage. Auch eine Verkleidung mit Werksteinen hat zu unterbleiben, da auch diese bei größerer Betrachtungsentfernung nicht mehr wirkt.

Der bisherige Haupteinwand gegen das Aussehen der Betonflächen muß vielmehr durch einwandfrei hergestellte eiserne Schalung, die ihrerseits den Bedarf an gelernten Kräften stark herabsetzt, und durch die Herstellung eines richtig zusammengesetzten Betons entkräftet werden. Das Hauptziel bei der Herstellung der Ansichtflächen muß eine Gleichmäßigkeit im Aussehen sein, die bei vielen sorgfältig hergestellten Betonbauten ohne irgendwelche Hilfsmittel bereits einwandfrei erreicht ist. Als Versuch, diese Gleichmäßigkeit noch leichter und besser herzustellen als bisher, wäre ein Verfahren zu nennen, das der Zement sozusagen selbst erfunden hat. In einer norddeutschen Zementfabrik sind die monumental hergestellten Fabrikbauten durch den Zementstaub selbsttätig überpudert worden, der nachträglich durch die Luftfeuchtigkeit

erhärtet ist. Die in ihrer Form monumental wirkenden Fabriken haben ein gleichmäßiges graues, durch den Zementstaub entstandenes Aussehen und wirken durchaus schön. Dieser Weg, fertigen Betonbauten einen Überzug aus dem eigentlichen Festigkeitsstoff des Zementes zu geben, sollte noch weiter verfolgt werden, um ein schnelles Bauen in der unsere Zeit bestimmenden Bauweise zu ermöglichen.

Einheitliche Ausbildung der Bauwerke über Oberkante Gründung, z. B. bei den Brücken der Reichsautobahnen, kann in bezug auf Schalung und Arbeitsaufwand große Leistungseinsparungen und daher Beschleunigung des Bauens bringen.

Das Hauptgewicht muß jedoch, wie bereits gesagt, auf die Erzielung des jungen Ingenieurs gelegt werden. Für den heute schaffenden Ingenieur wird die neue Fachgruppe Bauwesen hoffentlich die Möglichkeit des Kennenlernens einerseits der einzelnen Zweige des Ingenieurshaffens: Ingenieurbau, Kulturbau, Landschafts- und Gartengestalter, Forstmann, andererseits mit dem Architekten bringen, um das unfruchtbare „Spezialistentum“ in Zukunft zu vermeiden und auch dem Bauingenieur als dem letzten der Ingenieure es zu ermöglichen, die endgültige Kunstform seiner Bauten allein zu schaffen und damit ein schnelles kräfte- und stoffsparendes Bauen zum Heile des Reiches zu erreichen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Elbe-Havel-Kanal von der Elbe bei Strom-km 343,71 bis zum Ihle-Kanal bei Burg.

Von Regierungsbaurat Koenig, Datteln i. W.

Durch den Mittellandkanal, der bekanntlich am 30. Oktober 1938 durch die Einweihung des Schiffshebewerks Rothensee eröffnet wurde, ist nach jahrzehntelanger Arbeit die durchgehende Schiffahrtstrae vom Rhein bis zur Oder geschaffen und dadurch gleichzeitig eine Verbindung zwischen Ems, Weser und Elbe hergestellt. Während das Hebewerk Rothensee den Abstieg von dem bis zum linken Ufer herangeführten Mittellandkanal zur Elbe bei Magdeburg vermittelt, bildet die Kanalbrücke über die Elbe die geradlinige Verbindung mit der am rechten Ufer weitergeführten Kanalstrecke von etwa 9,5 km Länge bis zur Einmündung in den alten Ihle-Kanal bei Burg. Die mit Ord. NN + 56,00 m über die Elbe geführte Haltung wird auf einer rd. 2,5 km langen Dammstrecke bis zum Doppelhebewerk Hohenwarthe herangeführte, um hier mit einem Gefälle von 18,60 m zur Haltung des Ihle-Kanals NN + 37,40 m abzustiegen.

Bei km 325,958¹⁾ zweigt die Elbverbindung Niegripp nach Norden ab, in der die neue Schleuse Niegripp liegt, die den Kanal gegen die schwankenden Wasserstände der Elbe abschließt.

Bis zur Fertigstellung der Kanalbrücke und des Doppelhebewerks Hohenwarthe, die etwa im Jahre 1942 zu erwarten ist, wird der vom Westen kommende und nach Berlin und der Oder zu gerichtete Verkehr im Hebewerk Rothensee zur Elbe geleitet, bewegt sich dann elbabwärts bis zur Elbverbindung Niegripp, wo er durch die neue Schleuse Niegripp wieder den Kanal erreicht und durch den Elbe-Havel-Kanal zu den märkischen Wasserstraßen und zur Oder gelangt. Die Elbverbindung und die nach Osten anschließende Kanalstrecke bis zum schon bestehenden Ihle-Kanal sind gleichzeitig mit der Eröffnung des Mittellandkanals für den Verkehr freigegeben.

Während die Wasserstraße von der Ems bis zur Elbverbindung bei Niegripp, km 325,958, unter dem Namen Ems-Weser-Elbe-Kanal zusammengefaßt ist, gehört die der nachstehenden Betrachtung zugrunde gelegte Elbverbindung mit der zum Ihle-Kanal führenden Kanalstrecke zum sogenannten Elbe-Havel-Kanal (Abb. 1).

¹⁾ Die km-Bezeichnungen beziehen sich auf Betriebs-km der Strecke Bergeshovede—Plauer See.

I. Ausbaugröße.

Auch für den Elbe-Havel-Kanal rechts der Elbe ist das Normalprofil für 1000-t-Kähne zugrunde gelegt, das in Einschnittstrecken bei 39 m Wasserspiegelbreite, 19 m Sohlenbreite und einer Fahrwassertiefe in der Mitte von 3,5 m einen nutzbaren Wasserquerschnitt von rd. 94 m² aufweist (Abb. 2). An der Abzweigung der Elbverbindung bei km 325,958 ist als Binnenhafen der Schleuse Niegripp eine dreieckförmige Erweiterung mit einer Wasserfläche von rd. 18,5 ha geschaffen, die so gestaltet ist, daß sie die reibungslose Abwicklung des später aus drei Richtungen zusammenstoßenden Verkehrs gewährleistet und dazu den Fahrzeugen hinreichend Platz für Liegestellen bietet. Durch Verbreiterung des Kanalwasserspiegels auf rd. 70 m bis zur Mühlenwegbrücke wurden weitere Liegeplätze geschaffen. Nach Westen zu schließt sich der Unterhafen des Doppelhebewerks Hohenwarthe unmittelbar an den Binnenhafen der Schleuse Niegripp an.

Die Einmündung in den Ihle-Kanal bei Burg ist durch Zuruckverlegen des nördlichen Kanalufers trichterförmig erweitert, um den von Osten kommenden Fahrzeugen das Auffinden der Einfahrt zu erleichtern. Die Mündungsstelle selbst ist unter Benutzung der Wasserfläche des alten Ihle-Kanals zu einem Wendeplatz erweitert.

Der den wechselnden Wasserständen der Elbe ausgesetzte Außenhafen der Schleuse Niegripp hat im Grundriß sichelförmige Gestalt erhalten. Seine stromabwärts gerichtete Achse verläuft in spitzem Winkel zur Elbe und bietet dem elbabwärts gerichteten Verkehr gute Ein- und Ausfahrsmoglichkeiten. Bei einer Länge von 700 m und größter Sohlenbreite von 100 m ist hier eine Wasserfläche von 8,6 ha entstanden.

II. Erdarbeiten.

Die Erdarbeiten sind in zwei Lose aufgeteilt:

Los I. Aushub der Kanalstrecke von km 325,645 bis zur Einmündung in den Ihle-Kanal, km 331,645, einschl. Binnenhafen Schleuse Niegripp und Schüttung des südlichen Kanaldammes zwischen Elbbrücke und Doppelhebewerk Hohenwarthe. — Los II. Aushub des Auenhafens der Schleuse Niegripp und Schüttung des nördlichen Kanaldammes zwischen Elbbrücke und Doppelhebewerk Hohenwarthe.

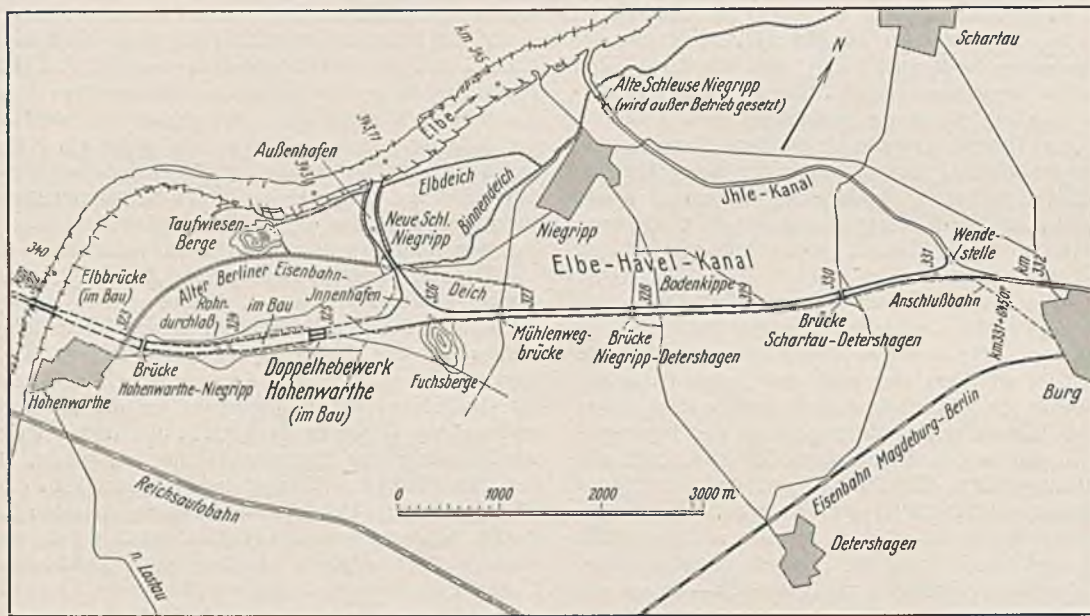


Abb. 1. Lageplan.

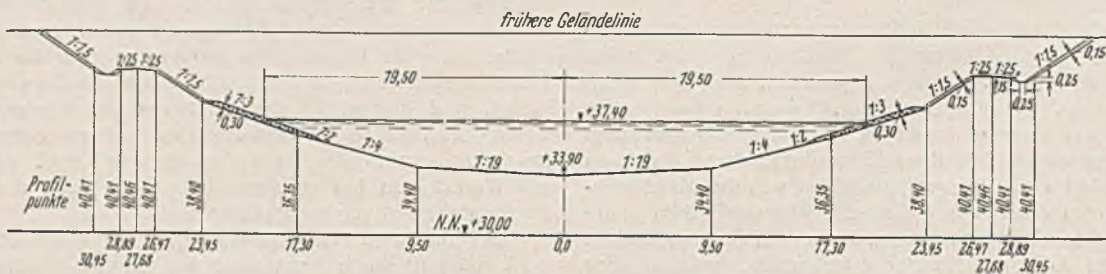


Abb. 2. Regelquerschnitt des Kanals.

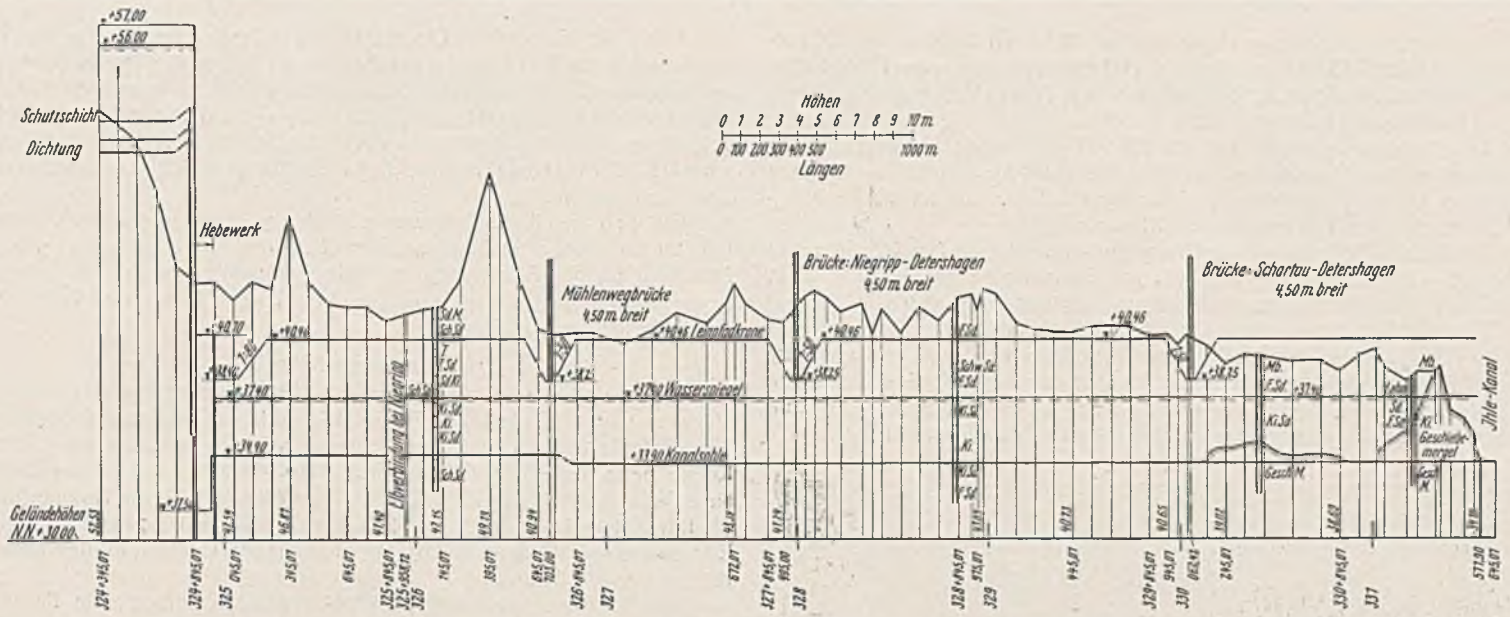


Abb. 3. Längsschnitt des Kanals.

a) Los I. Der auszuhubende Boden bestand überwiegend aus feinsandigen und kiesigen Schichten, die bis zu der i. M. 7 bis 8 m unter Gelände liegenden Kanalsohle angetroffen wurden (Abb. 3). Im Bereich des Binnenhafens ist durch Anschneiden des sog. Fuchsberges eine Einschnittstiefe bis zu 14 m erreicht worden (Abb. 4). An der Mündungsstrecke und im Ihle-Kanal wurde auf einer Länge von rd. 1500 m Geschiebemergel angetroffen, der, abgesehen von dem hochgelegenen Elbufer bei Hohenwarthe, nirgends in erreichbarer Höhe ansteht, am Ihle-Kanal jedoch teilweise bis zur Geländehöhe reicht. Der mittlere Grundwasserstand bewegte sich im allgemeinen in einer Tiefe von 2 bis 3 m unter Gelände.

Für den Bodenaushub kam sowohl Naßbaggerung als auch Trockenbaggerung unter Wasserhaltung in Frage. Der die Tiefbauarbeiten ausführende Unternehmer hatte sich für das letztere Verfahren entschieden. In der Kanalstrecke von der Mühlenwegbrücke bis zum Ihle-Kanal war der Grundwasserandrang so gering, daß die Kanalsohle ohne Mühe trocken gelegt werden konnte. Im Bereich des Binnenhafens dagegen machte sich sowohl von der Elbe als auch von den südlich gelegenen Höhen (Fuchsberg) ein stärkerer Grundwasserstrom bemerkbar, der naturgemäß während der Baggerarbeiten mit größer werdender Sohlenfläche zunahm und nach entsprechendem Einsatz von Pumpen ebenfalls bewältigt werden konnte (Abb. 5).

Der gesamte Bodenaushub von 2 890 000 m³ war bis auf die zur Schüttung des Süddammes zwischen Elbe und Hebewerk Hohenwarthe gebrauchten Massen von 250 000 m³ und die in die Wegerampen einzubauenden Bodenmassen auf eine am Nordufer des Kanals bei km 328,845 anzulegende Hauptkippe bis 7 m hoch abzulagern.

Der Erdaushub wurde mit zwei Trockenbaggern der Lübecker Maschinenfabrik bewältigt, von denen der eine mit 250 l Eimerinhalt und 300 m³ Stundenleistung (E-Bagger) im Gebiete des Binnenhafens, km 325,645 bis 326,645, arbeitete und der andere mit 160 l Eimerinhalt und 160 m³ Stundenleistung (B-Bagger) an der Mündungsstrecke eingesetzt wurde und für den profilmäßigen Aushub der Kanalstrecke bis zur Mühlenwegbrücke, km 326,703, vorgesehen war. Durch die an den beiden Feldwegbrücken bei km 327,995 und km 330,062 stehengebliebenen Erddämme wurden drei Bauabschnitte geschaffen. Während der Baggerung im östlichen Abschnitt wurde das geförderte Wasser über den Trennungs-

damm in den Ihle-Kanal gepumpt. Nach Fertigstellung dieses Abschnitts ließ man das Grundwasser ansteigen und begann mit der Ausbaggerung des mittleren Abschnitts, dessen Wasser über den Querdamm bei km 330,062 in den östlichen Abschnitt übergepumpt und dort durch nochmaliges Überpumpen dem Ihle-Kanal zugeführt wurde. In gleicher Weise wurde beim Ausheben des westlichen Abschnitts bis zur Mühlenwegbrücke verfahren. Die unter den Brücken stehengebliebenen Dämme wurden mit Löffelbaggern beseitigt, nachdem die drei Abschnitte nochmals trocken gelegt waren.

Zur Ableitung des Wassers im Binnenhafen dienten zwei Rohrleitungen, von denen eine in nördlicher Richtung zur Elbe verlegt wurde und eine zweite unter Benutzung der vorhandenen Gräben das Wasser dem Ihle-Kanal in der Nähe der Ortschaft Niegripp zuführte. Trotz des stärkeren Wasserandrangs konnte bis auf die Zeiten, an denen der mittlere Wasserstand der Elbe (NN + 39,20 m) überschritten wurde, eine fast völlige Trockenlegung der Binnen-Vorhafensohle (NN + 34,40 m) erreicht werden. Das letztere war anzustreben, da die Leistungen des Baggergeräts erheblich zurückgingen, sobald die Baggerung unter Wasser stattfand. Von den hier geförderten Bodenmassen wurden 250 000 m³ zur Schüttung des südlichen Kanaldammes verwendet, die durch lagenweise Schüttung von etwa 70 cm Höhe und Zugabe von 1 m³ Wasser auf 1 m³ Boden zur Verhinderung größerer Sackungen eingesumpft wurden.

Die im April 1936 begonnene Baggerung war im Herbst 1937 bis auf die Beseitigung restlicher Bodenmassen an den Leitwerken des Binnenhafens und die Ausbaggerung der Wendestelle in der Mündungsstrecke beendet. Zur Beseitigung der festgelagerten Mergelmassen an der Mündungsstelle war ein Schwimmgreifer mit besonders schwerem Greiferkorb eingesetzt, der den Mergel teils in Schuten, teils in Kippwagen zu laden hatte, mit denen er zur Mergelkippe in der Nähe der Mündungsstelle geschafft wurde. Auf diese Weise konnten in der dafür vorgesehenen Zeit 22 000 m³ Mergel beseitigt werden.

An Bauwerken waren im Zusammenhang mit der Reststrecke des Ems-Weser-Elbe-Kanals östlich der Elbe vier Brücken mit stählernen Überbauten sowie ein Durchlaß zu errichten.



Abb. 4. Kanaleinschnitt am Fuchsberg.



Abb. 5. Trockenbaggerung unter Wasserhaltung.

Die Kreisstraßenbrücke Hohenwarthe—Niegripp liegt in der Dammstrecke bei km 323,200 und ist als Halbparabelträger von 72 m Stützweite mit beiderseitigen Schleppträgern von je 5,80 m Länge nach Brückenklasse I und Norm III ausgebildet.

Die Mühlenwegbrücke bei km 326,703 liegt noch im Bereiche der Liegestellen des Binnenhafens und hat bei einer Stützweite von 64,20 m die Form eines ausgesteiften Stabbogens erhalten. Sie ist als Feldwegbrücke nach Norm I Brückenklasse III gebaut.

Die beiden Feldwegbrücken Niegripp—Detershagen (km 327,995) und Schartau—Detershagen (km 330,062) mit normaler Stützweite von 48 m sind in der üblichen Weise als Halbparabelträger ausgebildet.

Ein in der Dammstrecke bei km 323,945 verlegter Durchlaß von 130 m Länge aus Schleuderbetonmuffenrohren von 0,90 m Lichtweite sorgt für die Aufrechterhaltung der Vorflut des nach Norden fließenden Eulenbruchgrabens, der im Zuge des linken Kanalselbengrabens bis zum Unterhafen des Doppelhebwerks Hohenwarthe geleitet wird.



Abb. 6. Baggerarbeiten am Außenhafen Schleuse Niegripp.

b) Los II. Vor Beginn der Ausschachtungsarbeiten zur Herstellung des Außenhafens der Schleuse Niegripp waren die beiderseitigen Hochwasserschutzdämme herzustellen, die im Norden an den bestehenden Elbdeich und im Süden an das hochwasserfreie Außenhaupt der Schleuse Niegripp anzuschließen waren (Abb. 6). Durch Erhöhung des westlich der Schleuse verlaufenden alten Berliner Eisenbahndammes, der im Westen den hochwasserfreien Anschluß an die Taufwiesenberge findet und im Osten bis an das Binnenhaupt der Schleuse herangeführt ist, wurden im Zusammenhang mit dem nach Nordosten in Richtung Niegripp verlaufenden Binnendeich nördlich und südlich des Außenhafens zwei Polder geschaffen, die im Falle eines Elbdeichbruches die Hochwassermassen aufnehmen und von den dahinterliegenden Ländereien und dem Kanal fernhalten.

Die beiderseitigen Hochwasserschutzdämme des Außenhafens mit 6,5 m Kronenbreite und beiderseitigen Böschungen 1:2 bestehen überwiegend aus Elbschllick, der innerhalb des Vorhafens in einer Menge von 56 000 m³ gewonnen wurde. Gleichzeitig mit der Schüttung der seitlichen Dämme wurde unmittelbar am Außenleitwerk der Schleuse Niegripp ein Querdamm errichtet, der im Falle eines Deichbruches während der Baggerarbeiten im Außenhafen den Schutz der Schleuse Niegripp und des dahinterliegenden Kanals gegen die in den Außenhafen einbrechenden Wassermassen so lange übernehmen sollte, bis die beiden Hubtore eingebaut und die Deichanschlüsse an die Häupter hergestellt waren.

Da die Hauptmassen des im Vorhafen gewonnenen Bodens für die Anschüttung des nördlichen Kanaldammes zwischen Elbe und Hebewerk Hohenwarthe vorgesehen waren, wurde auch hier der Bodenaushub im Trocken unter Wasserhaltung durchgeführt. Dazu war ein Trockenbagger mit 160 l Eimerinhalt eingesetzt, der die unter dem abgeräumten Elbschllick anstehenden Sand- und Kiesmassen in Kippwagen lud, in denen sie zur Dammstrecke gefördert wurden. 320 000 m³ sind auf diese Weise in den nördlichen Kanaldamm zwischen Elbe und Hebewerk eingebaut und unter Zusatz von Wasser lagenweise eingeschlämmt.

Auch die Massen des Querdammes haben sich im Schutze des Elbdeichs noch im Trocken gewinnen lassen. Nur die im Elbdeich und im Elbvorland anstehenden Bodenmassen (52 000 m³) wurden von der Elbe mit Naßbaggergerät gebaggert und in die 3 und 5 km elbabwärts gelegenen Schlenken des linken Vorlandes bei Heinrichsberg und Rogätz verspült. Zur Fertigstellung des Außenhafens waren im ganzen 615 000 m³ Boden zu fördern.

Die 1:3 angelegte Unterwasserböschung ist innerhalb des Vorhafens mit 20 cm dicker Schüttsteinlage auf 10 cm Splitt befestigt. An der Mündung ist die Befestigung auf 40 cm verstärkt und der Böschungsfuß gegen Ausspülung mit Sinkstücken von 70 cm Dicke und 5 bis 8 m Breite besonders gesichert.

III. Schleuse Niegripp.

Die in der Elbverbindung liegende Schleuse Niegripp vermittelt den Verkehr von und nach der Elbe. Die nutzbare Kammerlänge beträgt 165 m bei 12 m Breite. Die Schleuse vermag demnach zwei 1000-t-Kähne ohne Schlepper aufzunehmen. Das Gefälle vom höchsten schiffbaren Wasserstande der Elbe (Ord. NN + 42,60 m) bis zum Normalspiegel der Ihle-Kanal-Haltung (Ord. NN + 37,40 m) beträgt 5,20 m; beim niedrigsten Elbwasserstand (Ord. + 36,06) ergibt sich ein Gefälle in der anderen Richtung von 1,34 m.

Die Häupter sind massiv; die 4 m dicke, stahlbewehrte Sohle ist zwischen Spundwänden im Unterwasserguß-Verfahren betoniert. Die Kammer besteht aus stählernen Spundwänden, die verholmt und an einer besonderen Spundwand verankert sind. Als Sohle dient hier ein Filter aus Kies, Schotter und Bruchsteinen, der in einzelnen Lagen mit einer Gesamthöhe von 1,70 m unter Wasser eingebracht ist. Die Sohle ist im Gegensatz zu den Häuptern also nicht auftriebsicher und läßt sich nicht trockenlegen.

Die Kreisstraße Hohenwarthe—Niegripp ist auf einer Länge von 500 m verlegt und mit einer stählernen Brücke von 16 m Lichtweite über das Binnenhaupt der Schleuse geführt.

Da die Schleuse nach beiden Richtungen kehrt, kamen als Verschlusseinrichtungen nur Hubtore in Frage, die als zusätzliche Dichtung seitlich angeordnete Federbleche erhalten haben. Die Tore sind in der Kammer durch besondere Stoßbalken aus Stahl gegen Anfahren gesichert. Der Antrieb geschieht von dem als Maschinenraum ausgebildeten Querriegel der Hubtorgerüste mit Hilfe von Gelenkzahnstangen nach dem System der MAN, die elektrisch bewegt werden. Als Verschlüsse für die Torumläufe dienen Rollkeilschütze, deren elektrisch betriebene Windwerke in besonderen Antriebhäuschen neben den Hubgerüsten untergebracht sind.

Die Leitwerke am Binnen- und Außenhafen bestehen ebenfalls aus stählernen Spundwänden, die entsprechend den Kammerwänden verholmt und verankert sind. An der Einfahrtseite des Binnen- und Außenhafens dienen je fünf stählerne Dalben den Fahrzeugen zum Festmachen. Im übrigen sind Schleuse und Leitwerke mit Haltekreuzen, Leitern und Pollern ausgerüstet. Vier elektrisch betriebene Verholspills erleichtern den Fahrzeugen das Ein- und Ausfahren.

Im Binnen- und Außenhafen sind Poller, Halteringe und Steintreppen in ausreichender Zahl vorgesehen. Lichtmaste, die in Abständen von 35 m aufgestellt und mit Tiefstrahlern ausgerüstet sind, sorgen für genügende Beleuchtung bei Dunkelheit. Ein Leuchtfeuer mit besonderer Kennung zeigt den Schiffen die Einfahrt in den Außenhafen aus größerer Entfernung an. In nächster Nähe der Schleusenkammer liegt, im Schleusenumschließungsdeich eingebettet, das Betriebsgebäude mit Abgabenerhebung.

Zur Schleuse Niegripp gehört auch ein Pumpwerk, dessen Einlauf mit Pumpenhaus an der nördlichen Böschung des Außenhafens gelegen ist. Hier sind zwei Pumpensätze (MAN-Schraubenschaufler) von je 1,5 m³/sek Leistung aufgestellt, die der Kanalhaltung Hohenwarthe—Zerben das durch Verdunstung, Versickerung und Schleusenbetrieb verlorene Wasser aus der Elbe zuführen. Dies geschieht durch eine 500 m lange Druckleitung aus Schleuderbetonmuffenrohren von 1,40 m Lichtweite, die das Einlaufbauwerk mit dem am Binnenhafen gelegenen Auslauf verbindet.

Die Ausführung aller Erarbeiten sowie die Herstellung des Pumpwerks sind C. Kallenbach übertragen worden. Die Ramm- und Betonarbeiten an der Schleuse Niegripp wurden von Heinrich Butzer, Dortmund, ausgeführt. Die Bauaufsicht lag in den Händen des Neubauamts Kanalabstieg, Magdeburg (Streckenbauleitung Niegripp).

Alle Rechte vorbehalten.

Drehbrücke über den Bahr Yusef bei Dairut (Ägypten).

Von Dipl.-Ing. Erich Haulena und Ing. VDI Peter Weinheimer, Frankfurt am Main.

Die im nachfolgenden behandelte Brückenanlage wurde vergeben vom Egyptian Government, Ministry of Communications, Road and Bridges Department, Bridges Service.

Der Entwurf (Abb. 1) umfaßte die Errichtung einer Straßenbrückenanlage mit einer Drehbrücke über den schiffbaren Kanal Bahr Yusef bei Dairut, Ägypten. Sie hat eine Gesamtlänge von 70,95 m zwischen den äußersten Auflagern und besteht aus einer geraden, beweglichen Brücke und zwei seitlichen festen Brücken. Der drehbare Überbau hat, mit

Rücksicht auf die beiden Schiffahrtstraßen, zwei gleiche Arme. Die Gesamtlänge des drehbaren Teils zwischen den Keilen beträgt 33,9 m, die Spannweite der beiden festen Brücken beträgt je 17,3 m.

Die Brückenanlage hat eine Fahrbahn von 9,0 m und zwei seitliche auf Konsolen aufruhende Gehwege von je 1,5 m Breite (Abb. 2). Die Fahrbahn der Brücke besteht aus einer 15 cm dicken Eisenbetonplatte, die auf Quer- und Längsträgern ruht. Diese Eisenbetonplatte trägt auf einer 2 cm dicken Zementmörtelschicht und 5 cm dicken, gegen die

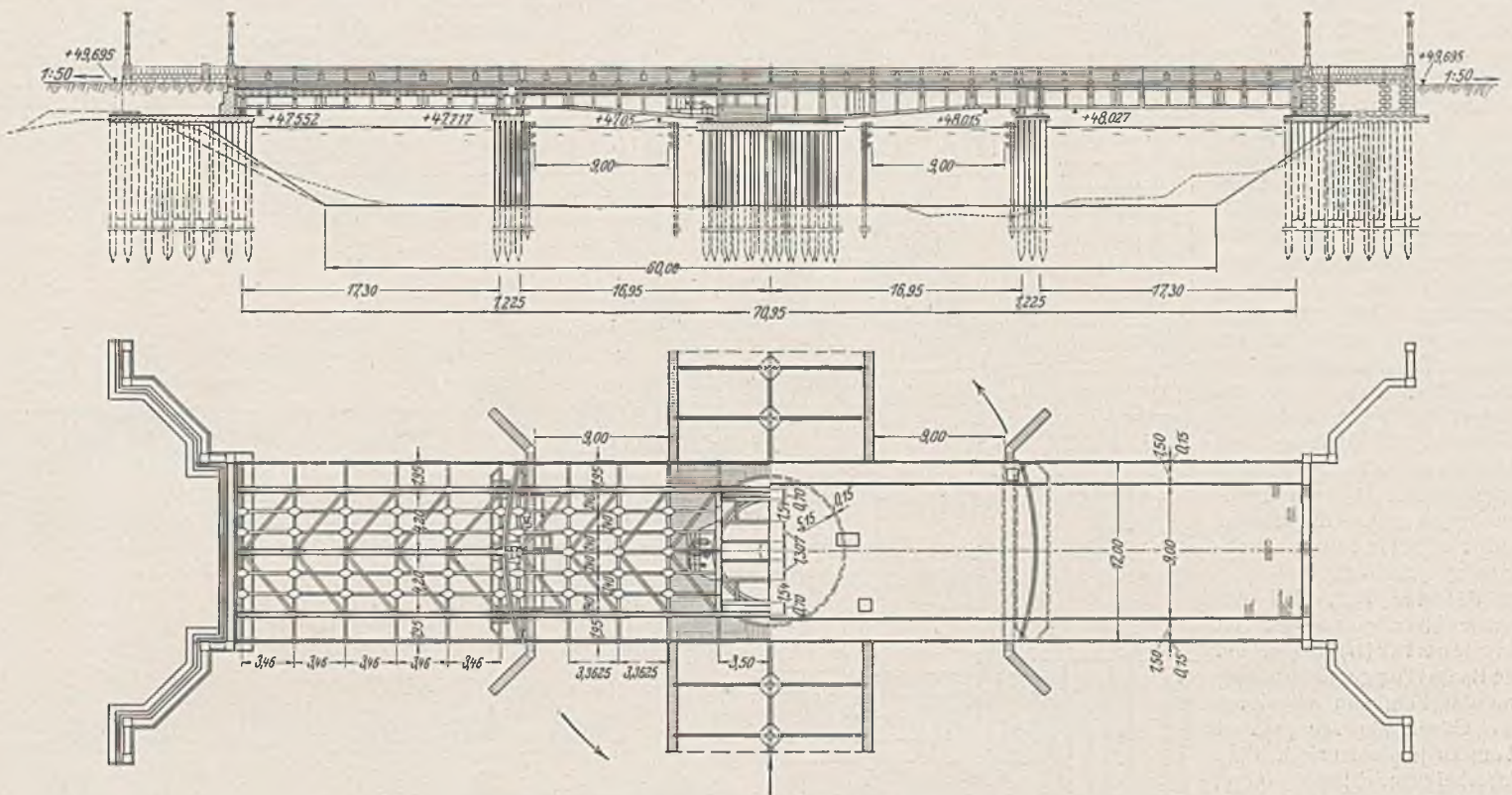


Abb. 1. Ansicht und Grundriß der Brückenanlage.

Seiten abnehmenden Magerbetonschicht, 5 cm dicke Asphaltplatten als Fahrbahnbelag. Die Fußwege bildet eine 8 cm dicke Eisenbetonplatte mit einer Zementmörtelschicht von 1 cm und einer Asphaltschicht von 2 cm als Gehwegbelag.

Stahlkonstruktion und Antrieb.

Die Berechnung und Ausführung des Bauwerks geschah unter Berücksichtigung der ägyptischen Vorschriften: „General and Technical Conditions for the Execution of Work“ und den „Particular Conditions for the Constructions of Dairut Bridge“.

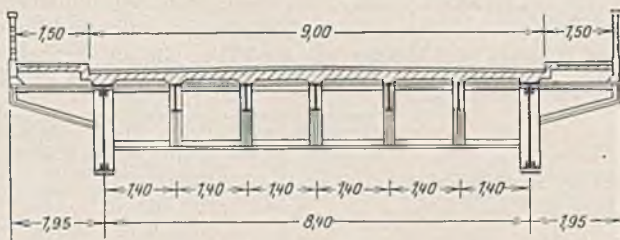
Die festen Brücken bestehen aus je drei Hauptträgern, die nach den auf sie entfallenden Lastanteilen verschieden ausgebildet sind. Die Hauptträgerentfernung beträgt 4,2 m, die Längsträgerentfernung 1,40 m und die der Querträger 3,46 m (Abb. 1 u. 2). Mit Rücksicht auf die Verriegelung, die an der festen Brücke geschieht, sind die festen Lager an der Seite des Drehbrückenanschlusses angebracht und die Untergurte der Hauptträger durch steife Konsolen mit den Querträgern verbunden.

Die bewegliche Brücke ist eine Drehbrücke auf einem Rollkranz mit 30 Rollen. Die Brückenanlage war in dieser Ausführung vorgeschrieben. Die bewegliche Brücke hat zwei Hauptträger, die trapezförmig gegen die Enden verjüngt sind. Sie tragen die Quer- und Längsträger, auf die sich die Fahrbahnplatte abstützt. Die beiden Hauptträger werden von zwei Hauptquerträgern in einer Entfernung von 3,5 m symmetrisch von Brückenmitte unterstützt (Abb. 3). Die Hauptquerträger verteilen die Lasten mittels eines Trägerrostes auf einen Ringträger von $R = 3,65$ m und die unter diesem liegenden Rollen.

Die Entfernung der Hauptträger beträgt 8,4 m, die der Längsträger 1,4 m, die Querträgerentfernung 3,3625 m; die elastische Lagerung

der Hauptträger am Trägerrost muß bei der Untersuchung der Brücke im geschlossenen Zustande wegen des maßgebenden Einflusses auf die positiven Feldmomente berücksichtigt werden. Die zu berücksichtigende ungleichmäßige Erwärmung der Hauptträgergurte betrug $\pm 10^\circ$.

Querschnitt der beweglichen Brücke



Querschnitt der festen Brücke

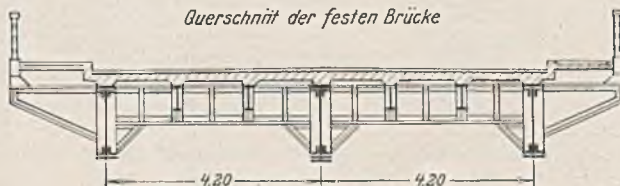


Abb. 2. Querschnitte.

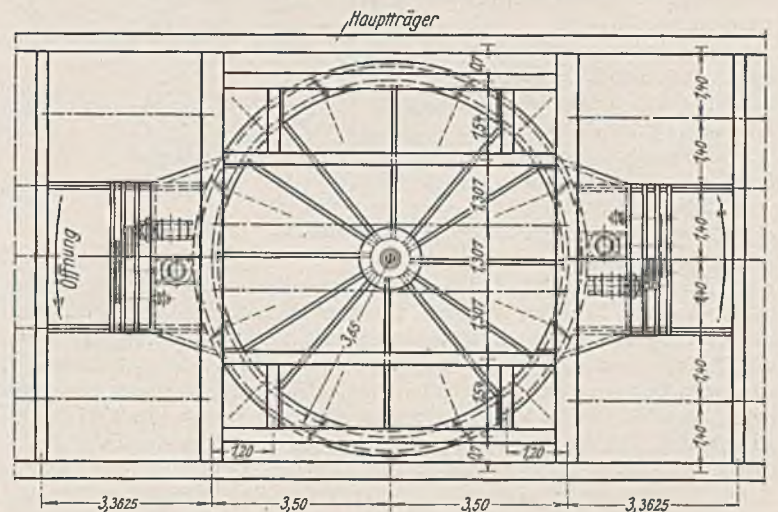


Abb. 3. Trägerrost am Ring und Anordnung der Drehmotoren der beweglichen Brücke.

Das Drehen der Brücke geschieht auf einem Rollenkranz, bestehend aus 30 Rollen, die zwischen zwei breiten Schienen laufen (Abb. 4). Die Laufflächen sind unter einem Winkel schräg gedreht, und die Form ist in ein genaues Verhältnis zum jeweiligen Halbmesser gebracht, damit ein Gleiten der Laufrollen nicht eintreten kann. Die Achsen der Rollen besitzen ein Gewinde, durch das die Rollen genau eingestellt werden können, und verhindern, daß die Rollen durch die Last auf die schrägen Flächen aus ihrer Lage gedrückt werden.

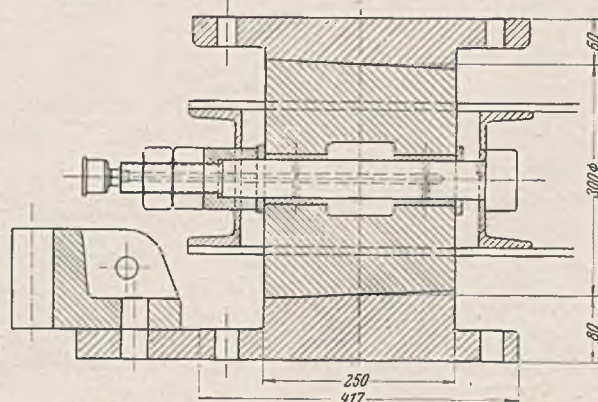


Abb. 4. Querschnitt durch Rolle und Schienen.

Für den Antrieb sind zwei elektrisch angetriebene Drehwerke vorgesehen, die symmetrisch zur Brückenmitte angeordnet sind (Abb. 3). Jedes Drehwerk ist mit einem elektrischen Motor

von 9 PS ausgerüstet. Besondere Aufmerksamkeit wurde auf solide Lagerung der Triebstocklagerkörper verwendet (Abb. 5). Die untere Lagerstelle wird mit einem konischen Ring fest eingekleift. Zwischen den Drehmotoren und den Motorvorgelegen (Abb. 6) sind ausrückbare Rutschkupplungen eingebaut, die bei Uberschreitung des zulässigen Drehmoments sowie bei zu scharfem Einfallen der Bremsen in Wirksamkeit treten und die Triebwerkteile vor Schaden bewahren. Motorseitig sind auf ihnen auch die elektromagnetischen Drehwerkbremsen angebracht. Endschalter sind für beiderseitige Drehrichtung eingebaut.

Für den Fall, daß die Stromzuführung versagt, ist Handantrieb (H) vorgesehen. Die Bedienung geschieht dabei von der Fahrbahn aus durch zwei Göpel, die von je zwei Mann zu bedienen sind. Eine Sicherheitseinrichtung öffnet die Rutschkupplungen an den Drehwerkmotoren beim Aufsetzen der Göpel. Hierdurch wird verhindert, daß beim plötzlichen Wiedereinschalten des Stromes die Leute, die dem Göpel bedienen, verletzt werden.

Die Lagerung der Brückenden nach dem Eindrehen geschieht durch Keile (Abb. 7). Die Keile an den Brückenden werden durch Motoren von je 5 PS mittels einer Kurbel in ihre Lage gedrückt (Abb. 8). Der Vorteil dieser Ausführung gegenüber der Anwendung einer Zahnstange ist, daß bei auftretendem größten Druck sich die Kurbel in der Totlage befindet, wodurch die Antriebskräfte kleiner werden und die Kurbel auch bei günstigen Reibungsverhältnissen der Keile nicht aus der Totlage gedrückt werden kann. Ein weiterer Vorteil ist auch der, daß beim Versagen der Endschalter kein Schaden durch Bruch entstehen kann, da in diesem Falle beim Überschreiten der Totlage der Kell wieder zurückgeht. Die Auflagerhöhe läßt sich durch Einstellen der Keile genau einhalten. Ausgeschaltet werden die Antriebe für die Keile selbsttätig durch Endschalter in beiden Richtungen. Der Bedienungsmann schaltet nur den Strom ein; das Ausschalten geschieht in festgelegter Keillage selbsttätig.

Die beweglichen Keile haben seitliche Führungsleisten, die sich bei nicht genauer Lage der Brücke in der Achse längs seitlicher Abschrägungen an den unteren festen Keilen aufschleben und die Brücke

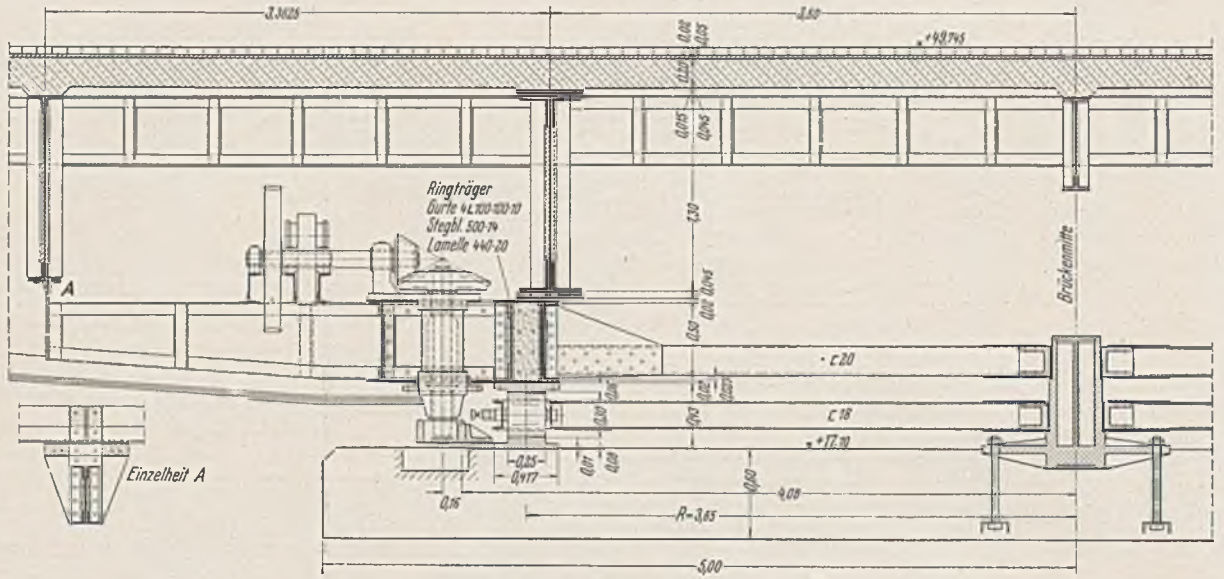


Abb. 5. Drehwerk.

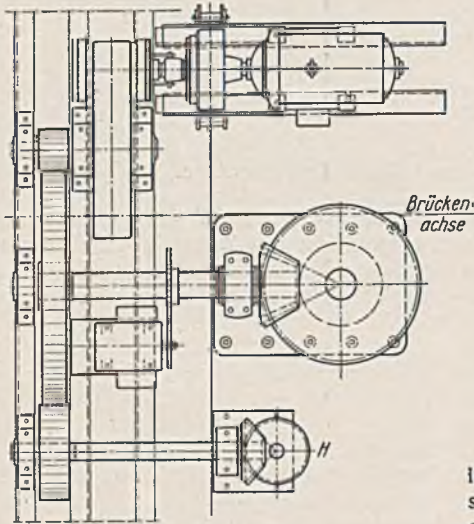


Abb. 6. Drehmotor.

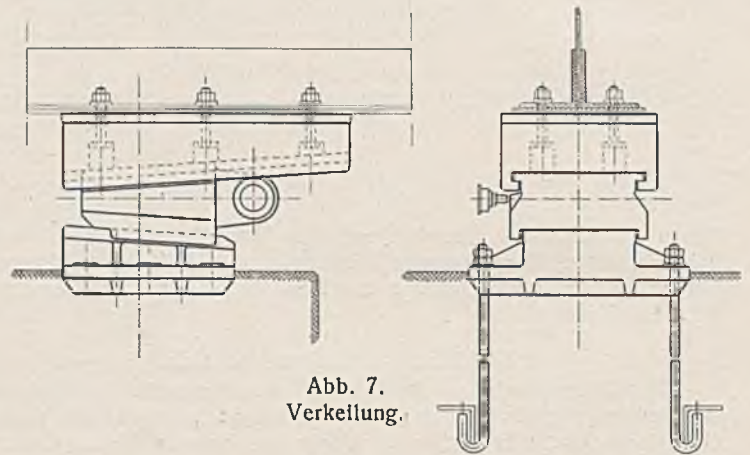


Abb. 7. Verkeilung.

in die richtige Lage bringen. In aufgeschobenem Zustande bilden diese seitlichen Leisten dann auch neben der elastischen Verriegelung die Abstützung gegen seitliche Kräfte bei geschlossener Brücke.

Wie beim Drehwerk sind auch hier zwischen den Motoren und Triebwerkteilen Rutschkupplungen sowie elektromagnetische Bremsen angeordnet. Beim Versagen des Stromes kann die Verkeilung durch je einen Göpel an jedem Brückende von je zwei Mann vorgenommen werden. Die beim Drehwerk angeordnete Sicherheitsvorrichtung ist auch hier vorgesehen.

Die Verriegelungsvorrichtung, die die Brücke beim Eindrehen vor dem Verkeilen in der richtigen Lage festhält, besteht aus einer Klinke, die sich in der Achslage der Brücke in eine Falle, die an der festen Brücke angebracht ist, einlegt (Abb. 9, 10 u. 11). Die Klinke ist am

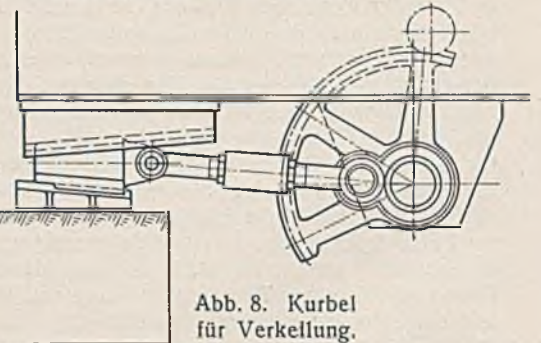


Abb. 8. Kurbel für Verkeilung.

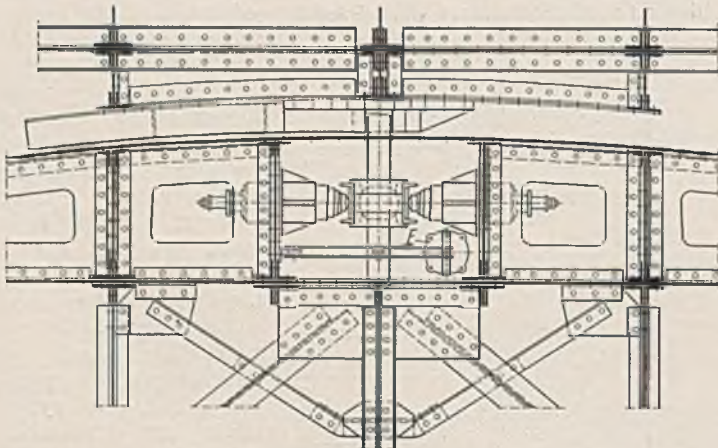


Abb. 9. Verriegelung.

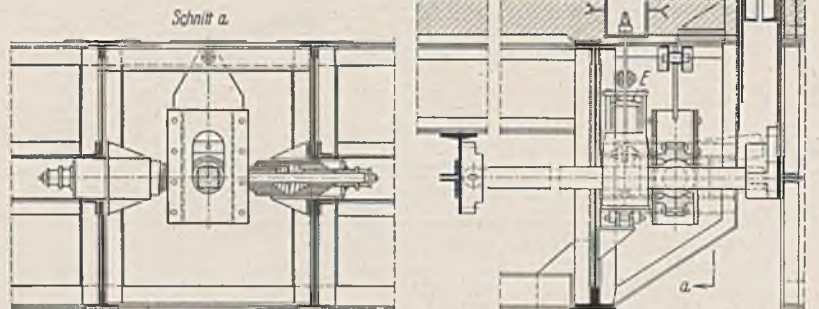


Abb. 10. Verriegelung.

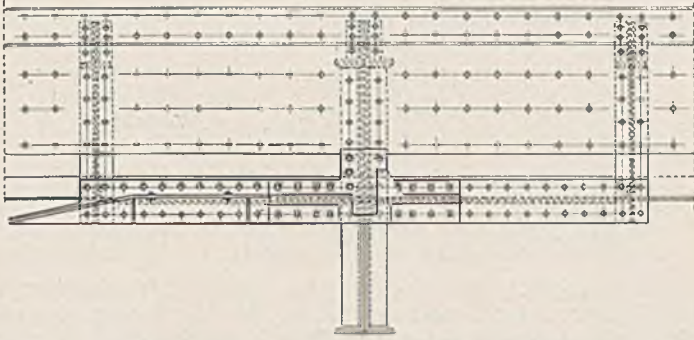


Abb. 11. Riegefall an der festen Brücke.

anderen Ende kugelig gelagert und wird in einem Rahmenpendel geführt, das zwischen zwei Pufferfedern eingespannt ist. Die Federn sind so vorgespannt, daß die Brücke nach dem Eindrehen in die richtige Lage gedrückt wird. Geringe Abweichungen werden durch die bereits erwähnten seitlichen Abschrägungen der unteren Keile bei der Verkellung

ausgeglichen. Betätigt wird die Klinke durch ein Eldrogerät (E Abb. 9), das mit den Drehwerkmotoren gleichgeschaltet ist. Bei Abschalten der Drehwerkmotoren fällt die Klinke auf einen Anschlag und infolge der Weiterbewegung der Brücke durch die Massenkräfte in die Falle. Eine besondere Einrichtung ist noch vorgesehen, die die Bremsen der Drehwerkmotoren im Augenblick des Einfallens der Klinken über einen besonderen Stromkreis lüftet, wodurch eine ungünstige Beanspruchung der Triebwerkteile des Drehwerkes vermieden wird. Außerdem sind Blockierungsschalen derart vorgesehen, daß die Verkellung nur vorgenommen werden kann, wenn die Klinke in der Falle liegt. Weitere Blockierungsschalter verhindern ein Einschalten der Drehmotoren vor der vollkommenen Entkellung der Brücke.

Alle Endstellungen der Bewegungen, sowohl für die Verkellung als auch für das Drehen, werden im Führerhaus durch farbige elektrische Lampen angezeigt. Ein Zeiger zeigt jeweils die genaue Lage der Brücke, und ein mit dieser Vorrichtung gekoppeltes Uhrwerk registriert die einzelnen Ausdrehungen der Brücke genau nach Zeit auf einem Papierstreifen.

Die Stahlkonstruktion und mechanische Einrichtung kommen von J. S. Fries Sohn, Frankfurt (Main).

Alle Rechte vorbehalten.

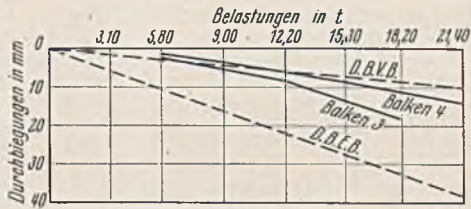
Versuche mit verdübelten Holzbalken.

Von Fr. Trysna VDI, Kassel.

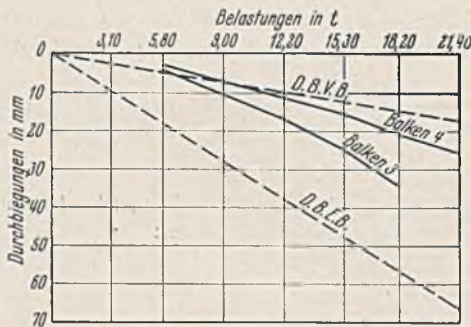
(Schluß aus Heft 31.)

Um weiter einen Vergleich über die Durchbiegungen und seitlichen Verschiebungen einerseits zum Vollbalken und andererseits zu unverbundenen Einzelbalken gleichen Querschnitts zu erhalten, wurden die in Frage kommenden Versuchsergebnisse der Balken 3 und 4 in Abb. 4 u. 5 und die der Balken 8 und 9 in Abb. 6 u. 7 aufgetragen. In diesen Darstellungen wurden die bis zur Proportionalitätsgrenze geradlinig ver-

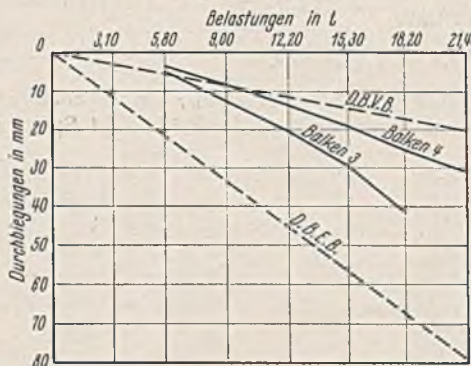
laufenden Werte für die Voll- und Einzelbalken noch bis zur Bruchgrenze weiter verlängert. Zur Ermittlung der Vergleichswerte für Voll- und Einzelbalken wurde $E = 100\,000$ (im Durchschnitt) angenommen.



Durchbiegungen an der Meßstelle 1.



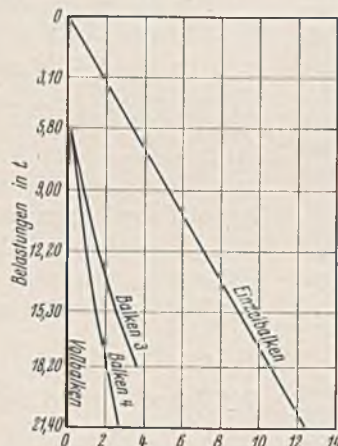
Durchbiegungen an der Meßstelle 3.



Durchbiegungen an der Meßstelle 5.

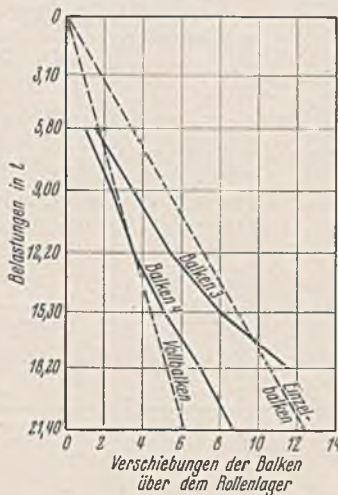
D. B. V. B. Rechnerische Durchbiegung eines Vollbalkens.
D. B. E. B. Rechnerische Durchbiegung der beiden Einzelbalken.

Abb. 4. Durchbiegungen der Balken 3 und 4 an den Meßstellen 1, 3 und 5.



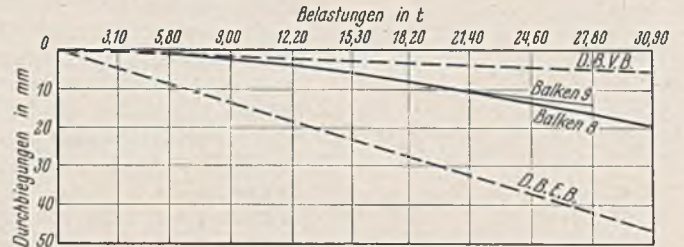
Verschiebungen der Balken gegeneinander am Auflager in mm

Balken 3.

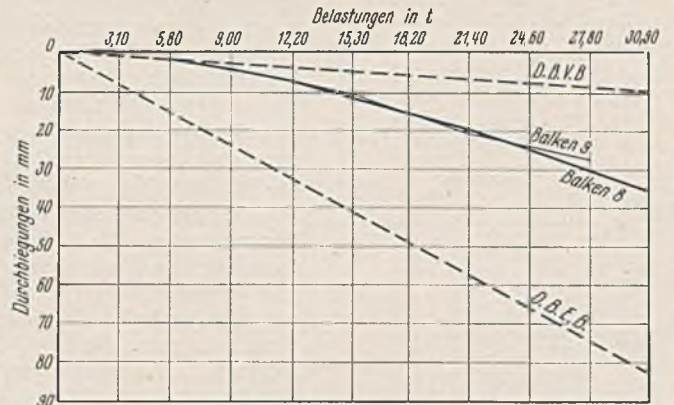


Balken 4.

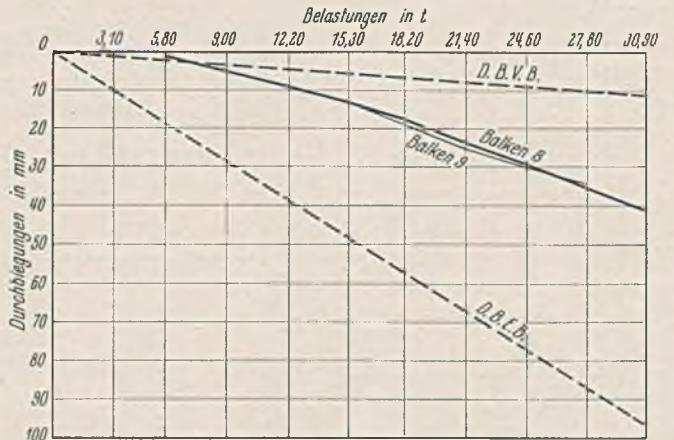
Abb. 5. Waagerechte Verschiebungen der Balken 3 und 4.



Durchbiegungen an der Meßstelle 1.



Durchbiegungen an der Meßstelle 3.



Durchbiegungen an der Meßstelle 5.

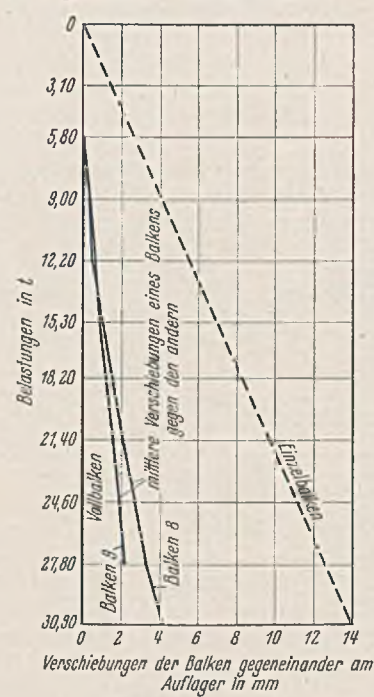
D. B. V. B. Rechnerische Durchbiegung eines Vollbalkens.
D. B. E. B. Rechnerische Durchbiegung der drei Einzelbalken.

Abb. 6. Durchbiegungen der Balken 8 und 9 an den Meßstellen 1, 3 und 5.

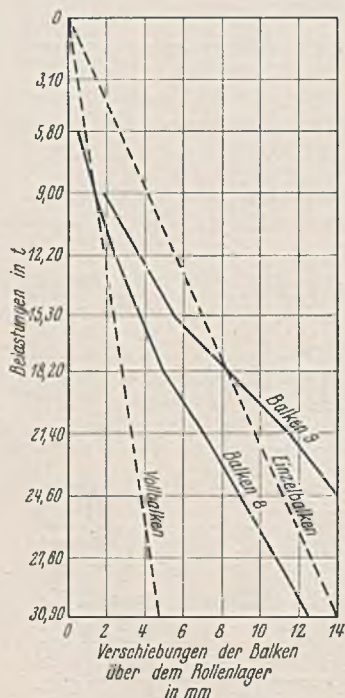
Eine genaue Berechnung der Tragfähigkeit verdübelter Balken bietet Schwierigkeiten, da einige Faktoren, die das Ergebnis maßgebend beeinflussen, vorher nicht oder nur angenähert bestimmt werden können. So sind beispielsweise die von vornherein angenommenen Elastizitäts- und Festigkeitswerte nur ungefähr zutreffend. Nicht bekannt sind die Genauigkeitsgrade der Ausführung, die Wirkung der später gewählten Verbindungsmittel — sofern nicht schon für jede Verbindungsart bestimmte Einflüßwerte vorliegen — und schließlich die aus der Dübelwirkung herstemmenden schräg zur Faser verlaufenden Biegungsspannungen, die die Zugfestigkeit des Holzes stark herabmindern.

Aber auch kurze und dicke Vollbalken besitzen kleinere Biegezugfestigkeiten als schlanke Balken. Talbot fand z. B. die Biegezugfestigkeit von Balken aus gutem Bauholz (rd. 18 cm breit, 40 cm hoch, 4,30 m lang) zu 47 bis 76 % der Biegezugfestigkeit kleiner astfreier Stäbe ($7,7 \times 7,7 \times 103 \text{ cm}^4$).

In der vorliegenden Versuchsreihe zeigt von den Balken 3 und 4 der erstere die größeren Durchbiegungen und seitlichen Verschiebungen. Balken 8 und 9 verhalten sich hinsichtlich der Durchbiegungen etwa gleich; Balken 9 zeigt kleinere seitliche Verschiebungen der Einzelhölzer, dagegen aber größere Verschiebungen am Rollenlager.



Balken 8.



Balken 9.

Abb. 7.
Waagerechte Verschiebungen der Balken 8 und 9.

Allgemein sind die seitlichen Verschiebungen der Versuchs balken sowohl zwischen den Einzelhölzern als auch über dem Rollenlager ungleichmäßig und verschieden. Die Verschiebungen stehen zu den Durchbiegungen in keinem erkennbaren Verhältnis. Starke Gegensätze zeigen beispielsweise die Werte der querschnittsgleichen Balken 6, 7 und 10. In der zweiten und zum Teil auch dritten Belastungsstufe sind die gemessenen Durchbiegungen kleiner als die errechneten für Vollbalken. Während bei der zweiten Versuchsreihe von M. Bock die gemessenen Durchbiegungen bis etwa $\sigma_b = 180 \text{ kg/cm}^2$ ziemlich gleichmäßig zunehmen und erst von da ab sich stark vergrößern, bis sie zuletzt die Werte für unverbundene Einzelbalken erreichen, zeigen die vorliegenden Versuche durchweg gleichmäßig ansteigende Durchbiegungen bis zum Bruch (Abb. 4 u. 6). Die Größe der Durchbiegung der Einzelbalken wurde jedoch auch unter der Höchstbelastung bei weitem nicht erreicht.

Obwohl bei der vorliegenden Versuchsreihe die Verbindungen zwischen den Einzelhölzern maschinell hergestellt waren, so ergaben sich doch an jedem Balken ungleiche Verschiebungen. Bei den dreilagigen Balken 6 bis 10 waren die Verschiebungen des unteren und oberen Holzes unter sich und gegen das mittlere Holz verschieden. Ferner stehen auch die Durchbiegungen zur Verschiebung der Balken am beweglichen Auflager in keinem erkennbaren Verhältnis. Beispielsweise zeigen

¹⁾ Baumann-Lang, Das Holz als Baustoff, 2. Auflage, S. 159.

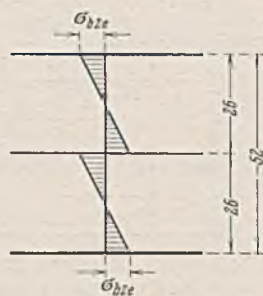


Abb. 8.

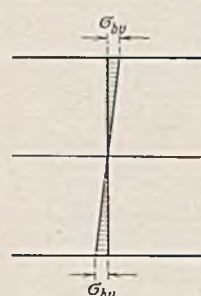


Abb. 9.

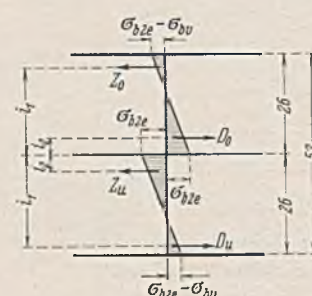


Abb. 10.

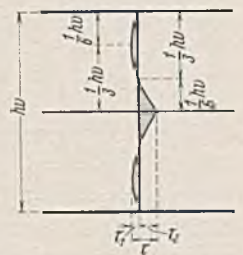


Abb. 11.

Abb. 8 bis 11. Vorspannungen aus Überhöhung.

die querschnittsgleichen Balken 6, 7 und 10 unter der gleichen Belastung von 18,2 t folgende Formänderungen:

	Durchbiegungen mm	Verschiebung am Rollenlager mm
Balken 6	30,36	28,66
Balken 7	31,66	8,22
Balken 10	52,46	11,62

Eine Berechnung der Biegezugspannung aus der seitlichen Verschiebung ergibt keine brauchbaren Werte. In Tafel 1, Spalte 11 und 12, sind die Widerstandsmomente für die Einzel- und Vollbalken zusammengestellt. Die Tafeln 2 und 3 enthalten in Spalte 7, 8 und 9 die Biegemomente und Beanspruchungen während der Belastung. Die Anfangsspannungen der Balken durch Sprengung lassen sich aus der Überhöhung berechnen. Ebenfalls können die Biegezugspannungen durch Belastung anteilmäßig für Voll- und Einzelbalken aus der Durchbiegung bestimmt werden. Eine solche Berechnung wird nachfolgend für zwei- und dreilagige Balken durchgeführt. Die Ergebnisse — dies sei vorweggenommen — begründen nicht den frühzeitigen Bruch des Balkens, sondern sie zeigen nur das Spannungsbild auf Grund der üblichen Annahmen.

Ermittlung der Spannungen im verdübelten Balken nach dem gewöhnlichen Berechnungsverfahren.

1. Untersuchung der zweilagigen Balken 3 und 4 (Querschnitt s. Tafel 1, S. 441).

Für zwei Einzelbalken ist

$$J_{2e} = 2 \cdot 35\,152 = 70\,304 \text{ cm}^4$$

und für den Vollquerschnitt

$$J_v = 4 J_{2e} = 281\,216 \text{ cm}^4.$$

a) Anfangsspannungen erzeugt durch Balkensprengung.

Das Biegemoment beträgt: $M = 0,25 P l$; für die Einzelbalken wird

$$\sigma_{be} = \frac{M h_e}{2 J_{2e}}$$

und für den Vollbalken

$$\sigma_{bv} = \frac{M h_v}{2 J_v}$$

Ist beim zweilagigen Balken $h_v = 2 h_e$, so wird

$$\sigma_{bv} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{be}$$

Die Einzellast P wird aus der Durchbiegung f' (Überhöhung) gefunden

$$P = \frac{48 E J_{2e}}{l^3} \cdot f'$$

Für Balken 3 und 4 ergibt sich

$$P = 2700 f'$$

Die Überhöhung f' betrug bei Balken 3 = 10 mm und bei Balken 4 = 13 mm, so daß sich die Einzellasten wie folgt bestimmen lassen:

für Balken 3 $P_3 = 2700 \cdot 1,0 = 2700 \text{ kg}$
und für Balken 4 $P_4 = 2700 \cdot 1,3 = 3510 \text{ kg}$.

Anfangsspannungen im Balken 3:

α) Biegung.

$$M_3 = 0,25 \cdot 2700 \cdot 5,00 = 3370 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{b2e} = \frac{3370 \cdot 0,26}{2 \cdot 70\,304} = 62,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bv} = \frac{1}{2} \cdot 62,4 = 31,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Spannungen sind in Abb. 8 u. 9 aufgetragen, sie ergeben zusammengezählt die Anfangsspannungen nach Abb. 10 und Abb. 14, Spalte 2.

Hierbei ist $Z_o = D_u$ und $Z_u = D_o$,

ferner $\frac{Z_u}{Z_o} = \frac{D_o}{D_u} = 4$ und $Z_o i_1 - D_o i_2 = 0$

oder $M_a = Z_o i_1 = D_u i_1$
 $M_b = Z_u i_2 = D_o i_2$
 $M_a = M_b,$

das heißt, die Momente der inneren Kräfte sind gleich und heben sich gegenseitig auf. Die einzelnen Werte berechnen sich wie folgt:

$$i_1 = \frac{1}{3} \cdot h_v + \frac{1}{9} \cdot h_v = \frac{4}{9} \cdot h_v \quad i_2 = \frac{1}{3} \cdot h_v - \frac{2}{9} \cdot h_v = \frac{1}{9} \cdot h_v$$

und die Mittelkräfte aus dem Spannungsdiagramm (Abb. 10) für 1 cm Balkenbreite

$$Z_o = D_u = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{bv} \cdot \frac{3}{18} \cdot h_v = \frac{1}{12} \cdot \sigma_{bv} \cdot h_v = \frac{1}{12} \cdot 31,2 \cdot 52 = 135 \text{ kg}$$

$$Z_u = D_o = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{b2e} \cdot \frac{1}{3} \cdot h_v = \frac{1}{6} \cdot \sigma_{b2e} \cdot h_v = \frac{1}{6} \cdot 62,4 \cdot 52 = 540 \text{ kg.}$$

β) Schubkräfte.

Beim Vollbalken beträgt die gesamte Schubkraft für eine Balkenhälfte

$$S = \frac{1}{4} \cdot \sigma_{bv} \cdot b \cdot h \text{ oder } \frac{3}{2h} \cdot M_a$$

oder, aus der Anfangsspannung berechnet,

$$S = (D_o - Z_o) \cdot b$$

oder

$$\left(\frac{M_b}{i_2} - \frac{M_a}{i_1} \right) \cdot b = \frac{27}{4h_v} \cdot M_b \cdot b = \frac{1}{h_v} \cdot 6,75 M_a \cdot b.$$

Schubspannungen:

$$\tau_1 = \frac{2}{l} \cdot Z_o = 0,54 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_2 = \frac{2}{l} (D_o - Z_o) = 1,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{2}{l} \cdot D_o = 2,16 \text{ kg/cm}^2.$$

Den Verlauf der Schubspannungen im Balkenquerschnitt infolge Überhöhung zeigt Abb. 11 und Abb. 14, Spalte 3.

Die Biegungs- und Schubspannungen, die durch die Überhöhung erzeugt wurden, verbleiben im Balken und treten zu den Spannungen aus späterer Belastung hinzu.

Balken 4 besaß infolge der 1,3fach größeren Sprengung entsprechend größere Anfangsspannungen (vgl. Abb. 14, Spalte 2 u. 3).

b) Endspannungen unter der Höchstlast.

Die Endspannung des verdübelten Balkens unter der Höchstlast läßt sich wie vorbemerkt aus der Durchbiegung bestimmen. Werden die Spannungen aus den gegenseitigen Verschiebungen der Hölzer über den

Auflagern ermittelt, so erhält man Werte, die mit den aus der Durchbiegung errechneten Spannungen nicht übereinstimmen. Die Dehnungen in der Balkenachse stehen bei sämtlichen Versuchsbalken in keinem bestimmten Verhältnis zu den Durchbiegungen.

α) Biegung.

Einflußwerte bei einer mittleren Einzellast $P = 1,00 \text{ t}$:

1. für zwei Einzelbalken.

Durchbiegung: $f'_{2e} = \frac{P l^3}{48 \cdot E J_{2e}} = 0,37 \text{ cm};$

Moment: $M'_{2e} = 0,25 \cdot 1000 \cdot 5,00 = 1250 \text{ kgm};$

Biegungsspannung: $\sigma'_{b2e} = 23,1 \text{ kg/cm}^2.$

2. für den Vollbalken.

Berücksichtigt man bei der Durchbiegung noch den geringen Einfluß der Schubkraft, so beträgt dieser nach Bach⁵⁾

$$y'' = 0,3 \beta \cdot \frac{P}{b h_v} \cdot l.$$

Die Gesamtdurchbiegung ist dann

$$f'_v = y' + y'' = \frac{\alpha}{48} \cdot \frac{P l^3}{J_v} + 0,3 \beta \cdot \frac{P}{b h_v} \cdot l.$$

Ist $\beta = 2 \cdot \frac{m+1}{m} \cdot \alpha$, $m = \frac{10}{3}$ und $\alpha = \frac{1}{10^5}$, so wird

$$f'_v = y' + y'' = \left[0,25 \left(\frac{l}{h_v} \right)^2 + 0,78 \right] \frac{P l}{10^5 b h_v} = 0,096 \text{ cm.}$$

Biegungsspannung: $\sigma'_{bv} = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{b2e} = 11,55 \text{ kg/cm}^2;$

für Balken 3 ist

$P = \text{Höchstbelastung} = 18,2 \text{ t}$,

$f = \text{größte mittlere Durchbiegung} = 41,85 \text{ mm.}$

Der Balken wirkt nach der Größe seiner Durchbiegung zum Teil als Vollbalken, zum anderen Teil als ein aus zwei unverbundenen Einzelhölzern bestehender Balken.

Die Lastanteile P_v und P_e der beiden Tragsysteme lassen sich aus folgender Gleichung bestimmen:

$$P_v f'_v + P_e f'_{2e} = f$$

$$P_v + P_e = P;$$

unter Einsetzung der Zahlenwerte erhält man

$$P_v = 9,30 \text{ t} \quad \text{und} \quad P_e = 8,90 \text{ t.}$$

Die Biegungsspannungen berechnen sich für den Vollbalken

$$\sigma_{bv} = P_v \sigma'_{bv} = 107,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Abb. 12})$$

und für die Einzelbalken

$$\sigma_{b2e} = P_e \sigma'_{b2e} = 206 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Abb. 13}).$$

⁵⁾ C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl., S. 486 ff.

Versuchskörper 1 Prüfungsergebnisse	Anfangsspannungen aus der Sprengung in kg/cm ²		Endspannungen unter der Höchstlast in kg/cm ²	
	2 Biegung	3 Schub	4 Biegung	5 Schub
Balken 3 Sprengung 10 mm Höchstlast 18,2 t größte Durchbiegung 41,85 mm Bruchlast 18,1 t				
Balken 4 Sprengung 13 mm Höchstlast 21,4 t größte Durchbiegung 31,0 mm Bruchlast 23,3 t				
Balken 8 Sprengung 22 mm Höchstlast 30,9 t größte Durchbiegung 41,4 mm Bruchlast 33,6 t				
Balken 9 Sprengung 30 mm Höchstlast 27,8 t größte Durchbiegung 34,3 mm Bruchlast 33,6 t				

Abb. 14. Spannung der Balken 3 und 4 sowie 8 und 9 aus Überhöhung und Belastung.

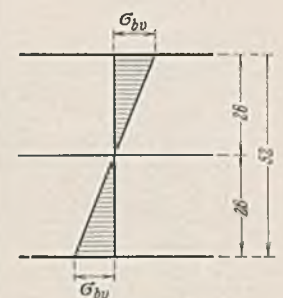


Abb. 12.

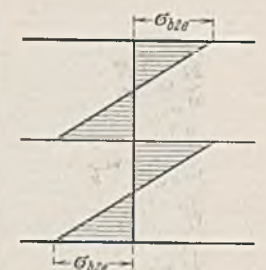


Abb. 13.

Abb. 12 u. 13. Spannungen aus der Belastung.

Die gesamten Biegungsspannungen aus der Höchstbelastung betragen in den äußeren Zonen

$$\sigma_a = \sigma_{bv} + \sigma_{b2e} = 313,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierbei wird die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes bis zum Eintritt des Bruches vorausgesetzt. Schräg und quer zur Faser herrschen indessen ganz andere Verhältnisse, die rechnerisch nicht erfaßbar sind, die aber zweifellos das Festigkeitsergebnis eines verdübelten Balkens maßgebend beeinflussen.

Die endgültigen Biegungsspannungen aus Belastung und Überhöhung sind auf Abb. 14 in Spalte 4 zusammengestellt.

β) Schubkräfte.

Die gesamte Schubkraft beträgt:

1. in den Einzelbalken:

$$S_1 = Z_o = \frac{1}{2} \cdot 283 \cdot 17,3 \cdot 24 = 58\,800 \text{ kg}$$

$$\tau_1 = \frac{2}{lb} \cdot S = \frac{1}{250 \cdot 24} \cdot 58\,800 = 9,8 \text{ kg/cm}^2;$$

2. in der Berührungsfläche der beiden Balken:

S₂ von der Anfangsspannung

$$= \frac{1}{4} \cdot 31,2 \cdot 24 \cdot 52 \dots \dots \dots = 9\,730 \text{ kg}$$

von der Belastung

$$= \frac{1}{4} \cdot \sigma_{bv} \cdot h \cdot b = \frac{1}{4} \cdot 107,5 \cdot 52 \cdot 24 \dots \dots \dots = 33\,600 \text{ kg}$$

zusammen = 43 330 kg.

$$\tau_2 = 7,22 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannungen sind auf Abb. 14, Spalte 5, dargestellt. Wie ersichtlich, sind die Spannungen in der Berührungsfläche der beiden Balken nicht am größten.

In der gleichen Weise sind auch die Biegungs- und Schubspannungen für Balken 4 ermittelt und auf Abb. 14, Spalten 4 und 5, dargestellt.

2. Untersuchung der dreilagigen Balken 8 und 9.

Der Querschnitt besteht nach Tafel 1 aus drei gleich dicken Einzelbalken. Für die drei Einzelbalken 24/24 cm ist

$$J_{3c} = 3 \cdot 27\,648 = 82\,944 \text{ cm}^4$$

und für den Vollquerschnitt

$$J_v = 9 J_{3c} = 746\,496 \text{ cm}^4.$$

Die Berechnung der Anfangsspannungen aus Überhöhung und der Biegungsspannungen aus der Belastung geschieht in gleicher Weise wie beim zweilagigen Balken.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind für Balken 8 und 9 auf Abb. 14 in den Spalten 2 bis 5 zusammengestellt.

Schlußbemerkungen.

1. Das Tragvermögen der Balken wird — wie die Versuche zeigen — durch die Anwendungsart der Verdübelung (Scher- oder Biegedübel) nicht beeinflusst. Die Balken mit den Scherdübeln weisen im allgemeinen nur kleinere Durchbiegungen auf.

2. Die Durchbiegung der Balken beim Eintritt des Bruches war überraschend gering. Sie war im allgemeinen bei den dreilagigen Balken (Gruppe 6 bis 10) etwas größer als bei den zweilagigen (Gruppe 1 bis 5).

Berücksichtigt man dabei die verschiedenen Überhöhungen, so war die größte Durchbiegung unter der Auflagergeraden bei Balken 1 = 38,22 — 5 = 33,22 mm und die kleinste bei Balken 9 = 34,30 — 30 = 4,30 mm. Balken 9 ging also schon zu Bruch, nachdem er sich nur 0,43 cm unter die Auflagergerade durchgebogen hatte. Soweit die Balken 1 bis 4 und 6 bis 9 unter sich vergleichbar sind, zeigt sich, daß die Durchbiegung bei der Bruchbelastung um so kleiner wird, je größer die verbliebene Überhöhung der Balken war. Nur die mit kombinierter Verdübelung ausgeführten Balken 5 und 10 verhalten sich anders, so daß eine allgemeine Regel nach dieser Richtung aus vorliegenden Versuchen nicht abgeleitet werden kann.

Das Anwachsen der Durchbiegungen bei steigender Belastung war bei allen Balken bis zum Bruch regelmäßig.

Aus den Versuchen kann nicht gefolgert werden, daß stärker überhöhte Balken früher zu Bruch gehen als weniger stark überhöhte. Ein Vergleich der Balken 3 und 4, 6 und 7, 8 und 9 zeigt beispielsweise das Gegenteil.

3. Der Bruch trat bei sämtlichen Versuchsbalken plötzlich ein, und zwar zerriß der untere Balken mit lautem Knall. Der Riß pflanzte sich auch bei den dreilagigen Balken meist bis in das obere Balkenholz fort

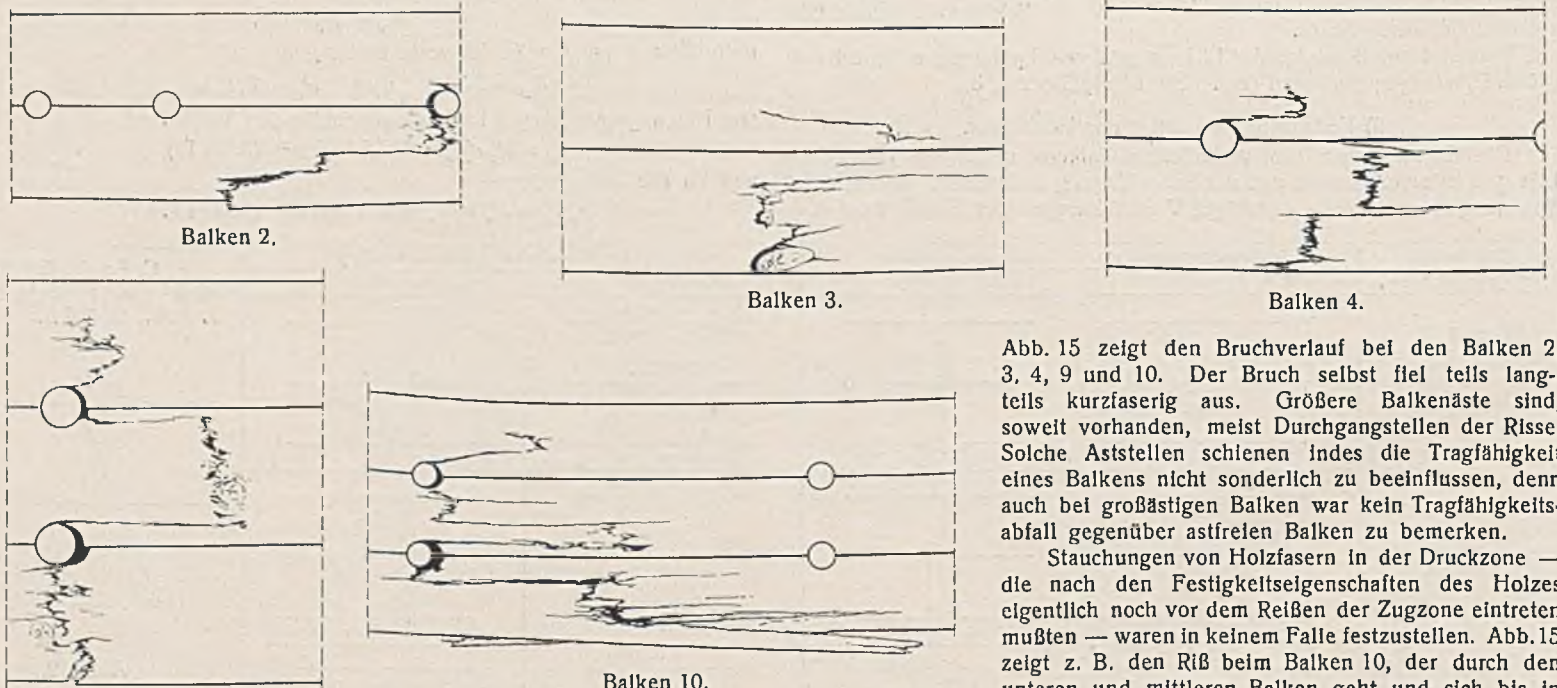


Abb. 15. Bruchverlauf bei den Balken 2, 3, 4, 9 und 10.

Abb. 15 zeigt den Bruchverlauf bei den Balken 2, 3, 4, 9 und 10. Der Bruch selbst fiel teils lang-, teils kurzfasrig aus. Größere Balkenäste sind, soweit vorhanden, meist Durchgangstellen der Risse. Solche Aststellen schienen indes die Tragfähigkeit eines Balkens nicht sonderlich zu beeinflussen, denn auch bei großästigen Balken war kein Tragfähigkeitsabfall gegenüber astfreien Balken zu bemerken.

Stauchungen von Holzfasern in der Druckzone — die nach den Festigkeitseigenschaften des Holzes eigentlich noch vor dem Reißen der Zugzone eintreten mußten — waren in keinem Falle festzustellen. Abb. 15 zeigt z. B. den Riß beim Balken 10, der durch den unteren und mittleren Balken geht und sich bis in die halbe Höhe des oberen Balkens fortpflanzt. Ein einzelnes Balkenholz 24/24 cm von 5 m Stützweite würde bei einer Durchbiegung von 57,55 mm keinesfalls in der Zugzone reißen. Vielleicht ist das Einreißen des oberen Balkenholzes dadurch erklärlich, daß die zerrissenen unteren Balken im Augenblicke des Freiwerdens von Biegungsspannungen sich in ihren Hälften wieder ausrichten und die Biegungslinie verformen, so daß eine stärkere Krümmung im mittleren Teil des oberen Balkens eintritt.

Die Bongossi-Dübel haben während des Versuchs keine sichtbaren Veränderungen erfahren. Abb. 16 bringt das Lichtbild von Balken 10 im zerlegten Zustande nach dem Versuch. Aus dieser Aufnahme geht hervor, daß nur die Balken gebrochen, die Dübel aber unversehrt geblieben sind. Die gleiche Feststellung wurde auch bei allen übrigen Balken gemacht.

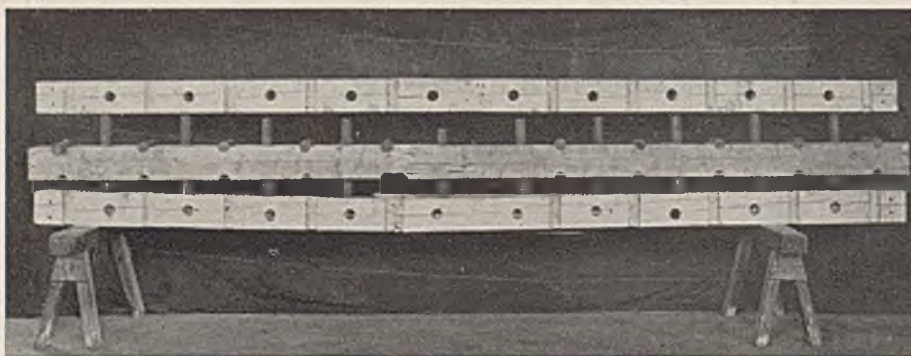


Abb. 16. Balken 10 nach dem Bruch.

4. Werden die erzielten Bruchfestigkeiten der Balkenhölzer auf gleichen Nenner gebracht, so zeigen sich Schwankungen von rd. 37 %, d. h., wird die höchste Bruchspannung mit 100 bewertet, so beträgt die kleinste etwas über 63. Diese Streuung dürfte auf den wechselnden Elastizitäten und Festigkeiten des Holzes, dem ungleichmäßigen Anlegen der Dübel, dem ungleichen Holzfeuchtigkeitsgehalt und ähnlichem beruhen. Wie bekannt, kommen solche Unterschiede auch bei Vollbalken vor. Allgemein jedoch liegt die Festigkeit des verdübelten Balkens wesentlich unter der Festigkeit des Vollbalkens. Betragen die Durchschnittsfestigkeiten der Versuchsbalken unter Einsetzung des unverminderten Widerstandsmoments bei den zweilagigen Ausführungen im Mittel 266 kg/cm² und bei den dreilagigen Ausführungen im Mittel 244 kg/cm², so ist der Wirkungsgrad verdübelter Balken gegenüber Vollbalken mit 420 kg/cm² Biegezugfestigkeit des Fichtenholzes nur ein 0,635- bzw. 0,580facher. Für die Praxis dürfte die bisherige einfache Rechnungsart, wobei das Widerstandsmoment eines querschnittsgleichen Vollbalkens mit dem Wirkungsgrade des verdübelten Balkens vervielfacht wird, durchaus genügen.

Den besten Versuchswert ergab Balken 1, der zugleich die geringste Sprengung besaß, mit einer größten Biegezugspannung von $\sigma_b = 319 \text{ kg/cm}^2$. Das ist das 0,76 fache der Biegezugfestigkeit eines Vollbalkens. Die Durchschnittswerte der erreichten Biegezugspannungen sind für die zwei- und dreilagigen Ausführungen fast gleich. Der Unterschied beträgt im Mittel nur 5 % zugunsten der zweilagigen Ausführung.

Die ältere Annahme, daß der Wirkungsgrad durch die jeweilige Anzahl der Einzelhölzer gestuft wird, trifft nach den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht zu. Vielmehr scheint die Herabminderung der Tragfähigkeit beim verdübelten Balken einen Wirkungsgrad zu ergeben, der für zwei- und mehrlagige Ausführungen annähernd gleich bleibt.

5. Die Festigkeitswerte und das elastische Verhalten der vorliegenden Versuchsbalken ergeben ein wesentlich besseres Bild als die Aufzeichnungen von M. Bock und Lengeling. Auffallend ist bei allen Versuchen die geringe Biegezugfestigkeit der verdübelten Balken. Obwohl die Holzfestigkeit für Zug doppelt so hoch ist wie für Druck, wird die erstere bei der Biegung doch früher überwunden.

Die Verbindungsmittel erzeugen in den Kraftübertragungsflächen Druckspannungen, die scheinbar eine ungünstige Wirkung im gezogenen Balkenteil hervorrufen. Hinzu kommt noch die schräge Durchleitung der Schubkraft „d“ nach Abb. 17, die die Widerstandsfähigkeit des zugbeanspruchten Holzes stark herabsetzt. Anscheinend ist die schrägergerichtete Druckkraft „d“ von maßgebendem Einfluß auf die Tragfähigkeit des Balkens, da der plötzlich eintretende Riß des zu Bruch gehenden Holzes sich fast stets bis in den oberen Verlauf dieser Schrägkraft fortpflanzt.

In bezug auf den verdübelten Balken sind die Holzfestigkeiten bei schräger Beanspruchung auf Zug und Biegung nicht bekannt. Für die

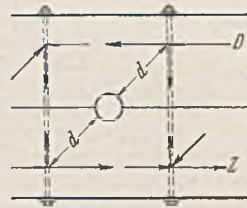


Abb. 17.
Innerer Kräfteverlauf.

Praxis genügt es, wie vorbemerkt, zwei- und dreilagige Balken, die durch Einzellasten in der Mitte belastet sind, für einen Wirkungsgrad von etwa 0,60 desjenigen eines Vollbalkens zu bemessen. Wahrscheinlich ist der Wirkungsgrad für gleichmäßig belastete Balken höher, da bei diesen die größten Schub- und Biegezugspannungen nicht wie hier an einer Stelle auftreten. Der verdübelte Balken ist hinsichtlich des Verlaufs der inneren Kräfte bis zu gewissem Grade mit Stahlträgern vergleichbar, deren Steg in der Nullachse Aussparungen erhält⁹⁾. Auch bei solchen Trägern ist die Widerstandsfähigkeit gegen Biegung — verglichen mit jener bei Vollträgern — bedeutend vermindert.

6. Das Anwendungsgebiet des verdübelten Balkens ist beschränkt. Holzträger von mehr als 50 cm Höhe stellt man vorteilhafter als sogenannte Vollwandträger in I-Form mit Bretterstege her. Der Verbund der einzelnen Holzteile des Vollwandträgers geschieht durch Nägel oder Runddübel aus Holz oder Stahl. Diese Vollwandträger sind wirtschaftlicher und zuverlässiger als verdübelte Balken und verändern zudem ihre Trägerhöhe beim Schwinden des Holzes nicht.

Balken unter 50 cm Höhe wird man weiterhin wohl noch als verdübelte Balken ausführen, soweit starkes Vollholz nicht zur Verfügung steht. Der Holzverbrauch beim verdübelten Balken ist — wie aus den Versuchen wiederum hervorgeht — wesentlich größer als der beim Vollbalken, abgesehen von den weiteren Aufwendungen an Dübeln, Kleiseisen und Arbeit.

Die beim verdübelten Balken angestrebte wirtschaftliche I-Form des Querschnitts bietet keinen Ausgleich; im Gegenteil, sie verteuert — da dreilagig — durch ihre doppelten Anschlußflächen die Balkenherstellung in allen Fällen, wo ein zweilagiger Balken gewählt werden kann.

7. Bei der Herstellung verdübelter Balken ist die Sprengung nur so weit vorzunehmen, daß nach Entfernen der Vorbelastung eine geringe Überhöhung von etwa $\frac{1}{1000}$ der Stützweite verbleibt. Um eiserne Schraubenbolzen zu sparen, empfiehlt es sich, lotrechte Dübel (Biegedübel) zu verwenden. Ein Auseinandertreiben der Einzelhölzer wie bei Verwendung von waagerechten Dübeln (Scherdübeln) tritt nicht ein. Die Bolzenverbindungen der Einzelhölzer können also bei lotrechter Verdübelung wesentlich sparsamer gehalten werden. Um den geringen Wirkungsgrad, der im vorliegenden Falle rd. 0,6 beträgt, etwas zu verbessern, ist zweckmäßig für den unteren Balkenteil ausgesuchtes, fehlerfreies Holz zu verwenden. Weiter erscheint es wesentlich, an Stelle von wenigen kräftigen Verbindungsmitteln zahlreiche, dafür aber kleinere Dübel zu verwenden, die auf maschinellem Wege eingebaut werden, so daß möglichst viele Schubkraftdurchleitungen bei gleichmäßigem Ansitzen der Dübel geschaffen werden. Je enger und gleichmäßiger die Verbindungen sind, um so mehr nähert sich der zusammengesetzte Balken dem Idealzustand.

Zusammenfassend aber kann gesagt werden:

Der verdübelte Balken zeigt in allen Ausführungsformen einen hohen Baustoff- und Arbeitsverbrauch neben einer verhältnismäßig niedrigen Tragfähigkeit, die seine Anwendung in wirtschaftlicher Hinsicht wenig vorteilhaft erscheinen lassen.

⁹⁾ C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 7. Aufl., § 52, S. 481.

Vermischtes.

Präsident Dr.-Ing. Erich Seidl †. Der Präsident des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem, Dr.-Ing. Dr.-Ing. ehr. Erich Seidl ist am 26. Juni 1939 gestorben. Seit 1935 Leiter des Amtes, hatte er sich zum Ziel gesetzt, von dieser größten staatlichen Prüf- und Forschungsstätte für Werkstoffe aus das Werkstoffprüfwesen des Reiches nach einheitlichen wissenschaftlich-technischen Grundsätzen auszurichten.

Anweisung für den Bau von Pflasterdecken. Herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen. Ausgearbeitet vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen und der Direktion der Reichsautobahnen unter Mitarbeit der Arbeitsgruppe „Steinstraßen“ der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. Ausgabe 1939. Freiberg (Sa.), Ernst Mauckisch. Preis 2,50 RM.

Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die letztmals im April 1936 erschienenen „Richtlinien für Fahrbahndecken“, die sowohl die Herstellung von Betondecken, bituminösen Decken und Pflasterdecken, als auch die Ausführung von Erdarbeiten behandelten, zu unterteilen und in vollkommen neuer Fassung als „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“, „Anweisung für den Bau von bituminösen Fahrbahndecken“, „Anweisung für den Bau von Pflasterdecken“ und als „Technische Vorschriften für Erdarbeiten bei den Reichsautobahnen“ herauszugeben.

Die „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“¹⁾ ist in der Zwischenzeit bereits zweimal erschienen (Ausgabe 1937 und 1939²⁾), die „Anweisung für den Bau von bituminösen Fahrbahndecken“¹⁾ wurde im September 1938 anlässlich der Straßenbautagung in München der Öffentlichkeit übergeben. Zum gleichen Zeitpunkt wurden auch die „Technischen Vorschriften für Erdarbeiten“³⁾ eingeführt.

Nunmehr ist auch die „Anweisung für den Bau von Pflasterdecken“¹⁾ erschienen. Die vorliegende Ausgabe 1939 umfaßt zwei Teile, und zwar

¹⁾ Verlag Ernst Mauckisch, Freiberg (Sa.).

²⁾ Bautechn. 1937, Heft 48, S. 623; 1939, Heft 13, S. 203.

³⁾ Volk und Reich Verlag G. m. b. H., Berlin.

die „Anweisung für die Herstellung von Pflasterdecken“ und die „Anweisung für die Prüfungen bei der Herstellung des Unterbaues aus Zementbeton“. Der erste Teil, die Anweisung für die Herstellung von Pflasterdecken, bringt ausführliche Angaben über die bauliche Gestaltung sowie über die Baustoffe und Bauausführung bei der Herstellung von Pflasterdecken. Abschließend wird noch die Ausbildung und Herstellung der Randstreifen behandelt.

Im Abschnitt bauliche Gestaltung werden die zwei Arten des Unterbaues — Zementbeton und Packlage mit Schotterausgleichsschicht — eingehend beschrieben. Ferner enthält er Angaben über die Ausbildung des eigentlichen Deckbelages sowohl für Kleinpflaster als auch für Großpflaster.

Der Abschnitt Baustoffe und Bauausführung gliedert sich sinngemäß in Unterbau und Pflasterdecke. Die Herstellung des Unterbaues aus Zementbeton wird eingehend erläutert, wobei die umfangreichen Erfahrungen beim Bau von Betonfahrbahndecken auf den Reichsautobahnen Anwendung finden. Es folgen Angaben über die Eigenschaften und Verarbeitung der Baustoffe, über Aufbau und Zubereitung des Betons sowie über den Einbau des Unterbetons.

Auch für den Unterbau aus Packlage mit Schotterausgleichsschicht werden Vorschriften für die Eigenschaften des Packlagegesteins sowie für Schotter und Splitt gegeben. Anschließend folgen Richtlinien für die einwandfreie Herstellung des Packlageunterbaues. Dabei ist ein besonderer Abschnitt der Ausführung von Packlageunterbau auf lehmigen oder tonigen Untergrund gewidmet und die in diesem Falle an Stelle der wassergebundenen Schotterdecke vorgeschriebene Asphalt- oder Teerstreumakadamdecke erläutert.

Der Abschnitt Pflasterdecken behandelt eingehend die an die Baustoffe — Pflastersteine und Pflastersand — zu stellenden Anforderungen und gibt ausführliche Vorschriften für die Herstellung des Pflasterbelages unter Berücksichtigung der verschiedenen Pflastersorten und Einbauten, wie Diagonal-, Reihen- und Segmentbogenpflasterung. Besondere Beachtung verdienen dabei auch die Richtlinien für den Fugenverguß, der

für den Bestand eines jeglichen Pflasterbelages von ausschlaggebender Bedeutung ist. Die drei Möglichkeiten der Fugenfüllung — Bitumenverguß gemäß DIN 1996, Zementtraßmörtelverguß und Verguß nach Art der Oberflächenbehandlung — werden ausführlich aufgezeigt.

Der Abschnitt über die Ausbildung und Ausführung der Randstreifen entspricht im allgemeinen den bereits in der „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“ enthaltenen Vorschriften.

Der zweite Teil der „Anweisung für den Bau von Pflasterdecken“ enthält Vorschriften für die vor, während und nach der Herstellung des Unterbaues aus Zementbeton vorzunehmenden Prüfungen. Sie entsprechen ebenfalls sinngemäß den für den Betondeckenbau gegebenen Richtlinien unter Berücksichtigung der geringeren Anforderungen an den Unterbeton im Vergleich zur reinen Betonfahrbahndecke.

Die vorliegende Ausgabe der „Anweisung für den Bau von Pflasterdecken“ stellt zweifellos ein wertvolles Hilfsmittel für jeden im Pflasterbau tätigen Straßenbauer dar. Alle im Laufe der letzten Jahre auf diesem Gebiete gesammelten Erfahrungen sind darin enthalten. Die Vorschriften sind nicht nur beim Deckenbau der Reichsautobahnen, sondern auch bei der Herstellung von Pflasterbelägen auf anderen Straßen, Parkplätzen, Anschlußstellen usw. anwendbar.

K. Sack.

Verzeichnis der Beamten des höheren bautechnischen Verwaltungsdienstes im Bereiche des Preußischen Finanzministeriums. Stand Juni 1939. 7. Beilage zum Ztrbl. d. Bauv. 1939, Heft 27. 64 S. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9. Einzelpreis der Beilage 1,00 RM, Partiepreise billiger.

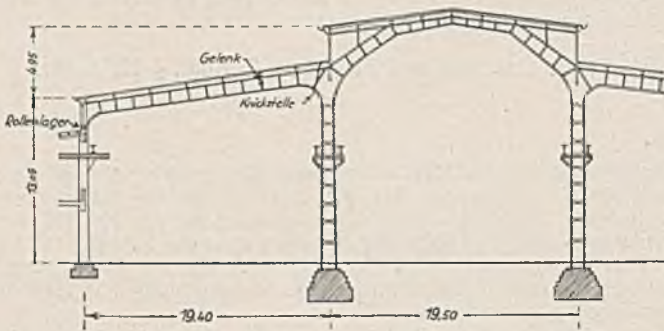
Das Verzeichnis der Baubeamten, das nach zwanzigjähriger Pause im vorigen Jahre erstmalig wieder herausgegeben wurde, ist in neuer Ausgabe — nach dem Stande von Juni 1939 — erschienen. Dem Behördenaufbau mit den Namen und Stellungsbezeichnungen aller bei den einzelnen Behörden tätigen höheren Baubeamten folgt wiederum die Dienstaltersliste mit Angabe des Geburtstages, des Tages der letzten Beförderung, des dienstlichen Wohnortes und der Dienststelle jedes einzelnen Beamten, sowie ein alphabetisches Namenverzeichnis. Die Schriftleitung des Ztrbl. d. Bauv. beabsichtigt, gleiche Verzeichnisse für die Baubeamten der übrigen Reichs- und Staatsbehörden, der preußischen Provinzialverwaltungen, der Gemeindeverwaltungen und der Staatsbauschulen für Hoch- und Tiefbau erscheinen zu lassen.

Die vorliegende neue Schrift wird für jeden Baubeamten von Nutzen sein.

Ls.

Teilweiser Einsturz einer Stahlhalle¹⁾. Die untenstehend dargestellte Halle bestand aus 17 Bindern mit je 9,5 m Abstand. Das statische System besteht aus den mittleren, in den Fundamenten eingespannten Rahmenbindern mit seitlichen Kragarmen, auf die sich die Balkenbinder der Seitendächer legen. Die Außenauflager sind Rollenlager.

Für die Binder und Stützen ist ein hochwertiger Baustahl mit 31 kg/mm² Streckgrenze, 50 kg/mm² Zugfestigkeit und 20 bis 25% Bruchdehnung verwendet worden. Beim Entwurf ist als zulässige Spannung im Belastungsfall I 1560 kg/cm² und im Belastungsfall II 1820 kg/cm² zugelassen worden.



15 Jahre nach Aufstellung der Halle sind nach vorausgegangenem starken Schneefällen 8 mittlere Binder der in der Skizze dargestellten Seitenhalle eingestürzt. Die Einbruchsstelle endete an den Pfettengelenken. Auf den Dächern wurden Schneehöhen von 30 bis 200 cm gemessen. Durch die eingetretene Schneeschmelze und den Regen am Abend vor dem Einsturz war der Schnee stark mit Wasser gesättigt. Die Schneemassen an der Einbruchsstelle konnten nicht mehr festgestellt werden. Es ist aber nicht ausgeschlossen, daß größere Schneemassen — Wächten, wie sie auch an anderer Stelle zu beobachten waren — an dieser Stelle vom oberen Dach abgestürzt sind. Außerdem ist das Schmelz- und Regenwasser des oberen Daches über das mittlere abgelaufen und wurde hier zunächst von den Schneemassen aufgesogen.

Sämtliche eingestürzten Binder der Seitenhalle waren an der Einspannstelle der Kragarme eingeknickt. Der Zusammenhang der Balkenbinder mit den Kragarmen war nicht zerstört. Bei keinem der Binder wurde ein Materialbruch festgestellt. Beim Entwurf war die Beulsicherheit der Stegbleche des Rahmenbinders rechnerisch untersucht worden, nicht aber die Knicksicherheit der Untergurte der Kragarme. Diese waren allerdings mit Kopfbändern ausgesteift. Eine rechnerische Untersuchung des Untergurtes der Kragträger nach dem Einsturz ergab unter Berücksichtigung der zur Zeit vorgeschriebenen Belastungsannahmen

eine nur 1,3 fache Knicksicherheit; die tatsächliche Sicherheit dürfte etwas höher gelegen haben.

Der Einsturz ist nach dem Bericht der zuständigen Baupolizei auf die große Schneebelastung und die ungenügende Knicksicherheit des Untergurtes der Kragarme zurückzuführen. Die berichtende Baupolizeibehörde hält es für notwendig, daß außergewöhnlich hohe Schneelasten auf flachen Dächern rechtzeitig entfernt werden.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichswasserbauverwaltung. Ernannt: die Regierungs- und Bauräte Bastian bei der Wasserstraßendirektion Magdeburg, Lasser (M) bei der Wasserstraßendirektion Königsberg i. Pr. und Meyer (M) bei der Wasserstraßendirektion Koblenz zu Oberregierungs- und -bauräten; — zu Regierungsbauräten: die Regierungsbaussessoren Feldmann (beurlaubt), Oelmann beim Wasserstraßenbauamt Halle a. d. Saale, Welt bei der Wasserstraßendirektion Stuttgart, Gerd Hansen beim Wasserstraßenbauamt Albersdorf i. Holstein und Ruf beim Wasserstraßenamt Hellbronn.

Zu Vorständen ernannt: die Regierungsbauräte Weißbach, Wasserstraßenmaschinenamt Stettin-Bredow, Böhm, Wasserstraßenbauamt Halle a. d. Saale, Roßmann, Wasserstraßenbauamt Schweidnitz, und Busse, Wasserstraßenamt Halle a. d. Saale.

Unter Übernahme in den Staatsdienst einberufen: die Regierungsbaussessoren Eichstädt zum Wasserstraßenbauamt Ratibor, Bandholtz zum Wasserstraßenamt Hamm, Schroeter zum Wasserstraßenbauamt Berlin-Mitte, Deckers zum Wasserstraßenamt Duisburg-Meiderich und R. Baumann zum Wasserstraßenbauamt Bernburg.

Versetzt: die Regierungs- und Bauräte Borggreve vom Polizeipräsidentium Berlin an die Wasserstraßendirektion Berlin, Mombauer vom Wasserstraßenbauamt Oppeln an die Wasserstraßendirektion Breslau, Reinhardt vom Wasserstraßenbauamt Kanalabstieg Magdeburg an die Wasserstraßendirektion Breslau und Siebert vom Wasserstraßenbauamt Merseburg an die Wasserstraßendirektion Kiel; — die Regierungsbauräte Buhrow von der Wasserstraßendirektion Münster an das Wasserstraßenschleppamt Hannover, Drücke vom Wasserstraßenschleppamt Hannover an das Wasserstraßenschleppamt Emden als Vorstand, Jurisch von der Wasserstraßendirektion Stettin an das Polizeipräsidentium Berlin, Schwenke vom Wasserstraßenamt Eberswalde an das Wasserstraßenbauamt Ratibor als Vorstand, Arens von der Wasserstraßendirektion Magdeburg an das Wasserstraßenbauamt Kanalabstieg Magdeburg als Vorstand, Steinvorth von der Wasserstraßendirektion Breslau an das Wasserstraßenbauamt Neutitschein, Ruschenbom vom Wasserstraßenamt Duisburg a. Rhein an das Wasserstraßenbauamt Kolberg, Küper vom Wasserstraßenamt Swinemünde nach Berlin zur aushilfswweisen Beschäftigung im Reichsverkehrsministerium, W. Mügge vom Wasserstraßenbauamt Schweidnitz an das Wasserstraßenbauamt Troppau als Vorstand, Pohlmann vom Wasserstraßenamt Berlin an das Wasserstraßenamt Eberswalde, Dörholt vom Wasserstraßenbauamt Verden an das Wasserstraßenbauamt Emden als Vorstand, Traeger von der Wasserstraßendirektion Berlin an das Wasserstraßenamt Swinemünde, Hinz vom Wasserstraßenamt Halle a. d. Saale an die Wasserstraßendirektion Hannover, von Stärk vom Wasserstraßenamt Gleiwitz an das Wasserstraßenbauamt Neutitschein, Thilo vom Wasserstraßenamt Ratibor an das Wasserstraßenamt Brunsbüttelkoog, Scholle von der Wasserstraßendirektion Königsberg i. Pr. an die Neubauabteilung des Wasserstraßenamts Kiel-Holtenau und Pajunk vom Wasserstraßenamt Meppen an das Wasserstraßenbauamt Rendsburg.

Straßenwesen. Ernannt: Regierungsbaurat Kurt Weyand beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen mit Wirkung vom 1. April 1939 ab zum Oberregierungsbaurat; — Provinzialbaurat Karl Eglau beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit zum Regierungsbaurat; — die Bauassessoren Ernst Kunz beim Straßen- und Flußbauamt Regensburg, Heinrich Bauer beim Straßen- und Flußbauamt Weilheim zu Regierungsbaussessoren unter Berufung in das Beamtenverhältnis; — Regierungsbauassessor Raimund Staudinger beim Straßen- und Flußbauamt Weilheim unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit zum Regierungsbaurat.

Im Bereich des Badischen Finanz- und Wirtschaftsministeriums — Abteilung für Wasser- und Straßenbau: Bauassessor Hans Strack beim Straßen- und Wasserbauamt in Waldshut zum Regierungsbauassessor.

Versetzt: die Regierungsbauräte August Dörsam vom Straßenbauamt in Achern zur Abteilung für Wasser- und Straßenbau in Karlsruhe, Max Wunderlin vom Straßenbauamt Achern zum Straßenbauamt Freiburg unter Übertragung der Vorstandsstelle daselbst; — Regierungsbaurat der Staatlichen Straßenbauleitung Amberg Ludwig Spörl an das Straßen- und Flußbauamt Kaiserslautern; — Regierungsbaurat des Straßen- und Flußbauamtes Nürnberg Franz Xaver Dobmayer an das Straßen- und Flußbauamt Speyer.

In den Ruhestand getreten: Oberrechnungsrat Wilhelm Weiler bei der Abteilung für Wasser- und Straßenbau in Karlsruhe.

INHALT: Schnelleres und wirtschaftlicheres Bauen. — Der Elbe-Havel-Kanal. — Drehbrücke über den Bahr Yusel bei Dairut (Ägypten). — Versuche mit verdübelten Holzbalken. (Schluß). — Vermischtes: Präsident Dr. Zing, Erich Seidl f. — Anweisung für den Bau von Pflasterdecken. — Verzeichnis der Beamten des höheren bautechnischen Verwaltungsdienstes. — Teilweiser Einsturz einer Stahlhalle. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Nach einem Erlaß des Reichsarbeitsministers vom 19. 5. 1939, veröffentlicht im Ztrbl. d. Bauv. 1939, Heft 28, S. 778.