

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 24. Juli 1936

Heft 32

Alle Rechte vorbehalten.

Freistehender Holzsilos für 1600 t Füllgut.

Von F. Trysna, VDI, Kassel.

In den letzten Jahrzehnten sind hölzerne Silos nur selten gebaut worden; bei den weitaus meisten Ausführungen kam nur Eisen oder Eisenbeton zur Verwendung. Insbesondere fand die Bauart von Eisenbeton infolge ihrer günstigen statischen Auswertung, ihrer Feuersicherheit und ihrer geringen Unterhaltung eine verhältnismäßig große Verbreitung. In vielen Fällen ist jedoch auch das Holz ein geeigneter Baustoff für derartige Anlagen, wenn es sich darum handelt, schnell und billig zu bauen, hohe Lebensdauer bei geringsten Unterhaltungskosten zu erreichen oder das Bauwerk gegen chemische Einflüsse unempfindlich bzw. in hohem Grade beständig zu machen.

der Balkeneinspannung gleichzeitig auch eine Verkürzung der freien Balkenlänge erreichen (Abb. 7).

Silos von kleinerem Ausmaß — beispielsweise Getreidesilos —, deren Wände aus Holzbohlen gebildet werden, lassen sich nach Abb. 8 in den Ecken auf weit einfachere Weise verspannen. Die Holzbohlen werden an den Anschlußstellen verkämmt und die Siloecken mit Dreikantbalken ausgesetzt, die dann in diagonaler Richtung miteinander verschraubt

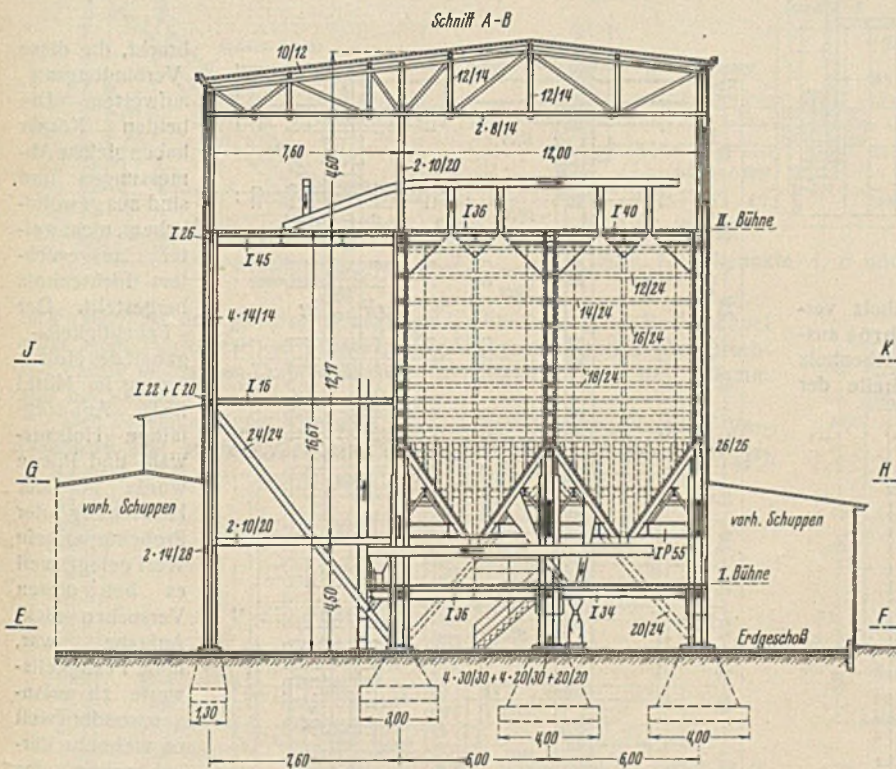


Abb 1.

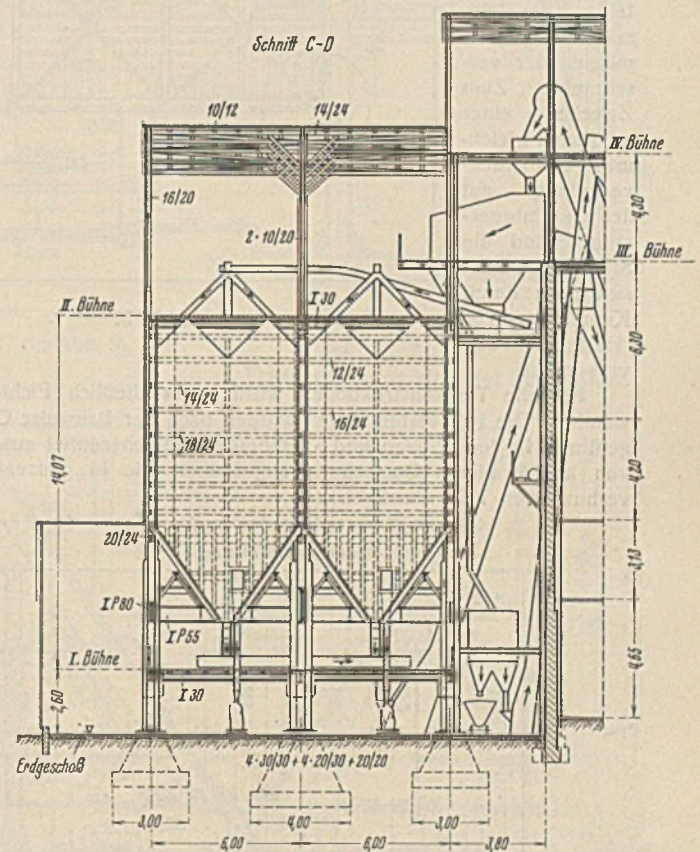


Abb. 2.

Ein solcher Fall lag beim Bau der im folgenden beschriebenen Anlage vor. Ein großes mitteldeutsches Unternehmen beabsichtigte auf einem seiner Werke eine größere Siloanlage zu errichten und entschied sich nach Prüfung der zum Vergleich gestellten Bauarten für eine Ausführung in Holz.

Der errichtete Silo besteht nach Abb. 1, 2, 3, 4 u. 5 aus vier quadratischen Zellen von 6 m Seitenausmaß. Die Wandhöhe beträgt 8,40 m, die Höhe des Trichterbodens rd. 4 m. Der Siloauslauf liegt 4,50 m über dem Erdgeschoßfußboden. Bei einem spezifischen Gewicht des Füllgutes von 1,3 beträgt das Gewicht des Inhaltes jeder Zelle 400 t, das Gesamtfassungsvermögen also 1600 t. Der Silo wird von neun Holzstützen getragen. Die mittlere Stütze ist am meisten belastet, sie erhält 452,50 t und hat einen Querschnitt von 80 × 80 cm (Abb. 6 u. 11). Über und unter dem Silo sind Bedienungsbühnen eingebaut. Das Pappdach wird von freigespannten Holzbindern getragen. Die Umfassungswände sind verschalt und mit Asbestschiefer verkleidet (Abb. 12). Eine spätere Erweiterung der Anlage nach Süden wurde bei Bemessung der in Frage kommenden Stützen und Fundamente berücksichtigt.

Der Seitendruck auf die Silowände wird von waagrecht liegenden, rahmenartigen Tragwerken aufgenommen, die nach oben hin gemäß dem abnehmenden Druck in immer größeren Abständen angeordnet sind (Abb. 1, 2, 6 u. 13). Um möglichst kleine Balkenquerschnitte in den Tragwerken zu erhalten, wurden die Rahmenecken durch eine im Siloraum liegende Verspannung steif ausgebildet. Auf diese Weise ließ sich neben

werden. Eine wirksame ECKEINSpannung setzt hier voraus, daß sich das Holz der Wandbohlen und Eckbalken beim Zusammenbauen in luft-trockenem Zustande befindet, und daß die äußeren Längsseiten der Eckbalken aus dem Kern des Stammes geschnitten sind. Im vorliegenden Falle konnte wegen des großen Zellenausmaßes diese einfache und zuverlässige Bauart nicht gewählt werden.

Die Eckverspannung der liegenden Rahmenwerke wird durch Rundeisenanker bewirkt, die an der Ober- und Unterseite der Rahmen angeordnet sind, um die in waagerechter Ebene normal zueinander liegenden Wandhölzer zu verbinden. Um die Rahmenbalken an der Einspannungsstelle nicht zu schwächen, sind beiderseits Holzlaschen aufgelegt (Abb. 7), die durch Büge versteift werden. Gegen diese Holzlaschen legen sich die Anschlußwinkel der Rundeisenanker. Die Büge haben den Zweck, die Rahmenecken beim Anziehen der Anker auszusteifen, ferner sind sie Träger der Innenauskleidung. Die seitlich aufgelegten Holzlaschen sind mit den Rahmenbalken durch Dübel verbunden und übertragen so die in den Balken auftretenden Zugkräfte auf die Verankerung. An den Kreuzungsstellen der Wände werden die Stoßverbindungen der daselbst unterbrochenen Hölzer durch oben und unten aufgelegte Holzlaschen hergestellt, die mit den Wandhölzern gleichfalls verdübelt und verschraubt sind.

In den Zellenecken gehen viertellige Holzstützen hoch, in die sich die waagerechten Wandrahmen einlagern (Abb. 6 u. 14). Eine weitere Unterstützung erhalten die Rahmen noch in der Mitte jeder Wand durch lot-

rechte Zwischenhölzer, die von den stählernen Randträgern der Siloböden hochgeführt sind (Abb. 13).

Die Siloböden sind aus Holz und lagern auf Stahlträgern, die wiederum ihr Auflager in den mehrteiligen Holzstützen finden (Abb. 9). Der Querschnitt der Holzstützen unterhalb der Siloträger ist neunteilig, die einzelnen Teile sind miteinander verschraubt. Zum Zwecke einer möglichst gleichmäßigen Druckverteilung auf den Gesamtquerschnitt sind die Stützteile unter sich noch durch Kreuzlagen von Hartholzdübeln verbunden.

Für die Tragkonstruktionen wurde ausschließlich Fichtenholz verwendet. Die Holzverbindungen wurden nach der Bauweise Cabröl ausgeführt. In den Stützen und Silorahmen sind Scherdübel aus Buchenholz von kreisförmigem Querschnitt angeordnet, die in ganzer Breite der verbundenen Teile durchgehen.

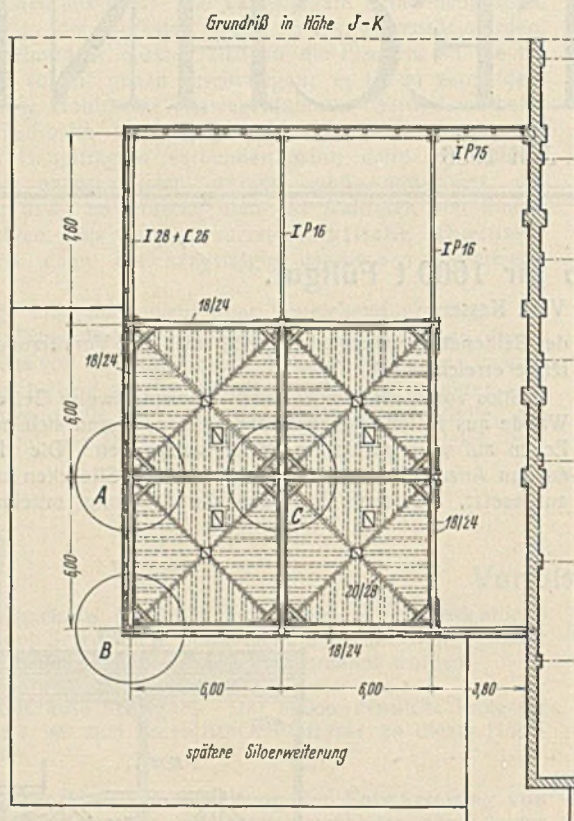


Abb. 3.

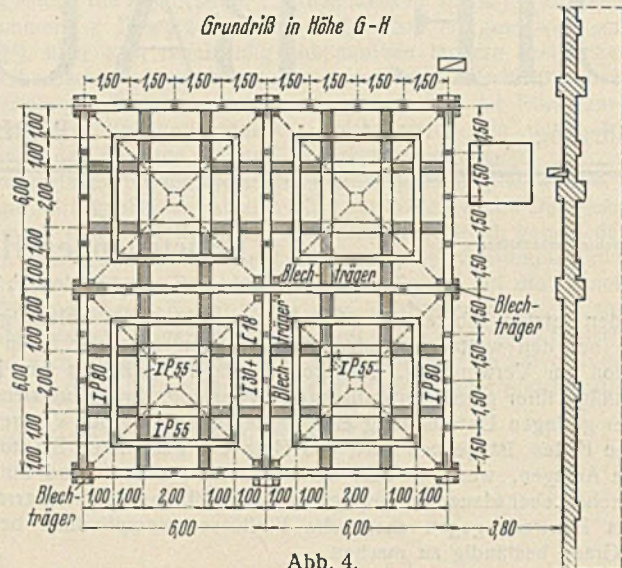


Abb. 4.

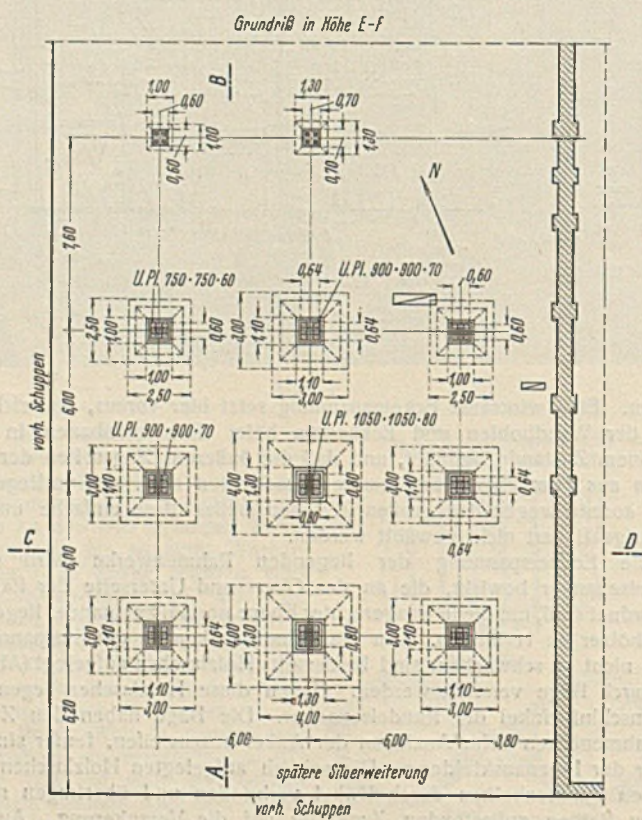


Abb. 5.

Um die Tragfähigkeit der Scherdübel-Verbindungen kennenzulernen, wurden schon vor längerer Zeit zahlreiche Versuche durchgeführt. Im Zusammenhang mit der hier gewählten Stützensbildung dürften die Versuchsergebnisse der in Kreuzlage angeordneten Scherdübel interessieren. In Abb. 10 sind zwei Probekörper aus einer älteren Versuchsreihe ge-

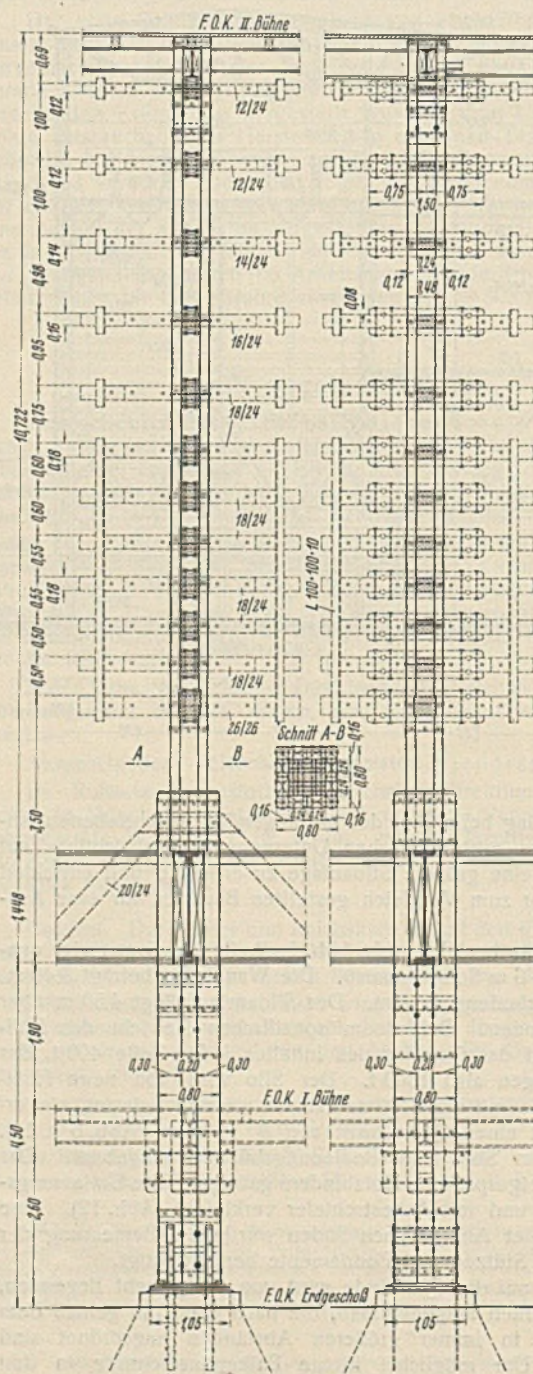


Abb. 6.

Mittelstütze bei Punkt C (in Abb. 3).

bracht, die diese Verbindungsart aufweisen. Die beiden Körper haben gleiche Abmessungen und sind aus gewöhnlichem, nicht weiter ausgedehntem Fichtenholz hergestellt. Der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes betrug im Mittel 25%.

Auf sorgfältige Holz Auswahl und Pflege wurde bei der Herstellung der Probekörper kein Wert gelegt, weil es bei diesen Versuchen nicht Aufgabe war, hohe Festigkeitswerte zu erlangen, sondern weil es vielmehr darauf ankam, das Tragvermögen der Verbindung unter den auf den Baustellen anzutreffenden Verhältnissen zu ermitteln.

Beim Versuchskörper 1 wurden Bongossiholzdübel und beim Versuchskörper 1b Buchenholzdübel verwendet. Der Bruch trat ein bei Körper 1 durch Überwindung der Druckfestigkeit im Fichtenholz unter einer Belastung von 155,58 t, bei Körper 1b durch Überwindung der Druckfestigkeit

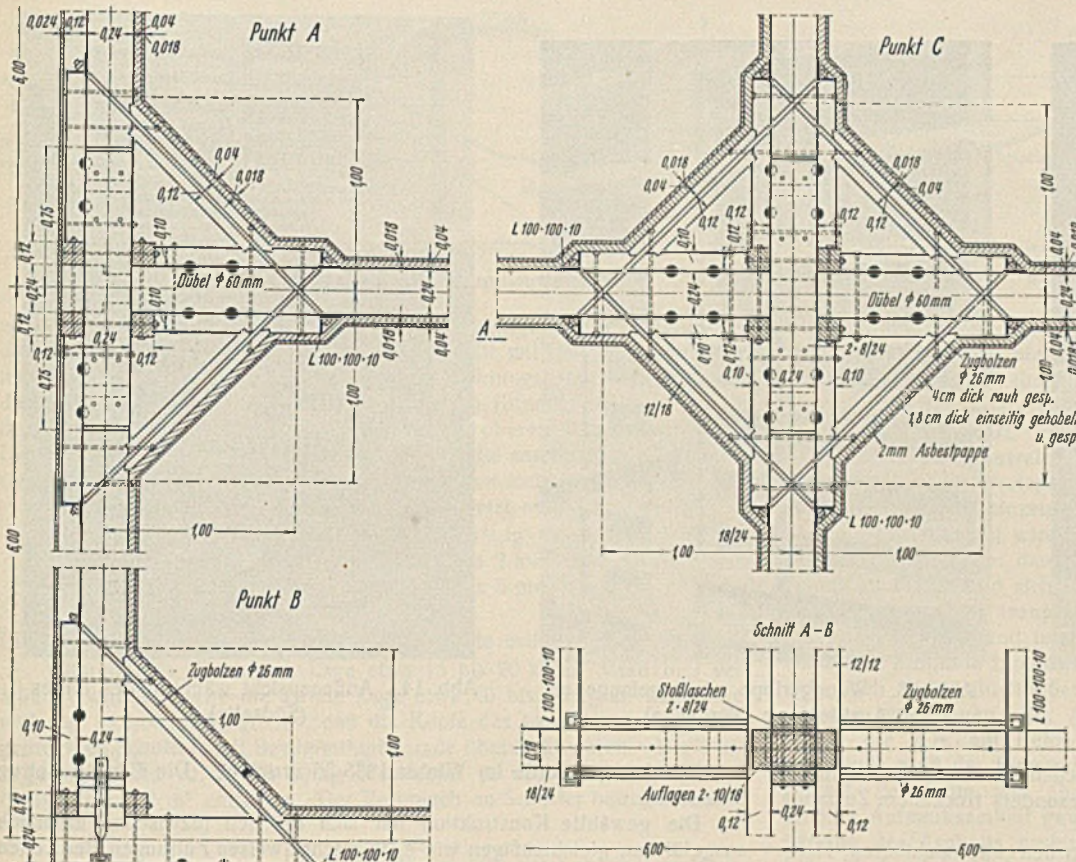


Abb. 7. Eckpunkte A, B und C (in Abb. 3).

gestellt mit dem Unterschiede, daß hier nicht Scherdübel, sondern verdeckt liegende Biegedübel aus Buche zur Verwendung gelangen.

Die innere Auskleidung der Silozellen mußte mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden, weil das Füllgut einmal sehr feinkörnig ist und zum anderen beim Einlaufen in die Zellen noch eine Temperatur von 70 bis 80° besitzt. Aus diesem Grunde wurden 40 mm dicke gespundete Tragbohlen mit einer aufgelegten gehobelten Schalung als Nuttschicht gewählt. Die Dicke der letzteren beträgt für die Wände 18 mm und für die Böden 24 mm. Zwischen Trag- und Nuttschicht wurde 2 mm dicke Asbestpappe eingelegt, um ein Durchrieseln des Füllgutes zu verhindern.

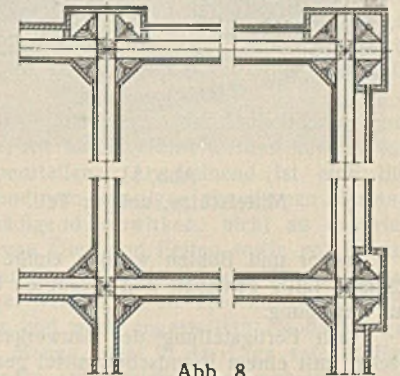


Abb. 8. Eckverspannung kleinerer Zellensilos.

im Fichtenholz und gleichzeitig beginnender Abscherung der Buchendübel unter einer Höchstlast von 146,05 t. Die Verschiebung unter der Bruchlast betrug gegen den Ursprungszustand bei Körper 1 = 2,5 bzw. 6,8 mm und bei Körper 1b = 6,0 bzw. 19,2 mm.

Das Ergebnis dieser Versuche zeigt, daß auch unter normalen Verhältnissen eine zufriedenstellende Tragfähigkeit mittels Kreuzdübel-Verkörper 1

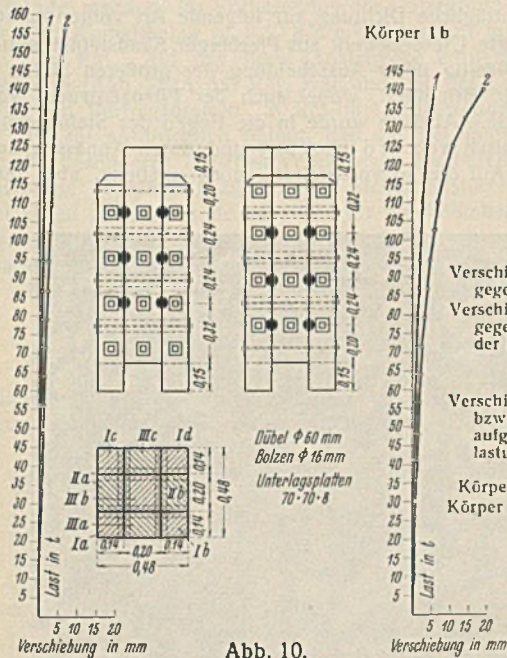


Abb. 10. Versuchskörper mit Kreuzdübel-Verbindungen.

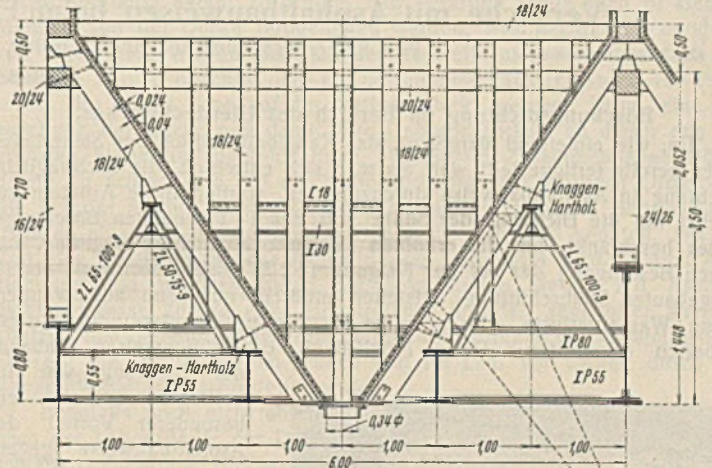


Abb. 9. Schnitt durch einen Siloboden.

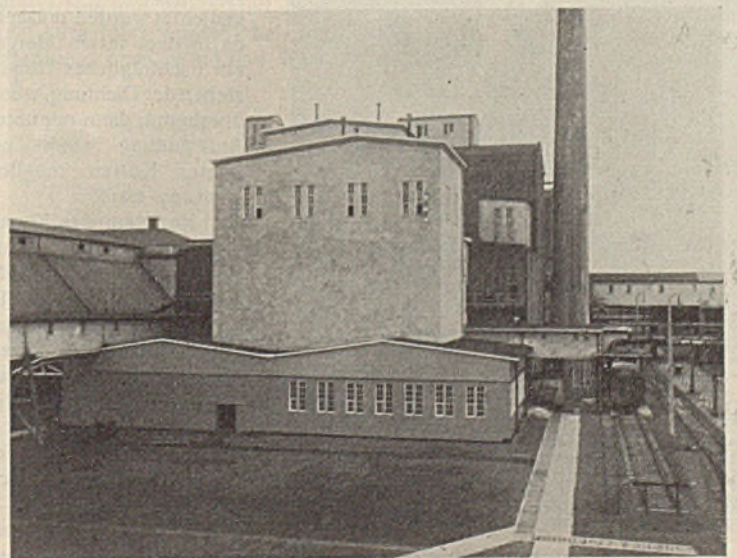


Abb. 12. Westansicht der fertigen Anlage.

bindungen erreicht wird, und daß die Verschiebung der verbundenen Teile zueinander gering ist. Das letztere trifft insbesondere für Verbindungen zu, deren Dübel aus sehr hartem und zähem Holz, z. B. Bongossi, hergestellt sind. Die Scherdübel-Verbindungen der Cabröl-Bauweise werden im Gegensatz zu anderen Verbindungsarten am fertigen Stück vorgenommen. Die Stabeinheiten werden also zunächst endgültig miteinander verschraubt und erhalten erst dann die Bohrungen zur Aufnahme der Runddübel. Auf diese Weise wird der Arbeitsvorgang sehr vereinfacht und ein genaues Anliegen der Dübel an den Lochwänden erreicht. Die Dachbinder der Siloanlage wurden in der gleichen Bauart her-

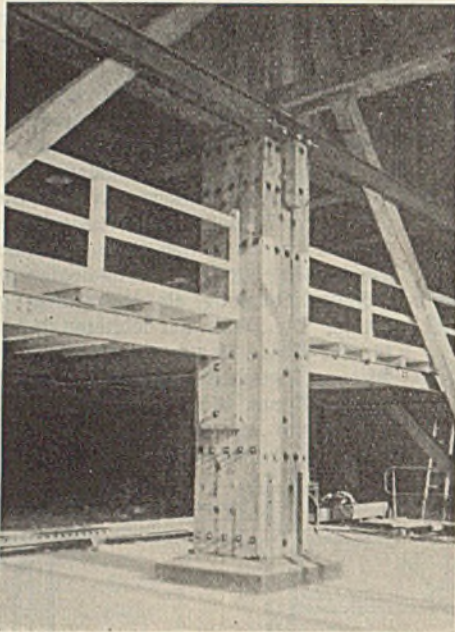


Abb. 11.
Mittelstütze, unterer Teil.

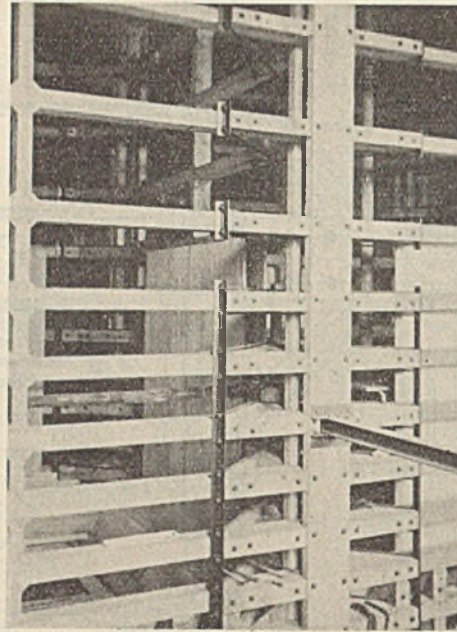


Abb. 13. Wandgerippe mit angefangener Auskleidung (Nordseite).

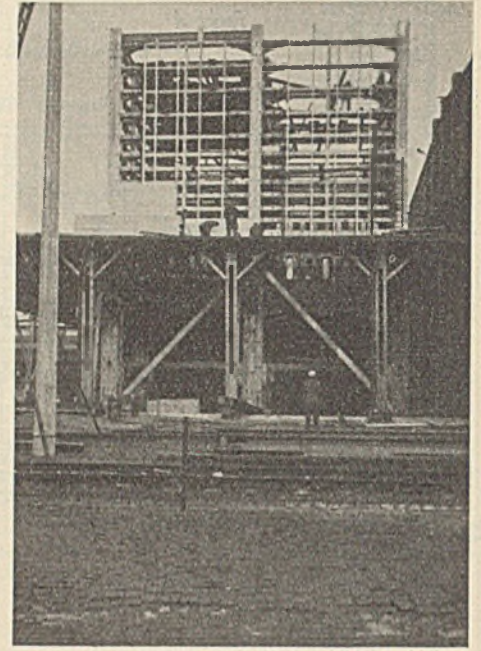


Abb. 14. Außenansicht während des Baues (Südseite).

Bretter und Bohlen wurden einige Wochen in stark durchwärmten Räumen luftig gestapelt und gelangten in besonders trockenem Zustande zur Verlegung.

Nach Fertigstellung des Bauwerkes wurden alle sichtbaren Holzflächen mit einem Brandschutzmittel gestrichen.

Die Anlage wurde im Winter 1935/36 errichtet. Die Bauzeit betrug 6 Wochen.

Die gewählte Konstruktion hat sich bei den inzwischen mehrfach ausgeführten gleichmäßigen wie auch wechselweisen Füllungen der Zellen in jeder Hinsicht einwandfrei verhalten.

Versuche mit Asphaltbauweisen beim Erweiterungsbau des Dortmund-Ems-Kanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Schiller, Münster, und Regierungsbaurat Gorges, Olfen.

(Schluß aus Heft 31.)

Böschungsdichtung im Bereich des Uferdeckwerkes.

Da, wie einleitend dargelegt, das Kanalbett südlich des Sicherheitstores bereits fertiggestellt war, als man sich entschloß, die nachträgliche Dichtung in Asphaltbauweise durchzuführen, wurden diese Arbeiten zunächst auf die Dichtung der Sohle und des 1:4 geneigten Böschungsteiles beschränkt, um die erhöhten Kosten der Böschungsdichtung, die durch Beseitigung der auf der Neigung 1:2½ als Uferdeckwerk bereits eingebauten Steinschüttung entstehen mußten, nur dann aufzuwenden, wenn Wasserverluste oder sonstige Umstände (Verwässerungen) diese Arbeiten erforderten. Diese Möglichkeit des stufenweisen Einbaues

der Dichtung war im vorliegenden Falle ein besonderer Vorteil der Asphaltbauweise gegenüber dem Lehmeinbau, bei dem sogleich der volle Kanalquerschnitt hätte gedichtet werden müssen, da in dem festen Mergel ein nachträgliches Höherziehen der Dichtung, wenn überhaupt, dann nur unter Aufwendung stark erhöhter Kosten möglich gewesen wäre.

Nachdem das Kanalbett zunächst nur bis Oberkante Asphaltabdichtung probeweise gefüllt war und Durchsickerungen nicht mehr festgestellt wurden, ergab die weitere Füllung wieder Wasserdurchflüsse.

Die Beobachtung der Wasserbewegung durch Grundwasserbeobachtungsrohre und Färbversuche zeigte, daß nur im nördlichen Teile der

Strecke Wasserabflüsse vorhanden waren, während im südlichen Teile das Grundwasser in den Beobachtungsrohren höher stand als der spätere Kanalwasserspiegel. Auf der für erforderlich gehaltenen Fläche von rd. 1100 m² wurde daher die nachträgliche Dichtung auf folgende Art vorgenommen.

Das bereits verlegte Uferdeckwerk aus Plesberger Sandsteinen wurde umgepackt und gleichzeitig unter Ausscheidung der größeren Steine in seiner Dicke erheblich vermindert, wobei auch der Pflanzenwuchs vollständig beseitigt wurde. Alsdann wurde in die Fugen der Steinpackung ein Zement-Sand-Gemisch von 1:6 eingefügt und durch Anässen zum Abbinden gebracht. Auf die so vorbereitete, noch unebene, aber feste



Abb. 7.
Zweiter Einguß der Mastixvergußdecke.

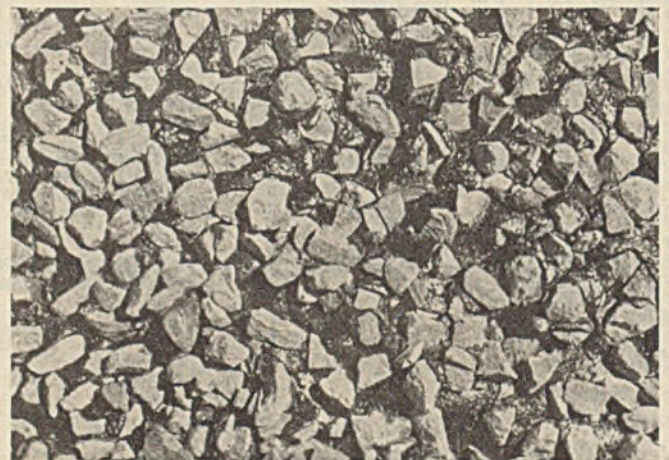


Abb. 8. Fertige Böschung im Bereich des Uferdeckwerkes.

Unterlage wurde eine Mastixvergußdecke in drei Lagen aufgebracht, wobei auf die erste und letzte noch heiße Lage der aufgebossenen Mastixmasse Basaltschotter der Körnung von 50 bis 70 mm eingedrückt wurde (Abb. 7). Der in die erste Lage teilweise eingedrückte Schotter bildete das Steingerüst für den zweiten Einguß, d. i. die eigentliche Dichtungsschicht, während der vom dritten Aufguß gehaltene Grobschotter den Schutz der Dichtung gegen mechanische Beschädigungen zu übernehmen hat (Abb. 8). Besondere Sorgfalt war auf den Anschluß an die bereits verlegte Dichtung

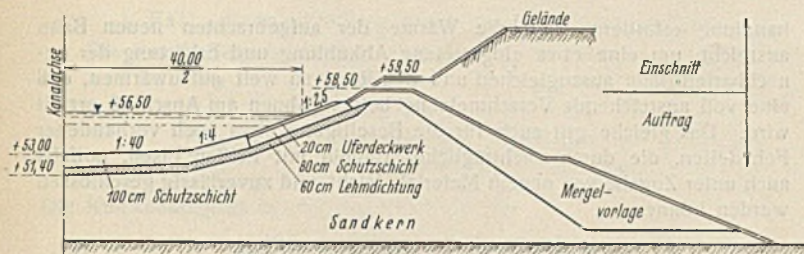


Abb. 9. Kanalquerschnitt für Lehmbauweise.

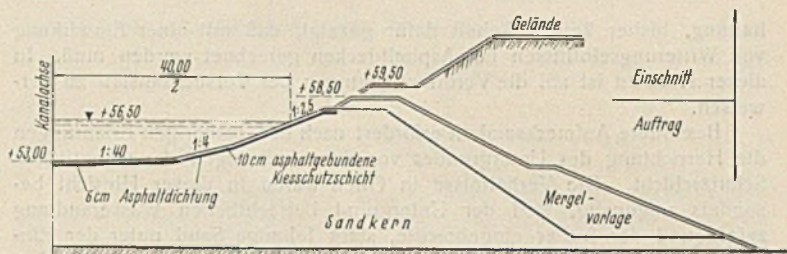


Abb. 10. Kanalquerschnitt für Asphaltbauweise.

zu verwenden. Hier wurde auf einem nur wenige cm breiten Streifen die 10 cm dicke Asphaltenschutzschicht entfernt, die mit Hammer und Meißel nur schwer abzustemmen war, und so der Dichtungsbelag freigelegt. An diesen wurde nach einem Anstrich mit heißem Bitumen die zweite Lage der Mastixvergußdecke angeschlossen. Am oberen Rande wurde die Decke zu einer Schürze umgebogen und durch die anschließende Böschung überdeckt, so daß Tageswasser nicht hinter den Belag eindringen kann.

Die Mastixvergußdecke war zusammengesetzt aus:

82 Gew.-Teilen Mastix 16% _{ig}	
15 " Sand 0 bis 2 mm	
15 " Sand 0 bis 5 mm	
6 " Spramex.	

Die bei etwa 170° gut gießfähige Masse wurde örtlich aufbereitet.

Während für die untere Lage etwa 15 bis 20 kg/m² Mastixbrei verarbeitet wurden, hatte die zweite Lage etwa 40 bis 50 kg/m² Mastixbrei und war so hoch aufgegossen, daß die Köpfe des in die erste Lage eingedrückten Schotters mit Bestimmtheit gerade überdeckt waren. Die dritte Lage erforderte rd. 25 bis 30 kg Mastixbrei je m², so daß insgesamt rd. 100 kg auf 1 m² entfallen. Der Verbrauch an Schotter betrug ebenfalls rd. 100 kg/m².

Kostenfrage und wirtschaftlicher Vergleich mit Lehmbauweise.

Die Kosten betragen für die Asphaltdecken auf der Sohle und der 1:4 geneigten Böschung bei 7800 m² Fläche rd. 97 000 RM. Umgerechnet auf 1 m² ergeben sich folgende Beträge:

Vorbereitung des Untergrundes rd.	1,45 RM/m ²
6 cm dicker Dichtungsbelag rd.	5,25 "
10 cm dicke Schutzschicht rd.	5,85 "
	<u>12,55 RM/m².</u>

Für die Dichtung des 1:2¹/₂ geneigten Böschungsteiles sind aufgewendet worden: für Vorbereitung des Untergrundes rd. 3,10 RM/m² und für den Asphaltbelag rd. 8,40 RM/m², insgesamt je m² gedichtete Fläche rd. 11,50 RM. Auf das 1fdm Kanalstrecke entfielen somit bei Asphaltbauweise (Abb. 9) rd. 587 RM, während bei der Lehmbauweise (Abb. 10) nach den Vertragspreisen 720 RM/1fdm aufzuwenden gewesen wären.

Es sei ausdrücklich betont, daß die hier genannten Werte lediglich für die besonderen örtlichen Verhältnisse des bereits einmal schon fertiggestellten Kanalbettes südlich des Sicherheitstores Datteln der 2. Fahrt bei Olfen gelten, bei denen allein für die Lehmbeschaffung und den Antransport 5,80 RM/m² aufzuwenden gewesen wären. Sie stellen eine Ersparnis durch die Asphaltbauweise von 18,5% dar.

Die fertigen Strecken zeigen die Abb. 11 u. 12.

Ergebnisse und Erfahrungen.

Es darf angenommen werden, daß durch die Asphaltdecke bei Olfen gegenwärtig das Ziel, die Spalten im Felsmergel zu schließen und den Kanal gegen Wasserabfluß zu dichten, erreicht worden ist. Bei der

Untersuchung der fertigen Decke ließ sich bei der eigentlichen Dichtungsschicht keine Wasseraufnahme nachweisen. Ihr Gefüge erwies sich als außerordentlich dicht, ihre Plastizität als so groß, daß der Belag etwaigen Bewegungen des Untergrundes nachgeben können wird. Die Schutzschicht war ungewöhnlich hart. Einige Zeit nach der Herstellung war es trotz Vorhandenseins einer ausreichenden plastischen Verformbarkeit der Masse bei allmählich eintretenden Bewegungen nur mittels Meißels und Hammers möglich, einzelne Teile der Schutzschicht zu entfernen. Nach diesen Feststellungen wird sie also den an sie gestellten Anforderungen genügen, nämlich der darunter liegenden dichtenden Decke einen sicheren Schutz zu bieten und sich etwaigen Veränderungen des Untergrundes im Bergsenkungsgebiet anzupassen.

Die Frage, ob und inwieweit Veränderungen der Asphaltdecke durch chemische Einflüsse irgendwelcher Art herbeigeführt werden können, läßt sich noch nicht abschließend beurteilen. Anscheinend ist eine Einwirkung von Säuren aller Art und von sonstigen chemischen Bestandteilen, die z. B. auf Beton schädigend einwirken, nicht zu erwarten. Allerdings muß der Einwirkung von Ölen und Fetten sowie von Benzin, Benzol, Petroleum und ähnlichen Stoffen während der Bauausführung erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet werden, da sie eine ausreichende Erhärtung des Asphalts verhindern und nach angestellten Beobachtungen beim Vorhandensein in größerer Menge sogar in der Lage sein dürften, eine fertig hergestellte Asphaltdecke aufzuweichen und unbrauchbar zu machen. Es ist aus diesem Grunde geboten, bei der Herstellung der Decke sorgfältig darauf zu achten, daß derartige Stoffe auch in kleinen Mengen von der Decke ferngehalten werden, was bei der Verwendung von Maschinen, Walzen usw. auf der Baustelle nicht immer einfach ist. Es wurde z. B. beobachtet, daß ein petroleumgetränkter Bausch von Putzwohle, der einige Tage auf der fertigen Decke gelegen hatte, eine Erweichung der Decke und damit ihre Unbrauchbarkeit an dieser eng begrenzten Stelle herbeigeführt hatte. In diesem Zusammenhange würde darauf zu achten sein, ob durch die vorläufig sehr geringen Ölmengen, die bei der Motorschiffahrt in das Kanalwasser gelangen und die sich dann an einzelnen Stellen an der Oberfläche sammeln könnten, mit der Zeit eine Beschädigung der Asphaltdecken verursacht wird. Durch Ausstemmen und Wiederausfüllen der beschädigten Stellen mit Asphalt-dichtungsmasse könnte etwa eingetretenen Schäden abgeholfen werden; Umfang und Bedeutung dieser nachteiligen Einwirkung der schwimmenden Öle auf die Dichtung kann jedoch erst im Lauf von Jahren durch die Kanalunterhaltung festgestellt werden.

Ebenfalls noch nicht abschließend beurteilt werden kann die Frage nach der Lebensdauer der Decke, da praktische Erfahrungen nur für beschränkte Zeiträume vorliegen.

In den Jahren 1929 bis 1931 hergestellte, dünne Asphaltdecken ähnlicher Bauweise, die für Versuchszwecke in dem Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft, München, Versuchsanstalt Oberrach (Walchensee) ausgeführt wurden, haben jedenfalls trotz Einwirkung von Sonnenstrahlung, Frost, Wind und Wasser, wie wechselweiser Naß- und Trocken-



Abb. 11. Fertiggestellte Dichtung der Kanalsohle südlich des Sicherheitstores Datteln der 2. Fahrt bei Olfen.

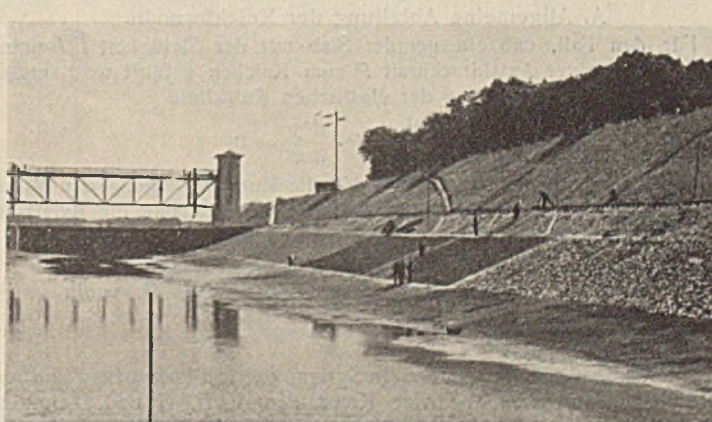


Abb. 12. Fertiggestellte Böschungsdichtung südlich des Sicherheitstores Datteln der 2. Fahrt bei Olfen.

haltung, bisher keinen Anhalt dafür gezeigt, daß mit einer Einwirkung von Witterungseinflüssen bei Asphaltdecken gerechnet werden muß. In dieser Hinsicht ist auf die Veröffentlichungen der Versuchsanstalt zu verweisen.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert nach den bisherigen Erfahrungen die Herrichtung des Untergrundes vor dem Aufbringen der eigentlichen Schutzschicht. Die Verhältnisse in Olfen waren in dieser Hinsicht besonders ungünstig, weil der Untergrund beträchtlichen Wasserandrang zeigte und der früher eingebrachte, stark lehmige Sand unter der Einwirkung der Walzen sehr zum Ausweichen neigte. Unter normalen Verhältnissen werden daher die hier entstandenen Kosten für die Vorbereitung des Untergrundes aller Voraussicht nach noch vermindert werden können. Bei festem Boden mit geringem Wasserandrang wird bei geschickter Wahl des Einbaugerätes auf eine besondere Vorbereitung des Untergrundes vermutlich überhaupt verzichtet werden können. In anderen Fällen dürfte das Einbringen und Einfügen einer mehr oder weniger dünnen Schicht von grobem Kies oder Schotter genügen, um das Abwalzen der Decke zu ermöglichen, insbesondere dann, wenn das Abwalzen nicht mit einer Walze mit eigenem Antrieb, sondern mit einer etwa vom Leinpfad her gezogenen Walze geschieht. Da, wo lehmiger Untergrund und Wasserandrang vorhanden ist, dürfte es sich empfehlen, bei späteren Versuchen eine Verfestigung dieses Untergrundes durch Aufbringen einer dünnen Lage von bitumengebundenem Kies oder Schotter zu erreichen, die, ohne daß eine dichtende Wirkung von ihr verlangt wird, in heißem Zustande aufgebracht wird, und die nach ihrem Erhärten infolge der Abkühlung wohl in jedem Falle eine für das Walzen der eigentlichen Dichtungsschicht ausreichend widerstandsfähige Unterlage ergeben wird. Eine innige Verbindung der einzelnen Schichten kann durch das Aufbringen der heißen oberen Schicht auf die bereits erhärtete untere erzielt werden, weil die untere Schicht dabei bis zur Klebefähigkeit neu erhitzt wird.

Aufmerksamkeit muß bei der Behandlung des Untergrundes auch dem etwa vorhandenen Pflanzenwuchs gewidmet werden. Sofern die fertige Decke bald überstaut wird, sind ernstliche Schädigungen der Decke nicht vorstellbar. Im andern Falle dagegen sowie in der Zone des Wasserwechsels und oberhalb des Wasserspiegels haben Beobachtungen gezeigt, daß besonders widerstandsfähige Pflanzen (Schachtelhalm, Huflattich) unter Umständen in der Lage sind, die fertige Decke zu durchwachsen. Nach ihrem Absterben könnten dann beim Verfaulen der Pflanzenteile porige Stellen in der Decke entstehen. Es wird sich daher empfehlen, sofern ein unfruchtbarer Untergrund nicht vorhanden ist, vor dem Einbau der Asphaltdecke in der Zone des Wasserwechsels und darüber alle Pflanzen nebst Wurzeln sorgfältig zu beseitigen.

Besondere Fugen werden in der Asphaltdecke im allgemeinen nicht nötig sein, weil ihre Plastizität ausreicht, um sich etwaigen Untergrundbewegungen anzupassen. Die Größe der Plastizität kann aus Abb. 2 entnommen werden, die einen Streifen der Decke zeigt, der nach zwei-stündiger, freier Auflagerung eine weitgehende Verformung angenommen hat, ohne daß dadurch seine dichtenden Eigenschaften irgendwie beeinträchtigt worden wären. Man wird daher künftig Fugen nur dort vorsehen müssen, wo mit Rücksicht auf notwendige Aussparungen beim Arbeitsvorgang des Einbringens die Herstellung der Decke Unterbrechungen erfordert.

Besonders beachtet zu werden verdient noch, daß die Anschlüsse der einzelnen Bahnen beim Aufbringen der Decke keinerlei besondere Be-

handlung erfordern, weil die Wärme der aufgetragenen neuen Bahn ausreicht, um eine etwa eingetretene Abkühlung und Erhärtung der benachbarten Bahn auszugleichen und den Rand so weit aufzuwärmen, daß eine voll ausreichende Verschmelzung beider Bahnen am Anschluß erzielt wird. Das gleiche gilt auch für die Beseitigung etwa noch vorhandener Fehlstellen, die durch nachträgliches Bügeln mit heißen Eisen, notfalls auch unter Zugabe von neuem Material, leicht und zuverlässig geschlossen werden können.

Ausblick auf Weiterentwicklung.

Die künftigen Erfahrungen mit der Versuchsstrecke werden zur Klärung der Frage beitragen, ob die Asphaltbauweise an geeigneten Stellen in zuverlässiger und wirtschaftlicher Weise die bisher allein übliche Lehm-bauweise ersetzen kann. Der Gesamteindruck bei der Versuchsstrecke geht dahin, daß wesentliche Vereinfachungen und Sicherungen in der Ausführung und damit eine weitere Verbilligung der Bauweise angestrebt werden müssen, um der Ausführungsweise eine Zukunft zu verschaffen. Das Augenmerk müßte bei späteren Ausführungen unter andernm darauf gerichtet werden, die Schutzschicht und die Dichtungsschicht weitgehend zu vereinfachen oder auf die Schutzschicht ganz zu verzichten, dadurch, daß in die fertige, in diesem Falle vielleicht etwas zu verstärkende Dichtungsschicht grobes Steinmaterial auf der Oberfläche aufgebracht wird, um eine voll ausreichende Unverletzlichkeit der Asphaltdecke zu erzielen. Es könnte auch versucht werden, auf die eigentliche Böschungsbefestigung ober- und unterhalb des Wasserspiegels ganz zu verzichten oder sie jedenfalls erheblich zu verbilligen, dadurch, daß als besondere Böschungsbefestigung lediglich grobes Steinmaterial, am besten Basalt, in eine über die Decke gezogene Klebeschicht eingefügt wird.

Eine Klärung bedarf noch die sehr wichtige Frage des Ankergrundes. Obwohl das Ankeren meist in den Kanälen durch schiffahrtspolizeiliche Anordnung verboten ist, kann doch, besonders bei Havariegefahr, die Notwendigkeit hierzu eintreten. Es werden künftig Erfahrungen darüber gesammelt werden müssen, ob mit Rücksicht auf derartige Fälle die Herstellung eines besonderen Ankergrundes erforderlich wird, der dann in einer Kies- oder Sandschüttung über der Decke geschaffen werden müßte, oder ob, insbesondere bei nicht zu langen Dichtungsstrecken, auf den Ankergrund überhaupt verzichtet werden kann. In diesem Falle dürfte es sich empfehlen, durch Anordnung von Pollern oder Haltepfählen dicht oberhalb der Decke der Schifffahrt die Möglichkeit zum schnellen Festmachen im Gefahrenfalle zu geben. Alle diese Dinge fallen für die wirtschaftliche Beurteilung ins Gewicht.

Ganz besondere Beachtung wird für die Zukunft der Entwicklung von Geräten geschenkt werden müssen, die einen maschinellen Einbau der Asphaltdecken ermöglichen, da nur bei maschinelltem Einbau die Herstellung größerer Dichtungsstrecken schon mit Rücksicht auf die Dauer der Arbeiten möglich ist. In Frage kämen für die Sohlen ein kombiniertes Ausbreit- oder Walzgerät, etwa nach Art der Einbaumaschinen für Beton- oder Asphaltdecken im Straßenbau, und für die Böschungen ein Gerät, das vom Leinpfad her gezogen wird und ebenfalls die Decke möglichst in einem Arbeitsgang ausbreitet und einwalzt. Um hinsichtlich dieses maschinellen Einbaues Erfahrungen zu sammeln und die Entwicklung von entsprechenden Geräten zu fördern, wird geplant, im Zuge der 2. Fahrt bei Olfen eine weitere Versuchsstrecke mit einer maschinell eingebauten Walzasphaltdecke herzustellen. Über das Ergebnis dieser neuen Versuchsstrecke wird berichtet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Theorie der Knickung gerader Stäbe und ihre Anwendung auf die Stabilität des lückenlosen Gleises.

Von Dr. Takashi Inada, Prof. an der Kaiserlichen Kyushu-Universität, Fukuoka, Japan.

A. Allgemeine Ableitung der Knickformeln.

Für den Fall, daß ein gerader Stab mit der Steifigkeit EJ unter Wirkung von einer Axialdruckkraft P zum Knicken geführt wird, ergibt sich die Differentialgleichung der elastischen Knicklinie

$$(1) \quad EJ \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + P \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = 0,$$

und zwar unter der Voraussetzung, daß die Knickausbiegungen y als so klein gegenüber der Stablänge l angesehen werden, daß die Axialkraft für alle Querschnitte gleich P gesetzt werden darf.

Die Lösung dieser Differentialgleichung lautet:

$$(2) \quad \begin{cases} y = A \cdot \cos mx + B \cdot \sin mx + Cx + D, \text{ worin} \\ m = \sqrt{\frac{P}{EJ}} \text{ ist.} \end{cases}$$

Die Randbedingungen liefern ein System von vier homogenen linearen Gleichungen, aus dem die vier Konstanten A , B , C und D mittels Determinantenverfahrens bestimmt werden. Damit der Stab ausknickt, muß sich notwendig die Ausbiegung y wirklich erkennen lassen, also müssen die vier darin auftretenden Konstanten nicht sämtlich verschwinden.

Dies ist theoretisch nur dann möglich, wenn die gemeinsame Nennerdeterminante aller Konstanten verschwindet. Bezeichnet man diese mit N , so ist

$$(3) \quad N = 0$$

die allgemeine Bedingung dafür, daß das Ausknicken des Stabes möglich ist.

Mit Hilfe dieser Bedingungsgleichung kann man nicht nur die Eulerschen Knickformeln ableiten, sondern auch die Theorie auf allgemeinere Fälle der elastischen Einspannung des Stabendes leicht erweitern. Es dürfte jedoch nicht nötig sein, die Rechnung für alle Eulerschen Knickfälle hier vorzuführen, weil sie als Grenzfälle der elastischen Einspannung von selbst hervorgehen. Wir wollen uns deshalb mit der Darstellung nur eines Eulerschen Knickfalles des beiderseits fest eingespannten Stabes begnügen und dann gleich auf den Fall der elastischen Einspannung eingehen.

Bemerkenswert ist, daß für den Fall des beiderseits eingespannten Stabes theoretisch zweierlei Knickfälle möglich sind, deren einer bisher noch nicht zu unserer Kenntnis gelangt ist, während der andere dem wohlbekannten Eulerschen Knickfall entspricht.

1. Fall. Beide Stabenden seien fest eingespannt.

Die Randbedingungen lauten dann:

$$\begin{aligned} y_{x=0} &= 0 = A + D, \\ y'_{x=0} &= 0 = Bm + C, \\ y_{x=l} &= 0 = A \cdot \cos ml + B \cdot \sin ml + Cl + D, \\ y'_{x=l} &= 0 = -Am \cdot \sin ml + Bm \cdot \cos ml + C. \end{aligned}$$

Die Knickbedingung hierfür berechnet sich zu

$$(4) \quad \sin \frac{ml}{2} \left(\sin \frac{ml}{2} - \frac{ml}{2} \cdot \cos \frac{ml}{2} \right) = 0,$$

wofür zwei Fälle unterschieden werden, nämlich:

$$(5) \quad \begin{cases} (i) \quad \sin \frac{ml}{2} = 0, \text{ woraus } \frac{ml}{2} = \pi, 2\pi \text{ usw.}, \\ (ii) \quad \operatorname{tg} \frac{ml}{2} = \frac{ml}{2}, \text{ woraus } \frac{ml}{2} = 4,4934, 7,7253 \text{ usw.} \end{cases}$$

Daraus geht hervor mit $m = \sqrt{P/EJ}$:

$$(6) \quad \begin{cases} (i) \quad P = \frac{4\pi^2 EJ}{l^2}, \quad \frac{16\pi^2 EJ}{l^2} \text{ usw.}, \\ (ii) \quad P = \frac{80,76 EJ}{l^2}, \quad \frac{238,72 EJ}{l^2} \text{ usw.} \end{cases}$$

Mit Rücksicht auf die Randbedingungen erhält man die Gleichung der Knicklinie zu

$$(7) \quad \begin{cases} (i) \quad y = -A(1 - \cos mx) \text{ (Abb. 1, a u. b)}, \\ (ii) \quad y = B \left\{ \frac{ml}{2} (1 - \cos mx) - \sin mx - mx \right\} \text{ (Abb. 1, c u. d)}. \end{cases}$$

Der Fall (i) entspricht ohne weiteres dem Eulerschen Knickfall; dagegen bei (ii) ist die Knickung so geprägt, daß die Drehmomente an beiden Enden immer in entgegengesetztem Sinne ausfallen, was bei der Differentialgleichung zweiter Ordnung

$$-EJ \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = Py - M_0,$$

aus der gewöhnlich die Eulerschen Formeln abgeleitet werden, von vornherein ausgeschlossen ist, indem sie dort, wo $y=0$ ist, also auch an eingespannten Enden, immer nur eindeutiges Moment $-M_0$ ergibt.

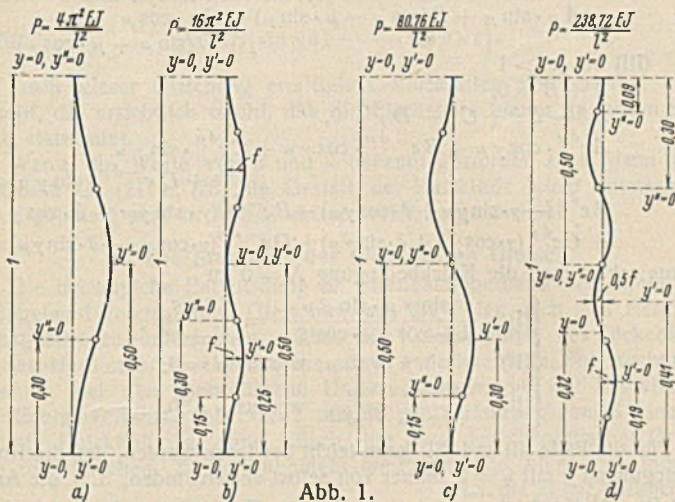


Abb. 1.

2. Fall. Beide Stabenden seien elastisch eingespannt.

Die Stabenden fest einzuspannen, ist nicht leicht zu verwirklichen. Es ist daher sowohl von Interesse als auch für die Praxis von großer Bedeutung, zu untersuchen, welchen Einfluß die elastische Einspannung auf die Knickstabilität ausübt.

Wir untersuchen zunächst die möglichst verallgemeinerten Fälle, bei denen die beiden Stabenden verschiedenartig elastisch eingespannt sind, d. h. der Stab erleidet infolge des Eintretens des Endmomentes $M_0 = l$ eine Neigung τ_1 an $x=0$, während τ an $x=l$. Die Randbedingungen lauten dann:

$$\begin{aligned} y_{x=0} &= 0 = A + D, \\ y'_{x=0} - a y''_{x=0} &= 0 = A a m^2 + B m + C, \\ y_{x=l} &= 0 = A \cdot \cos ml + B \cdot \sin ml + Cl + D, \\ y'_{x=l} + b y''_{x=l} &= 0 = -Am(bm \cdot \cos ml + \sin ml) \\ &\quad + Bm(\cos ml - bm \cdot \sin ml) + C, \end{aligned}$$

worin $a = \tau_1 EJ$ und $b = \tau EJ$ bezeichnet. Setzt man ferner als abkürzende Symbole

$$\begin{aligned} k &= a/b = \tau_1/\tau, \\ \xi &= m^3 l^3 \cdot \sin ml, \\ \eta &= ml(ml \cdot \cos ml - \sin ml), \\ \vartheta &= 2(1 - \cos ml) - ml \cdot \sin ml, \end{aligned}$$

so erhält man die Knickbedingung $N=0$ zu

$$(8) \quad \xi k \left(\frac{b}{l} \right)^2 - \eta(1+k) \left(\frac{b}{l} \right) + \vartheta = 0$$

und hieraus

$$(9) \quad \frac{b}{l} = \frac{\tau EJ}{l} = \frac{\eta(1+k) \mp \sqrt{\eta^2(1+k)^2 - 4\xi k \vartheta}}{2\xi k}$$

Für das Doppelvorzeichen werden zwei Knickfälle unterschieden, falls k von Null verschieden ist. Jedoch für den Fall $k=0$, worunter ein einerseits fest, andererseits elastisch eingespannter Stab zu verstehen ist, geht die quadratische Gleichung (8) in die lineare Form $\frac{b}{l} = \frac{\vartheta}{\eta}$ über, so daß ein Knickfall

$$(10) \quad \frac{\tau EJ}{l} = \frac{2(1 - \cos ml) - ml \cdot \sin ml}{ml(ml \cdot \cos ml - \sin ml)}$$

allein möglich ist.

Aus Gl. (9) u. (10) kann man die Beziehungen zwischen den Werten von $\tau EJ/l$ und ml , die der Knickbedingung $N=0$ genügen, bestimmen. Die Rechnungsergebnisse sind in Abb. 2 graphisch dargestellt. Findet man daraus den Wert ml , der dem gegebenen Werte $\tau EJ/l$ entspricht, so läßt sich die Knicklast durch

$$(11) \quad P = \frac{(ml)^2 EJ}{l^2}$$

bestimmen. Durch Vergleich des so errechneten Wertes mit der Eulerschen Knicklast kann man den gesuchten Einfluß der elastischen Einspannung auf die Knickstabilität des Stabes klar machen.

Es mögen nun die Grenzfälle $\tau=0$ und $\tau=\infty$ betrachtet werden. Ist $\tau=0$, so muß für endliches k auch $\tau_1=0$ sein. Dann liegt der Fall vor, bei dem der Stab an beiden Enden fest eingespannt ist. Aus Abb. 2 erhält man hierbei für (i) $ml=2\pi$, für (ii) $ml=8,9868$, woraus fließt

$$\begin{cases} (i) \quad P = \frac{4\pi^2 EJ}{l^2} \dots \text{Eulersche Formel}, \\ (ii) \quad P = \frac{80,76 EJ}{l^2}. \end{cases}$$

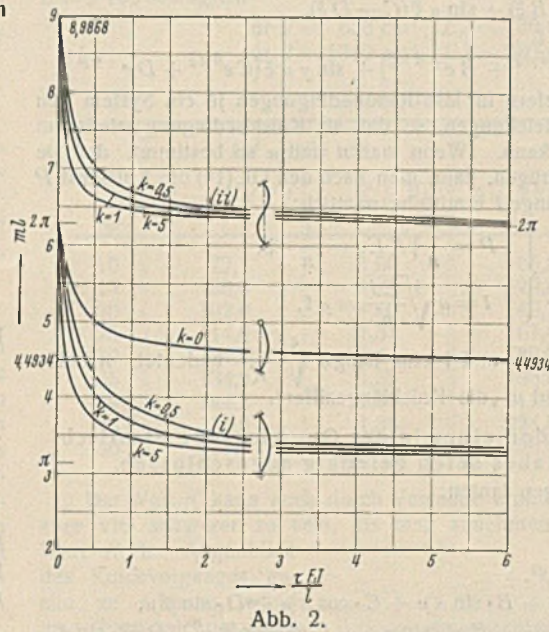


Abb. 2.

Im anderen Grenzfall $\tau=\infty$ muß bei endlichem k auch $\tau_1=\infty$ sein, womit der Fall des beiderseits gelenkig angeschlossenen Stabes entspricht. Aus Abb. 2 erhält man für (i) $ml=\pi$ und für (ii) $ml=2\pi$, also nach Gl. (11) die Eulerschen Formeln:

$$\begin{aligned} (i) \quad P &= \frac{\pi^2 EJ}{l^2}, \\ (ii) \quad P &= \frac{4\pi^2 EJ}{l^2}. \end{aligned}$$

Handelt es sich noch um den Eulerschen Knickfall, bei dem ein Stabende fest eingespannt ($\tau_1=0$, also $k=0$) und das andere gelenkig angeschlossen ($\tau=\infty$) ist, so wird es ge-

nügen, die Rechnung nach der Gl. (11) durchzuführen, indem man der Linie für $k=0$ in Abb. 2 bis auf $\tau=\infty$ folgt und dementsprechend den Wert $ml=4,4934$ bestimmt. Man erhält sodann die bekannte Eulersche Formel

$$P = \frac{20,19 EJ}{l^2}.$$

3. Fall. Ein Stabende bei $x=0$ sei frei beweglich, das andere bei $x=l$ elastisch eingespannt.

Die Randbedingungen liefern:

$$\begin{aligned} y_{x=0} &= 0 = A + D, \\ y''_{x=0} &= 0 = A, \\ y'_{x=l} + b y''_{x=l} &= 0 = Am(\sin ml + bm \cdot \cos ml) \\ &\quad + Bm(bm \cdot \sin ml - \cos ml) - C, \\ P y_{x=l} + E J y''_{x=l} &= 0 = Cl + D. \end{aligned}$$

Daraus berechnet sich die Knickbedingung $N=0$ zu

$$(12) \quad \frac{\tau EJ}{l} = \frac{1}{ml} \cdot \operatorname{ctg} ml,$$

wozu P. Boros¹⁾ auch gelangt ist. Er hat nach dieser Gleichung das Kurvenbild aufgezeichnet, das wir aber der Kürze halber hier nicht wiedergeben.

Für den Fall $\tau = 0$, also für die feste Einspannung, erhält man aus Gl. (12) $\text{ctg } ml = 0$, folglich $ml = \pi/2, 3\pi/2$ usw.,

woraus die Eulerschen Formeln fließen:

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{4l^2} \text{ usw.}$$

B. Die Knickstabilität des Stabes mit elastischer Querstützung.

Die Knicksicherheit des elastisch in der Querrichtung gestützten Stabes ist m. W. zuerst von Fr. Engeßer²⁾ und H. Zimmermann³⁾ mittels Differentialgleichung untersucht worden. Später wurde die Theorie auch durch die Energiemethode entwickelt⁴⁾.

Im folgenden geht man auch wie bei Zimmermann von der Differentialgleichung

$$(13) \quad \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{P}{EJ} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{K}{EJ} \cdot y = 0$$

aus. Diese Gleichung schließt die Annahme ein, daß an jeder betrachteten Stelle der dem Ausknicken widerstrebende Druck w verhältnismäßig sei der dort auftretenden Knickausbiegung y , also $w = Ky$.

Man setze als abkürzende Bezeichnungen:

$$(14) \quad \begin{cases} n^2 = \frac{4KEJ}{P^2}, & \mu = l \sqrt{\frac{4K}{EJ}}, & \xi = \frac{x}{l}, \\ \alpha = \sqrt{\frac{1 + \sqrt{1 - n^2}}{n}}, & \gamma = \sqrt{\frac{n + 1}{2n}}, \\ \beta = \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - n^2}}{n}}, & \delta = \sqrt{\frac{n - 1}{2n}}. \end{cases}$$

Die allgemeine Lösung der Gl. (13) lautet dann:

$$(15) \quad y = A \cdot \cos \alpha \mu \xi + B \cdot \sin \alpha \mu \xi + C \cdot \cos \beta \mu \xi + D \cdot \sin \beta \mu \xi,$$

$$(16) \quad y = \cos \mu \xi (A + B \xi) + \sin \mu \xi (C - D \xi),$$

$$(17) \quad y = \cos \gamma \mu \xi (A e^{\delta \mu \xi} + B e^{-\delta \mu \xi}) + \sin \gamma \mu \xi (C e^{\delta \mu \xi} + D e^{-\delta \mu \xi}).$$

Diese Lösungen liefern für die Randbedingungen je ein System von linearen homogenen Gleichungen, so daß als Knickbedingung wiederum $N = 0$ gesetzt werden kann. Wenn man n und μ so bestimmt, daß sie der Knickbedingung genügen, kann man nach den Gl. (14) die Knicklast P und zugehörige Knicklänge l ermitteln, nämlich:

$$(18) \quad \begin{cases} P = \frac{2}{n} \sqrt{KEJ} = \frac{1}{n} \cdot \mathfrak{P}, \\ l = \mu \sqrt{\frac{EJ}{K}} = \mu l, \end{cases}$$

worin \mathfrak{P} eine Kraft $2\sqrt{KEJ}$ und l eine Länge $\sqrt{\frac{EJ}{K}}$ bedeutet. n heiße „die Knicklastziffer“ und μ „die Knicklängeziffer“.

1. Fall. Beide Enden eines in der Querrichtung elastisch gestützten Stabes seien gelenkig angeschlossen.

Die Randbedingungen lauten:

$$(I) \text{ bei } n^2 < 1$$

$$y_{x=0} = 0 = A + C,$$

$$y'_{x=0} = 0 = A\alpha^2 + C\beta^2,$$

$$y_{x=l} = 0 = A \cdot \cos \alpha \mu + B \cdot \sin \alpha \mu + C \cdot \cos \beta \mu + D \cdot \sin \beta \mu,$$

$$y'_{x=l} = 0 = A\alpha^2 \cdot \cos \alpha \mu + B\alpha^2 \cdot \sin \alpha \mu + C\beta^2 \cdot \cos \beta \mu + D\beta^2 \cdot \sin \beta \mu,$$

$$(II) \text{ bei } n^2 = 1$$

$$y_{x=0} = 0 = A,$$

$$y'_{x=0} = 0 = -A\mu + 2D,$$

$$y_{x=l} = 0 = A \cdot \cos \mu + B \cdot \cos \mu + C \cdot \sin \mu + D \cdot \sin \mu,$$

$$y'_{x=l} = 0 = -A\mu \cdot \cos \mu - B(\mu \cdot \cos \mu + 2 \cdot \sin \mu) - C\mu \cdot \sin \mu + D(-\mu \cdot \cos \mu + 2 \cdot \cos \mu)$$

$$(III) \text{ bei } n^2 > 1$$

$$y_{x=0} = 0 = A + B,$$

$$y'_{x=0} = 0 = A(-\gamma^2 + \delta^2) + B(-\gamma^2 + \delta^2) + C2\gamma\delta - D2\gamma\delta,$$

$$y_{x=l} = 0 = A e^{\delta \mu} \cdot \cos \gamma \mu + B e^{-\delta \mu} \cdot \cos \gamma \mu + C e^{\delta \mu} \cdot \sin \gamma \mu + D e^{-\delta \mu} \cdot \sin \gamma \mu,$$

$$y'_{x=l} = 0 = A e^{\delta \mu} p + B e^{-\delta \mu} q + C e^{\delta \mu} r + D e^{-\delta \mu} s,$$

$$\text{worin } p = -\gamma^2 \mu^2 \cdot \cos \gamma \mu - 2\gamma \delta \mu^2 \cdot \sin \gamma \mu + \delta^2 \mu^2 \cdot \cos \gamma \mu,$$

$$q = -\gamma^2 \mu^2 \cdot \cos \gamma \mu + 2\gamma \delta \mu^2 \cdot \sin \gamma \mu + \delta^2 \mu^2 \cdot \cos \gamma \mu,$$

$$r = -\gamma^2 \mu^2 \cdot \sin \gamma \mu + 2\gamma \delta \mu^2 \cdot \cos \gamma \mu + \delta^2 \mu^2 \cdot \sin \gamma \mu,$$

$$s = -\gamma^2 \mu^2 \cdot \sin \gamma \mu - 2\gamma \delta \mu^2 \cdot \cos \gamma \mu + \delta^2 \mu^2 \cdot \sin \gamma \mu.$$

Daraus erhält man die Knickbedingung für jeden Fall

$$(19) \quad \begin{cases} (I) & \sin \alpha \mu \cdot \sin \beta \mu = 0, \\ (II) & \sin \mu = 0, \\ (III) & \text{Cof } 2\delta \mu = \cos 2\gamma \mu, \text{ woraus folgt } \mu = 0. \end{cases}$$

Für den Fall (III), in dem nach Gl. (14) $P < 2\sqrt{KEJ}$ ist, kann man sich leicht überzeugen, daß die Knickausbiegung y mit $\mu = 0$ von selbst verschwindet, d. h. die Axialkraft $P < 2\sqrt{KEJ}$ ist zu klein, das Ausknicken hervorzurufen. In (I) und (II) erkennt man hingegen die Ausbiegung, die nicht verschwindet, doch unbestimmt großen Pfeil hat, was andeutet, daß das Ausknicken erst möglich wird, wenn die Axialkraft das Maß $2\sqrt{KEJ}$ erreicht.

Die kleinste Knicklast tritt im Fall (II) auf und beträgt $2\sqrt{KEJ}$, wobei die Knicklänge aus $\sin \mu = 0$, also aus $\mu = \pi, 2\pi, \text{ usw.}$, ermittelt wird. Nimmt man $\mu = \pi$ an, so erhält man nach Gl. (14) die Knicklänge $l = \pi \sqrt{EJ/K}$. Da ferner aus den Randbedingungen $A = B = D = 0$ folgt, ergibt sich hiermit die Gleichung der elastischen Knicklinie in Sinusform $y = C \cdot \sin \pi \xi$. Diese Ergebnisse sind schon Fr. Engeßer gelungen, bei ihm aber ist von vornherein eine Sinuswelle als Knicklinie vorausgesetzt.

2. Fall. Beide Enden eines in der Querrichtung elastisch gestützten Stabes seien fest eingespannt.

Die Randbedingungen lauten:

$$(I) \text{ bei } n^2 < 1$$

$$y_{x=0} = 0 = A + C,$$

$$y'_{x=0} = 0 = B\alpha + D\beta,$$

$$y_{x=l} = 0 = A \cdot \cos \alpha \mu + B \cdot \sin \alpha \mu + C \cdot \cos \beta \mu + D \cdot \sin \beta \mu,$$

$$y'_{x=l} = 0 = -A\alpha \cdot \sin \alpha \mu + B\alpha \cdot \cos \alpha \mu - C\beta \cdot \sin \beta \mu + D\beta \cdot \cos \beta \mu.$$

$$(II) \text{ bei } n^2 = 1$$

$$A = 0,$$

$$B + C\mu = 0,$$

$$A \cdot \cos \mu + B \cdot \cos \mu + C \cdot \sin \mu + D \cdot \sin \mu = 0,$$

$$-A\mu \cdot \sin \mu + B(\cos \mu - \mu \cdot \sin \mu) + C\mu \cdot \cos \mu + D(\sin \mu + \mu \cdot \cos \mu) = 0.$$

$$(III) \text{ bei } n^2 > 1$$

$$A + B = 0,$$

$$A\delta - B\delta + C\gamma - D\gamma = 0,$$

$$A e^{\delta \mu} \cdot \cos \gamma \mu + B e^{-\delta \mu} \cdot \cos \gamma \mu + C e^{\delta \mu} \cdot \sin \gamma \mu + D e^{-\delta \mu} \cdot \sin \gamma \mu = 0,$$

$$A e^{\delta \mu} (-\gamma \cdot \sin \gamma \mu + \delta \cdot \cos \gamma \mu) - B e^{-\delta \mu} (\gamma \cdot \sin \gamma \mu + \delta \cdot \cos \gamma \mu) + C e^{\delta \mu} (\gamma \cdot \cos \gamma \mu + \delta \cdot \sin \gamma \mu) + D e^{-\delta \mu} (\gamma \cdot \cos \gamma \mu - \delta \cdot \sin \gamma \mu) = 0.$$

Daraus erhält man die Knickbedingung $N = 0$ zu

$$(20) \quad \begin{cases} (I) & \frac{\sin \alpha \mu \cdot \sin \beta \mu}{1 - \cos \alpha \mu \cdot \cos \beta \mu} = \frac{2\alpha\beta}{\alpha^2 + \beta^2}, \\ (II) & \sin \mu = \pm \mu, \text{ woraus } \mu = 0, \\ (III) & \frac{\sin \gamma \mu}{\text{Cof } \delta \mu} = \frac{\gamma}{\delta}, \text{ woraus } \mu = 0. \end{cases}$$

Für die Fälle (II) und (III) kann leicht bewiesen werden, daß die Knickausbiegungen y mit $\mu = 0$ immer von selbst verschwinden, d. h. die Axialkraft $P = 2\sqrt{KEJ}$ ist zu klein, als daß der Zustand des Ausknickens erreicht wird.

Abgesehen von diesen gewöhnlichen Fällen, zieht man den Fall (I) allein in Betracht, bei dem die Axialkraft schon ein genügend großes Maß erreicht, um ein Ausknicken hervorzurufen, d. h. $P > 2\sqrt{KEJ}$. In diesem Falle ergeben sich aus den Randbedingungen $A = -C$ und $D = -\frac{\alpha}{\beta} \cdot B$. Daher erhält man die Gleichung der elastischen Knicklinie zu

$$(21) \quad \begin{cases} y = B \left\{ \lambda (\cos \alpha \mu \xi - \cos \beta \mu \xi) + \sin \alpha \mu \xi - \frac{\alpha}{\beta} \cdot \sin \beta \mu \xi \right\}, \\ \text{worin } \lambda = \frac{A}{B} = \frac{\alpha \cdot \cos \beta \mu - \beta \cdot \sin \alpha \mu}{\beta (\cos \alpha \mu - \cos \beta \mu)} \text{ ist.} \end{cases}$$

Die Werte von n und μ stehen in etwas verwickelter Beziehung (20) (I) zueinander, die sich nach Gl. (14) folgendermaßen umformen läßt:

$$(22) \quad \frac{\sin \mu \sqrt{\frac{1 + \sqrt{1 - n^2}}{n}} \cdot \sin \mu \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - n^2}}{n}}}{1 - \cos \mu \sqrt{\frac{1 + \sqrt{1 - n^2}}{n}} \cdot \cos \mu \sqrt{\frac{1 - \sqrt{1 - n^2}}{n}}} = n.$$

Die Auflösung dieser Gleichung geschieht mittels eines zeichnerischen Verfahrens. Man nimmt zuerst einen bestimmten Wert von n , z. B. n_1 ($n_1 < 1$), an und führt für eine Reihe von μ -Werten die Ermittlung der

¹⁾ P. Boros, Verallgemeinerte Grundformeln der Eulerschen Knickfälle, Stahlbau 1934, Heft 2 v. 19. Jan., S. 10.

²⁾ Fr. Engeßer, Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen II, 1893, S. 150 ff.

³⁾ H. Zimmermann, Knickfestigkeit eines Stabes mit elastischer Querstützung, Ztrbl. d. Bauv. 1906, S. 255 ff.

⁴⁾ R. Mayer, Die Knickfestigkeit, 1921, § 43 und § 46.

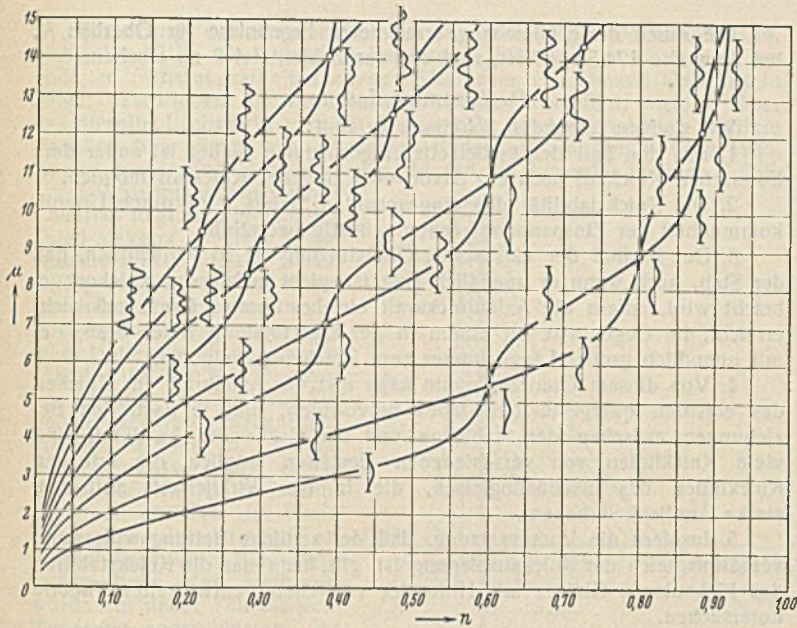


Abb. 3.

linken Seite aus. Durch Auftragen erhält man dann eine wellenförmige Kurve für die linke Seite, und für die rechte Seite eine diese Kurve in unendlich vielen Punkten schneidende, zur μ -Achse parallele Gerade von konstanter Höhe n_1 . Die Koordinaten von diesen Schnittpunkten befriedigen jedenfalls Gl. (22), liefern also die gesuchten zu n_1 gehörigen μ -Werte. Die auf diese Weise bestimmten Werte von n und μ sind in Abb. 3 dargestellt.

Wenn die wellenförmige Kurve und die Gerade sich berühren, so fallen zwei μ -Werte, entsprechend den Berührungspunkten, zusammen, so daß man in Abb. 3 die Knotenpunkte erhält, zu denen je ein Paar von besonderen n - und μ -Werten gehört. Bei diesen besonderen n und μ wird $\lambda = 0$ und mithin geht Gl. (21) über in die einfachere Form

$$(23) \quad y = B \left(\sin \alpha \mu \xi - \frac{\alpha}{\beta} \cdot \sin \beta \mu \xi \right).$$

Die nach dieser Gleichung ermittelten Knicklinien sind in Abb. 4 dargestellt, die ersichtlich macht, daß die Flachstelle immer an jedem Stabende stattfindet.

Wenn die Werte von n und μ bekannt geworden sind, dann kann man nach Gl. (21) u. (23) die Gestalt der Knicklinie leicht untersuchen. Die Ergebnisse sind in Abb. 3 skizzenweise aufgezeichnet.

C. Die Stabilität des lückenlosen Gleises.

Die neuzeitliche Entwicklung im Eisenbahnbauwesen strebt zum durchgehend geschweißten Gleis hin, was die Folge nach sich zieht, die Knickgefahr zu untersuchen. Über die Knickstabilität des lückenlosen Gleises sind mehrere theoretische sowie experimentelle Untersuchungen bekannt. Bei den theoretischen Untersuchungen, die fast ausnahmslos das Energieverfahren benutzen, nimmt man erfahrungsgemäß eine bestimmte Knicklinie an, ohne jedoch ihre Form auf theoretischer Grundlage zu erforschen. Es liegt nunmehr die Frage nahe, ob es nicht möglich ist, die in der Wirklichkeit auftretende Gleisknicklinie auf theoretischem Wege zu erreichen.

Ferner ist es bemerkenswert, daß die Erdbebenerstütterungen, da sie so plötzlich hervorkommen, daß sogar in dem mit Lücken verlegten Gleise eine große Druckkraft erzeugt wird, auch manchmal die Ursache für ein Ausknicken des Gleises bilden. Abb. 5 und 6 stellen die Knicklinien des Gleises dar, die bei dem am 21. April 1935 stattgefundenen Erdbeben auf Formosa zur Erscheinung kamen.

Die starke Ähnlichkeit dieser Knicklinien mit den vorstehend er-



Abb. 5.

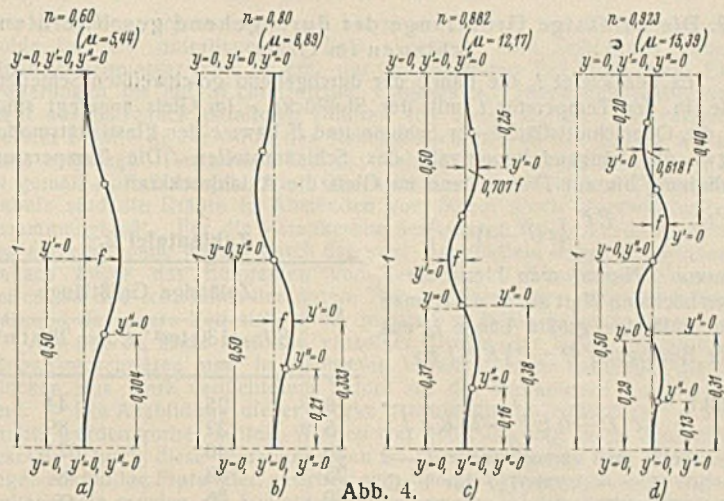


Abb. 4.

haltenen Formen treibt uns zu dem Versuch, mit Hilfe der vorstehend entwickelten Theorie die Stabilität des lückenlosen Gleises gegen waagrechtliches Ausknicken zu untersuchen. Für den im Anfang des Knickvorganges wirkenden seitlichen Bettungswiderstand, der für die Entscheidung der Knickgrenze maßgebend ist, gilt näherungsweise die Voraussetzung des linearen Verhältnisses des Widerstandes zu den Knickausbiegungen.

1. Die Bedingung dafür, daß das durchgehend geschweißte Gleis keinesfalls zum Knicken gebracht wird, kann man nach der vorstehenden Theorie folgendermaßen darstellen:

$$P < 2\sqrt{KEJ},$$

worin J je nach der Rahmensteifigkeit des Gleisrostes bestimmt werden soll.

Wenn man z. B. nach H. Meier⁵⁾ $J = 638 \text{ cm}^4$ und 1340 cm^4 für Oberbau K (der Deutschen Reichsbahn) annimmt, so erhält man mit $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{für } J = 638 \text{ cm}^4 \quad EJ &= 130 \text{ tm}^2, \\ \text{für } J = 1340 \text{ cm}^4 \quad EJ &= 280 \text{ tm}^2. \end{aligned}$$

Zahlentafel 1.

K	EJ = 130 tm ²		EJ = 280 tm ²	
	$\varphi = 2\sqrt{KEJ}$	$l = \sqrt{EJ/K}$	$\varphi = 2\sqrt{KEJ}$	$l = \sqrt{EJ/K}$
l/m ²	t	m	t	m
10	72,1	1,90	105,8	2,30
15	88,3	1,72	129,6	2,08
20	102,0	1,60	149,7	1,93
25	114,0	1,51	167,3	1,83
30	124,9	1,44	183,3	1,75
35	134,9	1,39	198,0	1,68
40	144,2	1,34	211,7	1,63
45	153,0	1,30	224,5	1,58
50	161,2	1,27	236,6	1,54

Der Wert K kann auch durch Versuche ermittelt werden. Es scheint aber viel schwerer zu sein, als man annehmen sollte, den wirklichen Wert K im Augenblick des Knickvorganges genau zu erfassen, wenn man berücksichtigt, daß das waagrechtliche Ausknicken, worauf O. Ammann und C. v. Gruenewaldt aufmerksam gemacht haben, dadurch hervorgerufen wird, daß der seitliche Widerstand infolge des hierbei eingetretenen Hochhebens des Gleises stark vermindert wird. In der Zahlentafel 1 sind vorläufig für K Werte von 10 bis 50 t/m² angenommen.

⁵⁾ H. Meier, Die Stabilität des lückenlosen Vollbahngleises, Z. d. VdI 1934, 6. Okt., S. 1153 ff.



Abb. 6.

2. Die zulässige Größtlänge der durchgehend geschweißten Schienen im Gleis.

Es bezeichnet l_0 die Länge der durchgehend geschweißten Schienen, die in der Temperatur t mit der Stoßlänge ε im Gleis angelegt sind, F die Querschnittsfläche der Schiene und E bzw. c den Elastizitätsmodul bzw. die Längendehnungszahl des Schienenstoffes. Die Temperaturerhöhung bis auf T° ruft dann im Gleis die Axialdruckkraft

$$P = \frac{EF}{l_0} \{c(T-t) - \varepsilon\}$$

hervor. Nimmt man hierin für T den höchsten Wert an, so erhält man die zulässige größte Länge l_0 aus der Bedingung $P \leq 2\sqrt{KEJ}$ zu

$$(24) l_0 = \frac{\varepsilon EF}{c(T-t)EF - 2\sqrt{KEJ}}$$

Setzt man versuchsweise $T-t = 50^\circ C$, $c = 0,000 0117$ für $1^\circ C$, $E = 21 000 000 t/m^2$ und $\varepsilon = 0,008 m$, so geht Gl. (24) über in

$$l_0 = \frac{168 000 F}{12 285 F - 2\sqrt{KEJ}}$$

Zahlentafel 2.

K	Zulässige Größtlänge	
	$EJ = 130 \text{ tm}^2$	$EJ = 280 \text{ tm}^2$
t/m^2	m	m
10	25	44
15	32	89
20	40	623
25	53	∞
30	86	∞
35	115	∞
40	237	∞
45	∞	∞
50	∞	∞

Vermischtes.

Hubbrücke über den Cape-Cod-Kanal, Mass. Unter den bautechnischen Neuanlagen an dem Cape-Cod-Kanal in Massachusetts ist die neue Hubbrücke über die Einfahrt besonders bemerkenswert, die zur Überführung der New York-, New Haven- und Hartford-Eisenbahn dient. Über die Bauausführung dieser Hubbrücke ist in Eng. News-Rec. 1936, Bd. 116, Nr. 5, S. 145, v. 30. Januar berichtet, während in einem vorangegangenen Aufsätze v. 3. Januar 1935 der gleichen Zeitschrift die Gründungen der Brückenpfeiler erläutert sind.

Die Cape-Cod-Kanal-Brücke hat eine Huböffnung von 165,5 m und ist somit die längste Hubbrücke. Die Längsträger liegen im Abstände von 8,2 m, die Trägerhöhe in Brückenmitte ist 21 m.

In geöffnetem Zustande liegt die Unterkante des Untergurtes 42,3 m über dem Meeresspiegel, die lichte Kanalbreite ist 51 m. Mit Rücksicht auf den schwachen Verkehr auf der eingleisigen Eisenbahnstrecke befindet sich die Brücke gewöhnlich in geöffnetem Zustande. Bemerkenswert ist der Antrieb durch synchron geschaltete elektrische Hubwinden auf beiden Türmen, wodurch das zu hebende Gewicht gering gehalten wurde (Abb. 1).

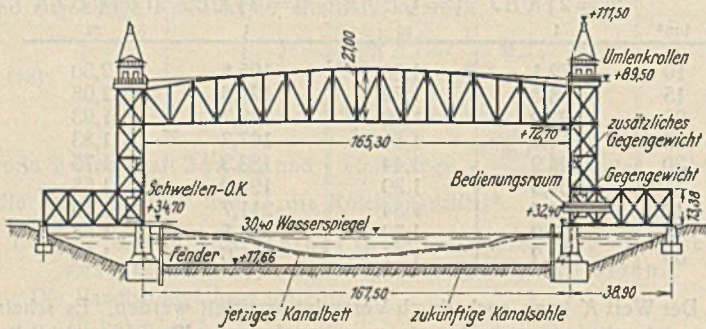


Abb. 1.

Die beiden Stahltürme stehen auf den an die Hubbrücke angrenzenden festen Fachwerkträgern, die etwa 39 m Stützweite haben. Die Trägerentfernung dieser seitlichen Tragwerke ist etwa 10 m. Die Turmhöhen über Pfeileroberkante sind 79 m.

Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion für das Tragwerk und die Maschinentelle ist rd. 5037 t. Hiervon entfallen 2620 t auf die Türme

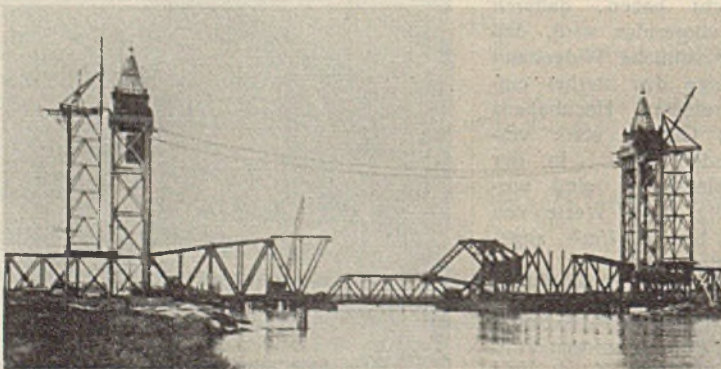


Abb. 2.

Die durch diese Gleichung errechneten Ergebnisse für Oberbau K , bei dem $F = 124,56 \text{ cm}^2$ ist, sind aus der Zahlentafel 2 zu ersehen.

D. Zusammenfassung.

Wir sind zu folgenden Schlüssen gelangt:

1. Für den Fall des beidseitig eingespannten Stabes ist außer dem Eulerschen Knickfall noch ein davon verschiedener Knickfall möglich.

2. Die Knickstabilität des eingespannten Stabes wird durch Unvollkommenheit der Einspannung recht ungünstig beeinflusst.

3. Der Einfluß der elastischen Querstützung ist so beträchtlich, daß der Stab, auch wenn er unendlich lang ist, nicht mehr zum Knicken gebracht wird, sofern die Axialdruckkraft ein bestimmtes Grenzmaß nicht erreicht, im Gegensatz zu einem in der Querrichtung freien Stab, der mit unendlich großer Länge immer zum Knicken geneigt ist.

4. Von diesem Grenzmaße hin kann erst die Axialkraft ein Knicken des elastisch quergestützten Stabes hervorrufen, und je nach den Beziehungen zwischen der Stablänge und der Größe der Axialkraft sind viele Knicklinien von verschiedenen Gestalten möglich, die mit den Knicklinien des Eisenbahngleises, die in der Wirklichkeit auftreten, starke Ähnlichkeit haben.

5. Insofern die Voraussetzung, daß der seitliche Bettungswiderstand verhältnismäßig der Knickausbiegung ist, gilt, kann man die Knickstabilität des lückenlosen Gleises mit Hilfe der vorstehend entwickelten Theorie untersuchen.

und die Seitenöffnungen und 1870 t auf die Hubbrücke, die aus Siliziumstahl bis auf die Endrahmen hergestellt ist. Der Antrieb einschließlich der Hubkabel hat ein Gewicht von 547 t. Die zu bewegende Last beläuft sich auf 4450 t.

Die Kraft der synchron geschalteten Motoren konnte durch die Verwendung von Rollenlagern für die Windentrommeln auf den Türmen niedrig gehalten werden. Auf jedem der Türme sind vier solcher Antriebstrommeln, über die insgesamt 80 Stück $2\frac{1}{4}$ " dicke Hubseile laufen. Jede

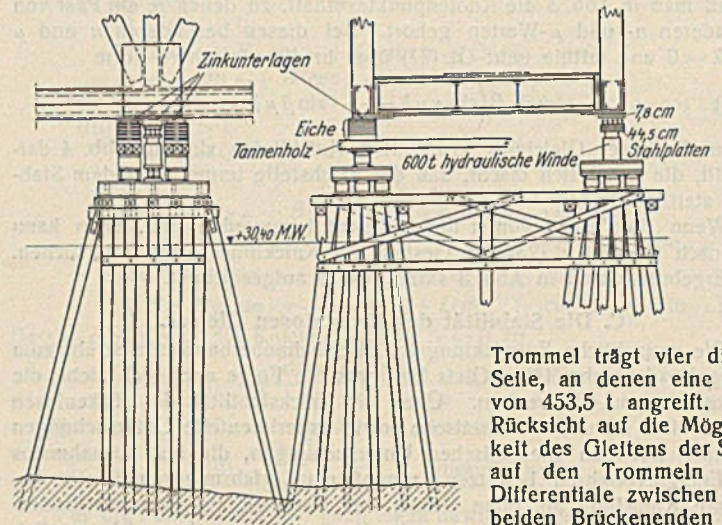


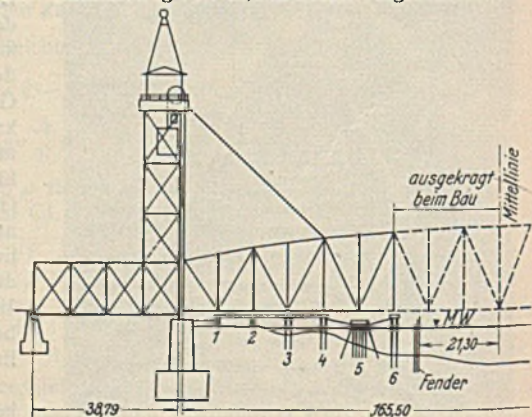
Abb. 3.

Trommel trägt vier dieser Seile, an denen eine Last von 453,5 t angreift. Mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Gleitens der Seile auf den Trommeln sind Differentiale zwischen den beiden Brückenenden eingeschaltet, um die Brücke in jedem Falle waagrecht zu halten.

Außerdem wird der gleichmäßige Lauf der Motoren noch durch Höhenanzeiger überwacht.

Bemerkenswert ist die Errichtung der Brücke, die mit der Aufstellung der seitlichen, die Türme tragenden Tragwerke begann. Für die Türme waren Krane auf den Obergurten der Seitenträger aufgesetzt (Abb. 2). Für die Huböffnung war ein Schifffahrtweg von 48,7 m Breite vorgeschrieben mit einer lichten Höhe von 41 m über dem mittleren Meeresspiegel.

Die letzten sechs Endöffnungen auf jeder Seite der Hubbrücke wurden auf einem Pfahlgerüst aufgestellt und danach der mittlere Brückenteil mit Hilfe eines Schwimmkranes durch Vorkragen von beiden Seiten aus geschlossen (Abb. 3), wobei eine Unterbrechung der Schifffahrt für einen Zeitraum von nur 120 Std. erforderlich war.



Zu Abb. 3.

Sicherung der Stauwand von Cheurfas (Algier). In Gén. Civ. 1936, Bd. CVIII, Nr. 6 vom 8. Februar, S. 138, sind die nunmehr bedeutenden Sicherungsarbeiten an der Stauwand von Grands Cheurfas in Algier beschrieben, die nach einem Verfahren ausgeführt wurden, über das dieselbe Fachschrift vom 23. August 1930 bereits berichtete. Weitere Angaben über dieses neue Verfahren finden sich in Ann. P. Chss. 1935, August, und in Eng. News-Rec. 1936, Bd. 116, Nr. 8 vom 20. Februar, S. 286.

Die Stauwand von Grands Cheurfas liegt im Flußtale des Oued Mekerra ungefähr 20 km stromaufwärts von Saint-Denis-du-Sig im Departement Oran. Es handelt sich um eine Schwergewichtmauer von etwa 30 m Höhe, die in den Jahren 1880 bis 1882 zur Bewässerung der fruchtbaren Ebene von Sig neben anderen Stauanlagen errichtet worden ist. Infolge des Hochwassers vom 8. Februar 1885 wurden das rechte Ufer und ein Teil der Wand fortgespült. Im Anschluß an das auf diese Weise freigelegte rechte Ende der Stauwand wurde ein neuer Teil als Verlängerung angeschlossen, der mit der alten Mauer einen Winkel von $128^{\circ} 25'$ bildet. Die erneuerte Anlage wurde 1892 wieder in den Dienst gestellt.

Die Flutwellen im Winter 1927/28, die den Bruch der Stauwand von Oued Fergoug verursachten, lenkten die Aufmerksamkeit auch auf die ebenfalls gefährdete Stauwand von Cheurfas, zumal deren Querschnitt schwach und die Verankerung unzureichend erschienen. Nach vorgenommenen Messungen und Ermittlungen über den Zustand der Wand wurde ein von dem Chefindingenieur M. Coyne ausgearbeitetes Verfahren zur Sicherung der Mauer in Angriff genommen. Dieses Verfahren beruht auf der Verankerung der Mauerkrone durch Kabel, die in lotrechter Richtung bis tief in den unter der Stauwand liegenden Felsen heruntergeführt sind (Abb. 1). Das gleiche Verfahren war bei der Stauwand von Fergoug angewendet worden, bei der der obere Teil der Krone bis zu etwa 6 m Tiefe abgebrochen und durch einen neuen, mit Verzahnung aufgesetzten Mauerteil ergänzt war. Zum Einbringen der Ankerkabel wurden lotrechte Bohrungen von der Krone aus bis hinab durch die Sohle in Abständen

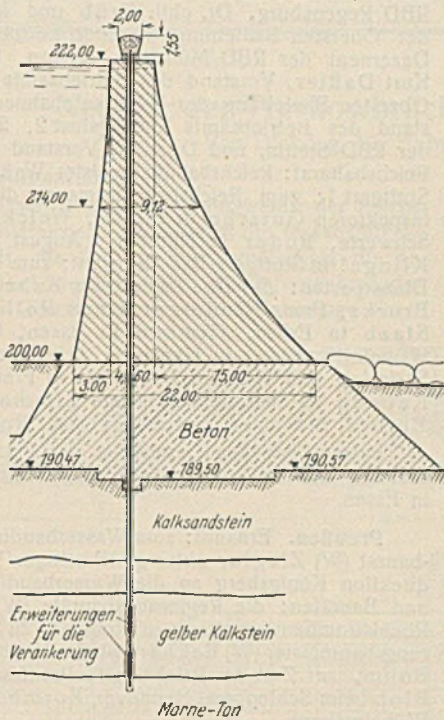


Abb. 1.

von etwa 4 m vorgenommen und bis zu einer Tiefe von 23 m unter der Sohle in dem unterliegenden Fels abgetäuft. Die Bohrlöcher haben einen Durchmesser von 25 cm, nur im untersten Teil sind zwei Erweiterungen bis auf 37 cm Durchm. vorgesehen. Jedes Ankerkabel besteht aus 630 Stück parallelen Drähten von 5 mm Durchm. aus galvanisiertem Stahl. In der Mitte des Kabelquerschnitts ist ein 25 mm weites Rohr eingelegt. Der untere Teil des Kabelendes bis zur Höhe von 7 m ist gemäß Abb. 2 ausgebildet. Oberhalb dieses verankerten Teiles des Kabels sind die Drähte in Abständen von 50 cm durch Querwicklungen zusammengefaßt. Für die Verankerung des unteren Teiles wurde zunächst das eingedrungene Wasser durch das axial eingebettete Rohr ausgetrieben. Danach folgte das Einpressen von Zement und Wasser zu gleichen Teilen, so daß schließlich der untere Teil des Kabels fest eingekittet war, während der obere Teil sich in der plastischen Hülle bewegen kann.

Am oberen Ende sind die einzelnen Drähte der Kabel auf gleiche Längen geschnitten und in stählernen Verankerungen befestigt, die in Blöcken aus stark verdichtetem Beton auf der Mauerkrone eingebettet sind. — Die Ausbildung dieser Blöcke ist aus Abb. 3 ersichtlich. — Die Drähte wurden vorher mittels Winden von 400 t Zugkraft unter Spannung gesetzt. Durch diese Verankerungen soll die Stauwand von Cheurfas gegen zukünftige Flutwellen gesichert sein. Durch die Vorspannungen in den Ankerkabeln werden die Sohlenpressungen an der Talseite herabgemindert und somit die Standsicherheit bei gefülltem Becken erhöht. — Zs —

Ein neuer Tunnel unter der Themse. Die letzte Brücke über die Themse in der Richtung auf die Mündung ist die bekannte Towerbrücke, in den Jahren 1885 bis 1894 erbaut. Ihre Fahrbahn liegt nur 9 m über Hochwasser; damit sie kein Hindernis für die Schifffahrt bildet, ist ihre 60 m weite Mittelöffnung von einer zweilärmigen Klappbrücke überspannt. Damit aber andererseits, wenn diese Klappen geöffnet sind, der Verkehr zwischen den beiden Themse-Ufern nicht ganz unterbunden ist, hat sie in 43,3 m über Hochwasser eine feste Gangbahn. Weiter unterhalb verbietet, abgesehen von der zunehmenden Breite des Flußbetts, die Rücksicht auf die Schifffahrt den Bau einer Brücke über die Themse, und der Verkehr zwischen den beiden Ufern wird nur durch Tunnel und Fähren vermittelt. Es bestehen vier solche Tunnel. Der 1908 eröffnete Rotherhithe-Tunnel, etwa 3,5 km unterhalb London-Bridge gelegen, verbindet den Stadtteil, nach dem er seinen Namen hat, auf dem Südufer der Themse mit dem gegenüberliegenden Wapping. Auf ihn folgt (1912) der Woolwich-Tunnel, der Woolwich mit der von einer Krümmung der Themse gebildeten Halbinsel, der Isle of Dogs, verbindet. Weiter verbindet der Blackwall-Tunnel, 10 km unterhalb London-Bridge gelegen, seit 1897 die Vororte Poplar und Greenwich, und nicht weit entfernt von ihm ist der Greenwich-Tunnel, 1902 fertiggestellt, der auf dem linken Ufer ebenfalls auf der Halbinsel Isle of Dogs ausmündet. Der Greenwich-Tunnel und der Woolwich-Tunnel dienen nur dem Fußgängerverkehr, durch die beiden anderen können auch Wagen fahren. Etwas oberhalb des Rotherhithe-Tunnels liegt übrigens der sog. Themse-Tunnel, der erheblich älter ist als die vorstehend genannten. Er ist schon von Brunel dem Älteren unter Mitwirkung seines Sohnes 1825 bis 1845 erbaut worden und sollte zunächst auch dem Straßenverkehr dienen. Er ist aber nie zu diesem Zweck benutzt worden, sondern mußte eine Eisenbahn aufnehmen. Vom Blackwall-Tunnel bis zur Themse-Mündung sind es immer noch 56 km, und hier ist die einzige Möglichkeit, von einem Themse-Ufer auf das andere zu gelangen, die Benutzung der Fähren von Woolwich und von Tilbury, und von ihnen ist auf 40 km Entfernung die Fähre von Woolwich die einzige, auf der schwere Fahrzeuge die Themse kreuzen können. Ihr Verkehr leidet häufig unter Nebel, und wenn er eingestellt wird, müssen die Fahrzeuge auf den Blackwall-Tunnel verwiesen werden, der auch ohne sie bereits überlastet ist. Die Fähre zwischen Gravesend und Tilbury, die von der London, Midland & Schottischen Eisenbahngesellschaft betrieben wird, nimmt nur Fußgänger und leichte Fahrzeuge auf, und schwere Fahrzeuge, die von Gravesend nach Tilbury und umgekehrt gelangen wollen, müssen den Umweg über die 34 km entfernte Fähre von Woolwich machen. Beiderseits der Themse haben sich in jener Gegend gewerbliche Betriebe angesiedelt, und die Bevölkerung hat sich von 1921 bis 1931 um 29% vermehrt. Die Herstellung einer Verbindung zwischen den beiden Ufern der Themse in dieser Gegend, die auch von schweren Fahrwerken benutzt werden kann, ist daher dringend notwendig. Abgesehen von der neuen Entwicklung in dieser Gegend stellte sich schon bald nach dem Kriege die Notwendigkeit heraus, zur Entlastung der vorhandenen Straßentunnel einen weiteren Tunnel unter der Themse zu bauen, und 1924 wurde für ihn als Bauplatz eine Stelle zwischen Tilbury und Gravesend ausgewählt. Sie fand aber nicht die Billigung der Hafenverwaltung, und bei Bearbeitung der Pläne zeigte sich, daß örtliche Schwierigkeiten dem Bau im Wege stehen würden. Die weiteren Vorarbeiten erstreckten sich daher auf den Plan, den Tunnel etwas weiter oberhalb dieser Stelle anzulegen, so daß der Tunnel nunmehr Dartford auf dem rechten mit Purfleet auf dem linken Themse-Ufer verbinden wird. Das Bedenken, das die Hafenverwaltung auch hier äußerte, der Tunnel könne eine zukünftige Vertiefung des Fahrwassers der Themse hindern, wurde dadurch beseitigt, daß man für ihn eine solche Lage wählte, daß sein Scheitel auf 24,4 m unter HW zu liegen kommt. An derselben Stelle ist schon einmal um 1800 ein Tunnel geplant gewesen, doch war die Zeit für einen solchen Bau damals noch nicht reif.

Der neue Tunnel soll, wie wir aus Berichten der Zeitschriften Modern Transport 1936 vom 18. 1. und 1. 2., Engineer 1936 vom 17. 1., Roads and Road Constr. 1936 vom 1. 2., Concrete and Constr. Engng. 1936, Febr., entnehmen, nur dem Kraftwagenverkehr, anscheinend sogar nur dem Verkehr von Lastkraftwagen und von Fahrzeugen für den öffentlichen

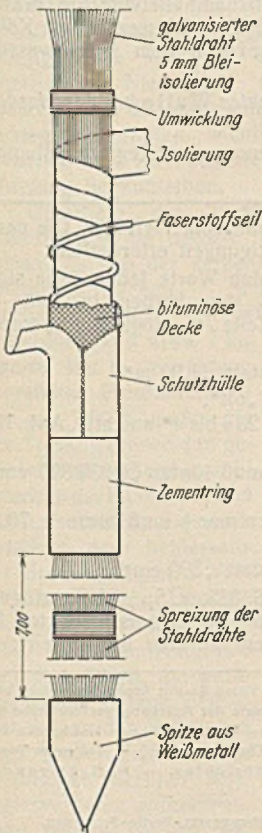


Abb. 2.

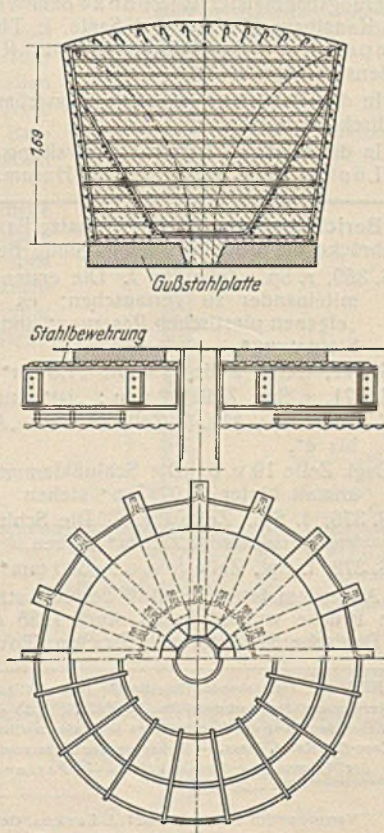


Abb. 3.

Verkehr, also Omnibussen, dienen, Fußgängerverkehr soll bei ihm ebenso wie bei zwei von den genannten älteren Tunneln unter der Themse ausgeschlossen sein, ebenso wie bei ähnlichen neueren Tunneln an anderer Stelle, z. B. dem Mersey-Tunnel zwischen Liverpool und Birkenhead und dem Holland-Tunnel unter dem Hudson-Fluß zwischen der Insel Manhattan (New York) und New Jersey. Da der Tunnel dem Kraftwagenverkehr dienen soll, muß der giftigen Abgase wegen auf seine Lüftung besonderer Wert gelegt werden. Als Muster für die Anlagen zu diesem Zweck werden die des genannten Mersey-Tunnels dienen. Der Tunnel wird durch neue Straßenzüge mit den Durchgangstraßen von Kent und Essex auf beiden Themse-Ufern in Verbindung gebracht werden und soll namentlich auch dazu dienen, Verkehr von den überlasteten Londoner Straßen abzulenken und ihn um die Hauptstadt herum zu führen.

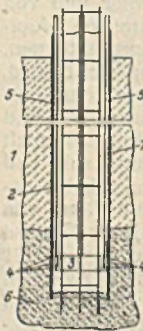
Die Pläne für den Tunnel waren schon im Jahre 1931 bis zur Ausführung gediehen, sie waren aber das erste Opfer der damals einsetzenden wirtschaftlichen Krise. Daß ihre Ausführung jetzt wieder aufgegriffen wird, wird einerseits als ein Zeichen begrüßt, daß die schlimmste Not nunmehr überwunden ist, und wird andererseits als die Beseitigung eines schweren Verkehrshindernisses willkommen geheißen. Der neue Tunnel wird bei der weiten Entfernung der Flußübergänge im Mündungsgebiet der Themse und ihrer Überlastung bitter empfundenen Mängeln im Verkehrswesen abhelfen. Seine Kosten sind auf 3 Mill. Pfd. geschätzt; die Regierung wird dazu 2,225 Mill. beitragen, der Rest muß von den Bezirken Kent und Essex aufgebracht werden.

Der neue Tunnel wird ohne die Zufahrtrampen, die in 1:28 Neigung angelegt werden, etwas über 1,5 km lang. Für den Bau ist Schildvortrieb von zwei Schächten aus, die in etwa 820 m Entfernung auf beiden Themse-Ufern, ungefähr 30 m tief, angelegt werden müssen, in Aussicht genommen. Im Querschnitt wird der Tunnel aus einem Scheitelgewölbe in Form eines Halbkreises von 9,15 m Halbmesser bestehen, an das sich unten ein flaches Sohlgewölbe anschließt. Er wird mit Gußeisenringen und Beton ausgekleidet werden. Die Fahrbahn erhält merkwürdigerweise nur eine Breite von 6 m, aber auch der alte Blackwall-Tunnel hat nur eine 5 m breite Fahrbahn. Neben der Fahrbahn kommen erhöhte Fußwege zu liegen, die aber nur dem Dienstverkehr zur Überwachung des Verkehrs im Tunnel u. dgl. dienen sollen. Öffentlicher Fußgängerverkehr ist, wie schon gesagt, ausgeschlossen.

Der Bau des Tunnels wird die Bauleitung vor manche nicht leicht zu lösende Aufgabe stellen. Sie hat dabei allerdings den Vorteil, daß in der letzten Zeit eine ganze Anzahl Unterwassertunnel gebaut worden sind, kann sich also die dort gesammelten Erfahrungen zunutze machen und findet an den dort angewendeten Bauverfahren Vorbilder für die von ihr auszuführenden Arbeiten. Wkk.

Patentschau.

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Gründungskörpern aus Beton, insbesondere Pfählen, in aggressiven Wässern. (Kl. 84c, Nr. 605 359 vom 19. 6. 1932 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Um einen sicheren Schutz des Pfahles gegen die Zerstörung durch die Bodenwässer zu erreichen und die Tragfähigkeit des Gründungskörpers zu erhöhen, wird der Schutzmantel nach dem Abteufen und Ausleeren des Bohrrohres von diesem aus durch chemische Versteinerung des das Bohrrohr umgebenden Erdreiches hergestellt. In den Boden 1 wird ein Bohrrohr 2 unter Herausnahme des Bohrgutes eingetrieben, das in seinem unteren Teile einen am Bohrrohr angeschweißten Hohlring 3 aufweist, der mit Öffnungen 4 versehen ist. Durch in den Ring eingeschraubte Rohre 5 können beim Einführen des Bohrrohres in den Boden Spülwasser und hierauf Verfestigungsmittel in den Boden eingepreßt werden. Nach Einführen des Bohrrohres in den Boden wird zunächst die Sohle 6 durch das Bohrrohr 2 hindurch mit Hilfe von oben eingeführter Spritzrohre versteinert. Während oder nach der Verfestigung des Teiles 6 werden durch die Spritzrohre 5 und den Hohlring 3 Verfestigungsmittel in den Boden eingeführt, und das Bohrrohr wird mit fortschreitender Versteinerung langsam nach oben gezogen. Es entsteht so ein den unteren Teil des Bohrrohres umschließender, sich nach oben hin mit fortschreitendem Ziehen des Bohrrohres verlängernder Hohlkörper. Nach dem Herausziehen des Bohrrohres kann der verbleibende Hohlraum entweder bestehen bleiben und der Hohlkörper selbst unmittelbar als Tragkörper verwendet werden, oder der Hohlraum wird, unter Einführung von Bewehrungsseilen 7 mit Beton ausgefüllt.



Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. a) Hauptverwaltung: Ernann: zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Hülsenkamp und Dr.-Ing. Hardt; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnoberinspektor Baumgarten und die technischen Reichsbahnoberinspektoren Walter Müller, August Schmidt und Harbeck.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Präsidenten des Reichsbahn-Zentralamts: Direktor des Reichsbahn-Zentralamts Emmelius in Berlin; zum Präsidenten einer Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Adolf Offenber in Breslau zum Präsidenten der RBD Erfurt; zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: Reichsbahnoberrat Frorath, Dezentent der RBD Berlin; zum Direktor bei der Reichsbahn: Reichsbahn-

oberrat Emil Beck, Dezentent der RBD Stettin; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Hensch, Vorstand des Betriebsamts Jülich, Hochheim, Vorstand des Betriebsamts Brandenburg, Plagge, Vorstand des Betriebsamts Minden (Westf.), Classens, Vorstand des Betriebsamts Saalfeld (Saale), Engelhard, Vorstand des Betriebsamts Cottbus 1, Werner Fischer, Vorstand des Betriebsamts Hirschberg (Riesengeb.), Walter Rohde, Dezentent der RBD Halle (Saale), Dilli, Dezentent der RBD Regensburg, Dr. phil. Grüb und Reinhold Burger, Dezententen der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München, Grüner, Dezentent der RBD München, Krapp, Dezentent der RBD Nürnberg, Kurt Daßler, Vorstand des Betriebsamts Grelz, Reger, Dezentent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Stuttgart, Bischoff, Vorstand des Betriebsamts Ludwigslust 2, Dr.-Ing. Nitschke, Dezentent der RBD Stettin, und Dorsch, Vorstand des Neubauamts Stuttgart; zum Reichsbahnrat: Reichsbahnbaumeister Walter Albrecht beim Betriebsamt Stuttgart 1; zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Gutsche in Breslau, Weicker in Mainz, Währendorf in Schwerte, Röder in Nürnberg, August Hofmann in Regensburg und Klingel in Stuttgart-Bad Cannstatt; zum Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten: die Oberlandmesser Buhr in Altona, Geithe, Strengre, Brocks, Franz Niederquell und Roll in Berlin, Stüwe in Breslau, Staab in Erfurt, Gimken in Essen, Güngerich in Halle (Saale), Wilhelm Schäfer in Hannover, Gielsdorf in Köln, Hahn in Oppeln, Störling und Wilhelm Schröder in Frankfurt (Oder), Sauerbrey und Kuhnen in Saarbrücken, Hugo Zimmermann in Stettin, Schwahn, Berner, Metzger, Lerch, Batzill, Rothfuß und Schloz in Stuttgart.

Betrant mit den Geschäften des Präsidenten der RBD Dresden der Direktor der Reichsbahn-Oberbetriebsleitung Dr. jur. Walter Schmidt in Essen.

Preußen. Ernann: zum Wasserbaudirektor: der Oberregierungs- und -baurat (W) Ziegler unter gleichzeitiger Versetzung von der Wasserbaudirektion Königsberg an die Wasserbaudirektion Stettin; zu Regierungs- und Bauräten: die Regierungsbauräte (W) Bode und P. Meyer bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz; zu Regierungsbauräten: die Regierungsbaumeister (W) Eckhardt beim Neubauamt Kanalabstieg Magdeburg, Böhm, zur Zeit im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium, von Bich beim Schleppamt Hannover, Bormann beim Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg.

Versetzt: die Regierungs- und Bauräte (W) Baumeister von der Wasserbaudirektion Münster an die Wasserbaudirektion Kurmark, Mösenthin von der Wasserbaudirektion Kurmark an das Polizeipräsidium Berlin; die Regierungsbauräte (W) Dr.-Ing. Arens vom Neubauamt I Münster an das Kanalbauamt Braunschweig, Röhrs von Marne in Holstein nach Westerland, Hirsch, bisher im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium, an das Wasserbauamt Emden, Hampe vom Kanalbauamt Braunschweig an das Neubauamt Staustufe Magdeburg als Vorstand, G. Müller vom Wasserbauamt Magdeburg an das Neubauamt Staustufe Magdeburg; der Regierungsbaumeister (W) Gähns vom Wasserbauamt Magdeburg an das Neubauamt Staustufe Magdeburg.

Unter Übernahme in den Staats- bzw. Reichsdienst überwiesen: die Regierungsbaumeister (W) Ruhke dem Wasserbauamt Gleiwitz, Oelmann dem Kanalbauamt Halle a. d. Saale, L. Thiele dem Wasserbauamt Köln, Kämpel dem Wasserbauamt Breslau, Rönnefarth dem Reichswasserstraßenamt Lübeck.

In den Ruhestand getreten: Wasserbaudirektor Wulle bei der Wasserbaudirektion Stettin.

In die landwirtschaftliche Verwaltung übernommen: Regierungsbaurat (W) Lüpkes beim Wasserbauamt Husum.

Berichtigungen. In dem Aufsatz Bautechn. 1936, Heft 26, „Die neue Elbebrücke bei Dömitz“ sind folgende Berichtigungen erforderlich:

S. 369, r. Sp., Zeile 6 u. 7. Die ersten beiden Worte jeder Zeile sind miteinander zu vertauschen; es muß also heißen in Zeile 6: „eigenen plastischen Reserven“ und in Zeile 7: „möglichen späteren Steigerung“.

S. 371, l. Sp., Zeile 11 v. o.: „1,30 m“ anstatt „1,90 m“.

S. 371, r. Sp., Zeile 12 v. u.: „ist“ anstatt „oft“.

S. 372, r. Sp., Abs. 3, Zeile 15 v. o.: „Abb. 23a bis e“ anstatt „Abb. 15a bis e“.

Dsgl. Zeile 19 v. o. Die Schlußklammer) muß hinter „1 039 820 cm⁴“ anstatt hinter „0,0287 m“ stehen.

S. 376, l. Sp., Zeile 1 v. o. Die Schlußklammer) muß hinter „70,8“ anstatt hinter „9,22 t/m“ stehen.

S. 378, l. Sp., Zeile 5 v. o.: „300 mm“ anstatt „300 cm“.

Außerdem ist am Schluß des Aufsatzes (S. 383, r. Sp.) hinzuzufügen: „Die Brücke wurde am 23. April 1936 durch den Generalinspektor für das Deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt dem Verkehr übergeben“.

INHALT: Freistehender Holzstiel für 1600 t Füllgut. — Versuche mit Asphaltbauweisen beim Erweiterungsbau des Dortmund-Ems-Kanals. (Schluß) — Theorie der Knickung gerader Stäbe und ihre Anwendung auf die Stabilität des lückenlosen Gießes. — Vermischtes: Hubbrücke über den Cape-Cod-Kanal, Mass. — Sicherung der Staumauer von Cheurlas (Algier). — Ein neuer Tunnel unter der Themse. — Patentschau. — Personalmeldungen. — Berichtigungen.