

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 19. Januar 1940

Heft 2/3

Alle Rechte vorbehalten.

Eine Flußkanalisierung. Bauten im und am Strom.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Ernst Witte, Hannover.

Im nachfolgenden sollen ausführlichere Angaben über die Bauten im und am Strom gemacht werden. Die Angaben werden unterteilt in:

1. Uferausbauten;
2. Bauliche Maßnahmen im Interesse der Schifffahrt;
3. Wehre.

1. Uferausbauten.

Bei niedrig gelegenen Ufern würden durch den Stau die Uferstreifen, die meistens als Wiese genutzt werden, auf lange Strecken überstaut und daher der landwirtschaftlichen Nutzung entzogen werden. Die

zeit in die richtige Höhenlage zum Grundwasserspiegel gebracht werden (Abb. 1). Die Oberfläche erhält ein schwaches Gefälle nach dem Stromlauf zu.

Meistens sind alte Bühnen vor dem aufzuhöhenen Uferstreifen vorhanden (s. Abb. 1). Um den nötigen Abflußquerschnitt zu schaffen und unzulässigen Aufstau zu vermeiden, kann es notwendig werden, die wasserseitige Böschungskante der Aufhöhung gegenüber der Streichlinie zurückzulegen und Uferauflandungen, aufgelandete oder zu hoch gelegene Bühnen abzutragen. Die abzutragenden Massen sind meistens sehr geeignet, um als Abdeckung und kulturfähige Schicht für die Aufhöhungsflächen zu dienen. Die Böschung der Aufhöhungsflächen wird in einer Neigung 1:3 mittels Steinschüttung auf Kiesunterlage abgedeckt (s. Abb. 1). Auf diese Weise werden in den obersten beiden Stauhaltungen oberhalb der Wehre Nr. 1 und 2 (s. Abschnitt 3) beide Ufer

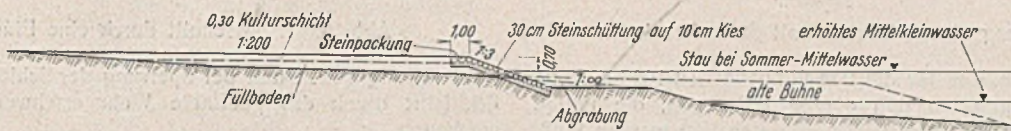


Abb. 1. Aufhöhung eines Ufergeländes.

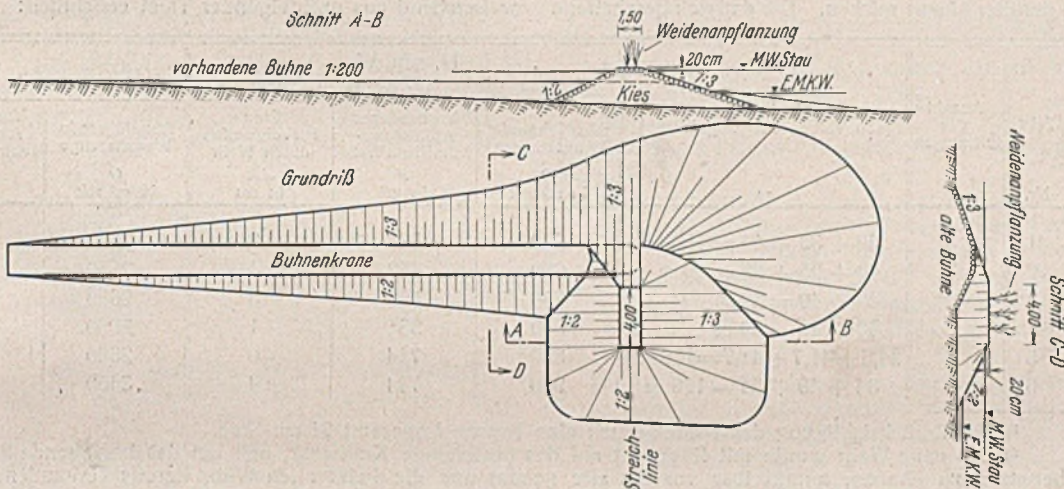


Abb. 2. Feste Bühnenmarke.

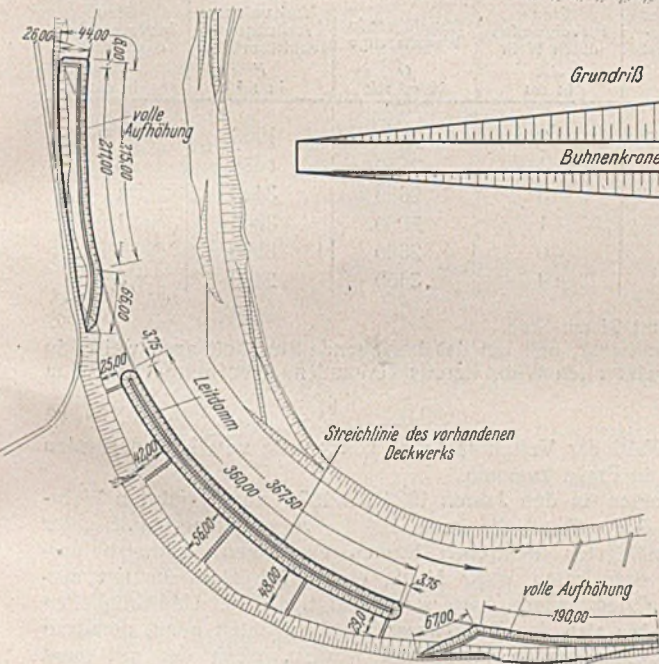


Abb. 3.

Leitwerk mit Öffnungen zum Durchströmen des Wassers.

Folge davon wäre ein Ausfall an Futter. Aus diesem Grunde müssen zu niedrig gelegene Uferstreifen aufgehöhrt werden. Zur Aufhöhung wird zweckmäßig Sand oder Kies verwendet, der nach Errichtung des Staues als Grundwasserträger, aus dem die Gräser die zu ihrem Aufbau erforderliche Feuchtigkeit entnehmen, dienen kann.

auf insgesamt 32,2 km Länge aufgehöhrt und nach dem Fluß zu mittels Steinschüttung befestigt. Die Uferanleger erhalten dadurch den großen Vorteil, daß ihre Uferländereien in die richtige Lage zum Grundwasserspiegel gebracht werden, was für den Pflanzenwuchs von großer Bedeutung ist, und daß ihre Ufer für alle Zeit gegen Abspülen gesichert sind.

2. Bauliche Maßnahmen im Interesse der Schifffahrt.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, werden vielfach die alten Bühnen überstaut. Die über den Bühnen vorhandene Wassertiefe reicht nicht aus, um 2 m tief abgeladenen Kähnen das Überfahren der Bühnen zu ermöglichen. Die Kähne würden auf die Bühnen auffahren und dadurch schwere Schäden erleiden können. Dasselbe gilt für zu tief gelegene alte Deckwerke. Aus diesem Grunde müssen die Bühnen und Deckwerke aufgehöhrt werden, und zwar mindestens auf 75 cm über Stau bei erhöhtem Mittelkleinwasser (erhöhtes Mittelkleinwasser = Mittelkleinwasser + Zuschußwasser aus den im oberen Quellgebiet des Flusses gelegenen Talsperren).

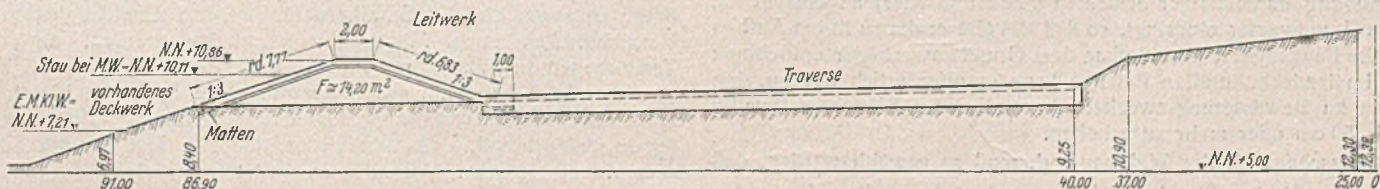


Abb. 4. Querschnitt durch das Leitwerk der Abb. 3.

Die Aufhöhungsfläche muß mit gutem Mutterboden von etwa 30 cm Dicke abgedeckt werden, der als kulturfähige Schicht dient. Die Oberkante der aufgehöhrt Fläche wird zweckmäßig auf 70 cm über Stau bei Sommermittelwasser gelegt, wodurch die Gräser während der Wachstums-

Falls das aus hochwasserpolizeilichen Gründen nicht zugänglich ist, müssen in den beiderseitigen Streichlinien Bober ausgelegt werden, die dem Schiffer die Begrenzung des Fahrwassers anzeigen. Da Bober bei Hochwasser und Eisgang leicht abgetrieben werden, ist beabsichtigt, die Bober

durch Obeliskten, deren Kern aus Kies besteht und deren Böschungen durch Steinschüttung gesichert sind, zu ersetzen. In die Oberfläche werden Weidenstecklinge gesetzt, die nach dem Anwachsen durch ihr Buschwerk dem Schiffer die Begrenzung des Fahrwassers anzeigen (Abb. 2).

Wo aus Gründen der Behinderung der Vorflut das Deckwerk nicht in ganzer Breite aufgehört werden kann, werden in der Streichlinie Leitdämme angeordnet, die dem Schiffer eine gute Führung geben und ihm die Begrenzung des Fahrwassers anzeigen. Das Gelände zwischen Ufer und Leitdamm wird überstaut und kann zur Wasserabführung mit herangezogen werden, wenn oben und unten Öffnungen in den Leitdämmen vorgesehen werden, die dem Wasser ein Durchströmen der Fläche zwischen Leitdämmen und Ufer gestatten (Abb. 3 u. 4).



Abb. 5. Anordnung einer Staustufe mit Seitenkanal.

Es ist selbstverständlich, daß für die 2 m tief gehenden 1000-t-Kähne durch Baggerungen, besonders in den oberen Haltungen, die nötige Fahrwassertiefe von 2,30 m für Stau bei NNW geschaffen werden muß. Diese Fahrwassertiefe muß bei Anlage von Seitenkanälen mindestens bis zur Ausmündung des Unterkanals der nächst oberhalb gelegenen Staustufe, besser etwa 100 m darüber hinaus reichen. Die dadurch geschaffene

Vertiefung der Flußsohle läuft nach stromoberhalb in einer Böschung aus, deren Neigung abhängig ist von der Beschaffenheit der Flußsohle und ihrer Widerstandskraft gegen Auskolkungen (etwa 1:2500 bei Kies und 1:1000 bei grobem Geröll) (Abb. 5 u. 6). Der Querschnitt im Flußlauf an der Ausmündung des Unterkanals muß so gewählt werden, daß die Räumungskraft des Stromes nicht zu groß wird, um Sohlenvertiefungen zu verhindern, anderseits groß genug, um Sandablagerungen in der ausgebagerten Flußstrecke möglichst zu vermeiden.

3. Wehre.

Die Wehre haben den Zweck, durch Anstauung des Wassers die nötige Fahrwassertiefe von mindestens 2,30 m bei Stau bei NNW für die 2 m tief gehenden 1000-t-Kähne am obersten Ende der einzelnen Haltungen zu schaffen (s. Abb. 6). Es ist erwünscht, den Stauspiegel so hoch wie möglich zu legen, um eine möglichst große Reichweite zu erzielen, soweit das mit Rücksicht auf die Landeskultur zulässig ist. Der Grundwasserspiegel an den Uferländereien, der durch den Stau im Strom mitgehoben wird, liegt zweckmäßig bei Wiesen und Weiden 0,50 bis 0,60 m unter Geländeoberfläche und bei Ackerländereien 1,0 m. Soweit dieses Maß unterschritten wird, kommt gegebenenfalls Aufhöhung der Uferländereien, und zwar zweckmäßig auf 0,70 m über Stau bei Sommermittelwasser in Frage, wobei die aufzubringende oberste Schicht von 20 bis 30 cm möglichst aus Mutterboden bestehen soll, während darunter die Aufbringung durchlässiger Schichten (Sand und Kies) angebracht ist, in die das Grundwasser eindringt, so daß die Gräser die zu ihrem Aufbau erforderliche Feuchtigkeit unmittelbar dem Grundwasserträger entnehmen können. Im landeskulturellen Belange kann es erforderlich werden, den Normalstau zu Bewässerungszwecken, besonders im Winter, zeitweilig um 30 bis 50 cm oder mehr zu erhöhen.

Der Querschnitt für das Wehrbauwerk muß so gewählt werden, daß

- kein unzulässiger Stau bei HHW erzeugt wird und die auftretenden Geschwindigkeiten sich innerhalb zulässiger Grenzen halten;
- keine vorzeitige Ausuferung bei bordvollem Querschnitt eintritt, da andernfalls gegenüber dem bisherigen Zustande Schäden durch Fortschwemmen von Heu u. dgl. entstehen können;
- das Eis bei gezogenem Wehr mit Sicherheit ohne Gefahr der Bildung einer Eisversetzung abgeführt werden kann (im Stromstrich

möglichst eine 40-m-Öffnung, die gleichzeitig als Schiffsöffnungsöffnung ausgebildet wird);

4. über die Flußsohle hinausragende, fest eingebaute Bauteile der Wehrsohle nach Möglichkeit vermieden werden, da sie zu Sandablagerungen

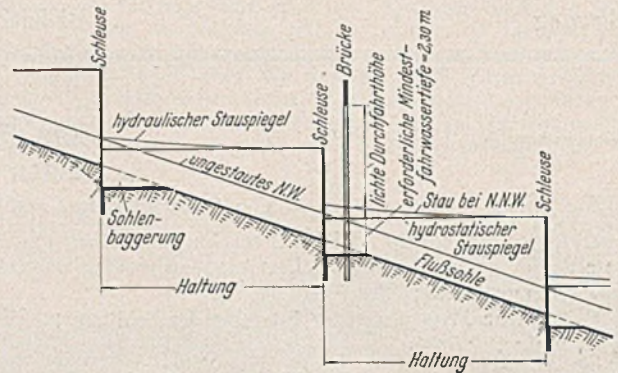


Abb. 6. Längsschnitt durch eine Flußkanalisierung.

Veranlassung geben und bei Sperrung der Schleuse die Durchleitung der Schiffsahrt durch das geöffnete Wehr erschweren oder gar unmöglich machen.

Nach diesen Gesichtspunkten wurden die Wehrquerschnitte für die fünf neuen Wehre der Flußkanalisierung festgelegt. Die gewählten Lichtweiten sind aus nachfolgender Tafel ersichtlich:

Wehr Nr.	Anzahl der Öffnungen	Lichtweiten (vom linken Ufer angefangen) m	H. sch. W. etwa gleich bordvollem Strom			HHW		
			Abzuführende Wassermenge Q in m^3/sec	Vorhandener Abflußquerschnitt am Wehr F in m^2	Stau hervorgerufen durch Wehr Jh in cm	Abzuführende Wassermenge Q in m^3/sec	Vorhandener Abflußquerschnitt am Wehr F in m^2	Stau hervorgerufen durch Wehr Jh in cm
1	3	30 + 30 + 40 = 100 m	600	530	2	2650	1263	11 ¹⁾
2	3	40 + 25 + 25 = 90 m	650	452	4	2650	1688	6
3	2	40 + 40 = 80 m	650	500	3	2650	3445	1
4	2	40 + 40 = 80 m	670	531	1	2650	3345	1
5	3	24,6 + 41,7 + 41,7 = 108 m ²⁾	800	754	0	2650	3580	1
6	3	34 + 40 + 34 = 108 m	950	734	4	3450	2489	3,7

1) Mit Berücksichtigung des Staues durch eine Brücke insgesamt 21 cm Stau.

2) Das neue Wehr wurde mit Rücksicht auf das bestehende Kraftwerk, und um das bestehende Sturzbett auch weiterhin benutzen zu können, unmittelbar vor das alte gebaut und die beim alten Wehr bereits vorhandene Lichtweite von 108 m dabei beibehalten.

Für die Wahl der Verschlusskörper können die verschiedenartigsten Wehrbauarten in Frage kommen.

Um für einen in den Jahren 1930 bis 1933 durchgeführten Wehrumbau (s. Nr. 5 der Tafel) die beste Lösung zu erhalten, wurde unter den leistungsfähigsten deutschen Firmen ein Ideenwettbewerb ausgeschrieben. Beim alten Wehr Nr. 5, einem Schützenwehr mit aus-schwenkbaren Griesständen, hatte sich gezeigt, daß bei Undichtigkeiten im Verschluss, wo also der Druckwasserstrahl austreten kann, geradezu unvorstellbare Zerstörungen angerichtet werden, wenn der mit Sand gemischte Wasserdruckstrahl, der ja wie ein Schmirgelstrahl wirken muß, Eisen- oder Betonteile trifft. Beim alten Wehr waren dicke Stahlgußplatten, Winkelseisen, Rundseisenanker u. dgl. vollständig weggeschliffen. Beim Beton der Pfeiler war die Verkleidung aus Oldenburger Klinkern völlig abgeschliffen, der Beton dahinter ausgehöhlt und die in ihn einbetonierten Bewehrungsseisen teilweise nahezu völlig abgeschliffen. Nach Ausbesserung des Pfeilers war im nächsten Jahr die aus härtesten Klinkern hergestellte Verkleidung wiederum auf halbe Klinkerstärke abgeschliffen. Nach diesen Erfahrungen konnte nur eine Bauweise in Frage kommen, die die Gewähr dafür bot, daß Undichtigkeiten in den Verschlussstellen nach Möglichkeit vermieden werden, um derartige Zerstörungen in Zukunft mit Sicherheit auszuschließen. Es ist klar, daß in dieser Beziehung die größte Gewähr eine Bauweise bietet, die die Hochwasser- und Eisabführung über das Wehr hinweg ermöglicht. Es ist ferner einleuchtend, daß Verschlüsse, die sich fest auf die Sohle aufsetzen, versenkbar verschlüssen vorzuziehen sind, da eine völlige Dichtung zwischen Wehrsohle und Sohlenbalken des Verschlusses besonders auch in abgesehenem Zustande, kaum herzustellen ist. Wenn außerdem ungünstige Sonnenbestrahlung ungleiche Ausdehnungen hervorruft, werden stets kleinere oder größere Undichtigkeiten vorhanden sein, die die oben beschriebenen Zerstörungen zur Folge haben können. Aus diesem Grunde wurde sowohl für das bereits ausgeführte Wehr Nr. 5 als auch für die neu zu erbauenden fünf Wehre eine Schutzkonstruktion

mit Stauklappe gewählt. Während in die 42-m-Öffnungen des bereits umgebauten Wehrs Nr. 5 noch sogenannte Kastenträger eingebaut wurden, werden jetzt überall sogenannte Dreigurtschütze vorgesehen, weil der Dreigurt einfacher und deshalb in der Werkstatt billiger herzustellen, die Steifigkeit in waagerechter und senkrechter Richtung günstiger, die Drehsteifigkeit größer und eine Ersparnis an Baustoff zu erzielen ist.

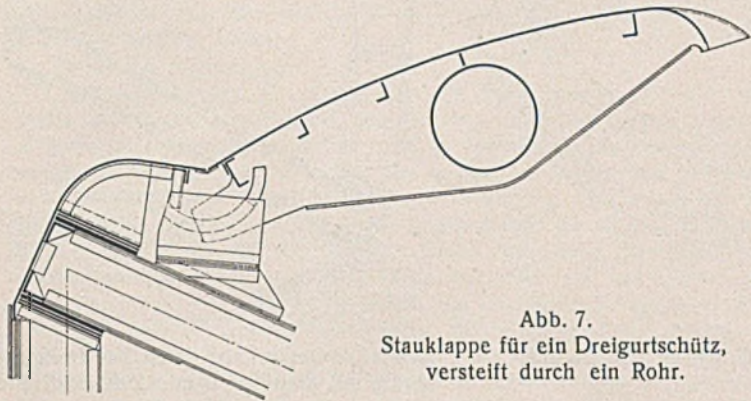


Abb. 7.
Stauklappe für ein Dreigurtschütz,
versteift durch ein Rohr.

Die Bauhöhe des Dreigurtschützes soll möglichst $\geq 1/10$ der Stützweite sein. Der Drehpunkt der Klappe liegt im allgemeinen 1 m unter Normalstau. Das genügt, um sowohl die Wassermengen etwa bis MW als auch um das Eis abführen zu können. Bei allen Wehren wird durch Aufrichten der Stauklappe die Möglichkeit geschaffen, den Stau im Landeskulturinteresse zur Speisung von Bewässerungsanlagen, besonders im Winter, erhöhen zu können. Die Klappe kann entweder durch ein unter ihr angebrachtes durchlaufendes Rohr (Abb. 7) oder durch einen fischbauchförmigen Träger (Abb. 8) versteift werden. Sie muß so lang sein, daß, um Schwingungen des Ganzen zu vermeiden, der Dreigurt auch bei stromaufwärts gerichteten Winden von dem überfallenden Strahl möglichst nicht getroffen wird. Die Stauwand ist auf Vorschlag der Verwaltung bei den neu zu erbauenden Wehren nicht, wie bisher vielfach üblich, senkrecht, sondern schräg nach vorn übergeneigt gestellt.



Abb. 8. Stauklappe für ein Dreigurtschütz,
versteift durch einen Fischbauch.

Die Gründe hierfür sind folgende:

1. Die Schrägstellung der Stauwand ist für den Abfluß des Wassers unter dem Wehr durch günstig.
2. Die Verteilung der Belastungen in den Hauptträgern des Dreigurts wird günstiger.
3. Das Loslösen des Schützes vom Eis beim Hochziehen wird günstiger.
4. Der unterwasserseitige Hauptträger wird steiler gestellt und dadurch etwa nach oben schließenden Wasserstrahlen sowie den Wasserwalzen des Unterwassers besser entzogen.
5. Die infolge Schrägstellung der Stauwand auftretende, senkrecht nach oben gerichtete Seitenkraft des Wasserdrucks wirkt entlastend sowohl auf das Triebwerk als auch auf den Sohlendruck. Dadurch, daß das Schütz auf einer 10:1 geneigten Ebene hochgezogen wird, wird das Triebwerk weiter entlastet. Die Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin, die die geplante Anordnung im Modell untersucht hat, äußerte sich über das Ergebnis im Vergleich mit der senkrechten Stauwand, die sie ebenfalls untersucht hat, wie folgt:

„Der Unterschied zwischen senkrechter und geneigter Wand trat hauptsächlich bei den Wägungen durch Vergrößerung der Aufzugskräfte bei der senkrechten Stauwand hervor.“

Bei Unterströmung mit den kleinen Wehrhüben von 0,1 bis 0,2 m ist der Druckabfall bei geneigter Wand gleichmäßiger als bei senkrechter. Mit Rücksicht auf die Schwingungsgefahr gerade bei den kleinen Hüben erscheint daher die bessere Stromführung durch die geneigte Wand vorteilhafter.“

Die Form des Sohlenbalkens ist von der Stauhöhe abhängig und wird zweckmäßig durch Modellversuche festgelegt. Für die Wehre einer Flußkanalisierung kommt unter gewöhnlichen Verhältnissen allgemein die elliptische Form in Frage.

Die Dichtung zwischen Schütz und Klappe wird nach Abb. 9 ausgebildet.

Die Klappe muß eine solche Form erhalten, daß bei allen möglichen Überströmungshöhen keine Unterdrücke entstehen, die Anlaß zu Schwin-

gungen und damit Zerstörungen der Klappe geben können. Die günstigste Form der Klappe wird zweckmäßig auf Grund von Modellversuchen ermittelt, bei denen gleichzeitig der Wasserdruck auf die Klappe, Drehmoment auf die Klappe, Wasserauflast auf die Klappe, die Überfallmengen bei Sommer- und Winterstau und die für die Klappe erforderlichen Antriebskräfte festgestellt werden.

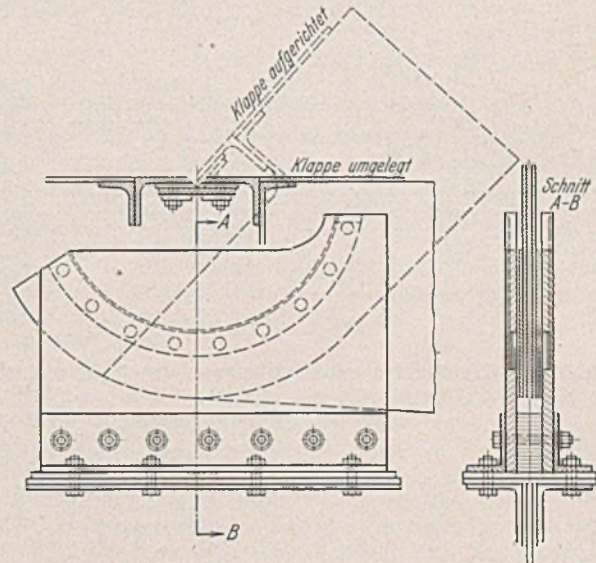


Abb. 9. Dichtung zwischen Schütz und Klappe.

Nachstehende Angaben beziehen sich auf das nahezu fertiggestellte Wehr Nr. 4 der vorstehenden Tafel.

Für das Dreigurtschütz und das Windwerk waren in den Ausschreibungsunterlagen im wesentlichen folgende Bedingungen gestellt worden:

A. Dreigurtschütz:

1. Der eigentliche Verschlusskörper ist aus Flußstahl St 37 herzustellen.
2. Die Wehrverschlüsse sind ausreichend stark gegen Eisstoß zu bemessen, und zwar ist zu dem im Normalzustande wirkenden Wasserdruck noch ein Zuschlag von 30% zu machen, d. h. bei der Berechnung ist der Wasserdruck mit der Stoßziffer $\varphi = 1,3$ einzuführen.
3. Als Grenze der Zug- und Biegungsspannungen wird 1400 kg/cm^2 zugelassen. Die rechnerische Durchbiegung soll höchstens $1/800$ der Stützweite betragen. Bei der Berechnung der Durchbiegung ist der Wasserdruck ohne Stoßzahl einzuführen.
4. Die beiden Hauptträger des Schützes sind als doppelwandige Fachwerkträger auszubilden. Das Stabnetz der Hauptträger soll als Strebenfachwerk angeordnet werden. Die Pfosten dieses Fachwerks sind mit dem Pfosten der Stauwand zu Querrahmen zu verbinden, um eine gute Versteifung des Verschlusskörpers zu erzielen.

B. Windwerk:

1. Statt einer starren Kupplung der von beiden Seiten angreifenden Windwerke ist elektrische Kupplung durch Anordnung von Gleichlauf- bzw. Ausgleichmotoren vorgesehen. Auf unbedingte Einhaltung des Gleichlaufs bei allen nur denkbaren Betriebsstörungen wird größter Wert gelegt. So muß insbesondere für den Fall, daß auf der einen Antriebsseite die Stromzufuhr aus irgendeinem Grunde ausbleibt, der Antriebsmotor der anderen Seite mit den Ausgleichmotoren die ausfallende Leistung mit übernehmen.
2. Neben elektrischem Antrieb ist Handantrieb vorzusehen.
3. Rutschkupplungen sind zu vermeiden. An deren Stelle sind selbsttätige Höchststromausschalter vorzusehen.
4. Für die Berechnung der Tragfähigkeit der Windwerke sind folgende Bewegungswiderstände zu berücksichtigen:
 - das Gewicht aller zu hebenden Teile,
 - die Eis- und Wasserauflast,
 - die Saugwirkung des unter dem Wehrverschluß durchschießenden Wassers,
 - Reibungswiderstände der Dichtungen,
 - Gleitkörper und Bewegungsvorrichtungen.

Ferner ist für zufällige Widerstände — Verwelsung der Laufrollen, Antriebsvorrichtung usw. — ein Zuschlag von 15% einzusetzen.

5. Die Hubgeschwindigkeit der Schütze bei motorischem Antrieb ist mit $v = 0,10 \text{ m/min}$ anzunehmen. Die Hubgeschwindigkeit des Klappenendes soll ebenfalls $v = 0,10 \text{ m/min}$ betragen, während das Senken mit der doppelten Geschwindigkeit, also mit $v = 0,20 \text{ m/min}$, vorgenommen werden soll.
6. Die jeweilige Stellung der Schütze soll an einem Teufenanzeiger — verkleinertes Modell von Schütz und Klappe — leicht erkennbar sein.

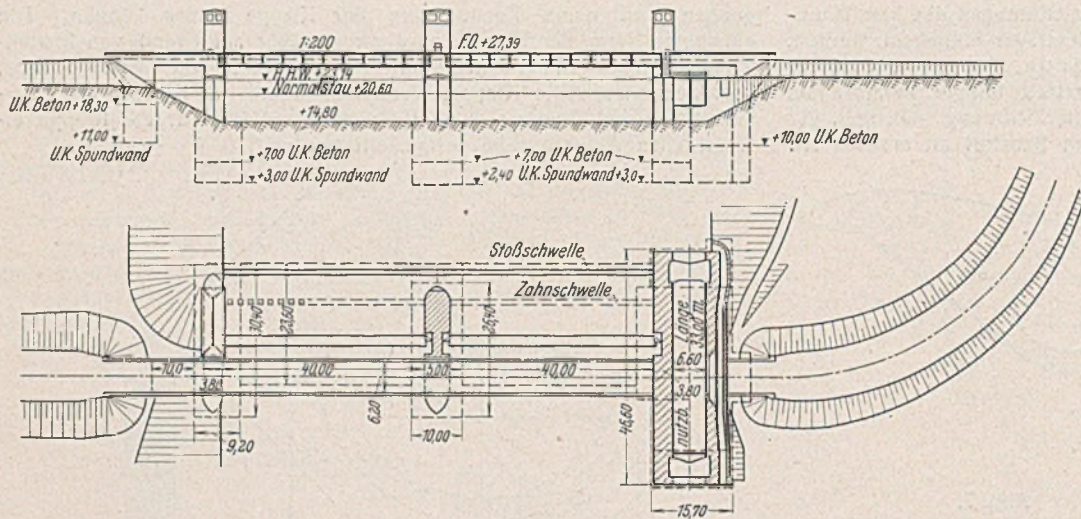


Abb. 10. Wehranlage mit 2 Öffnungen von je 40 m Lichtweite im Grundriß und Ansicht.

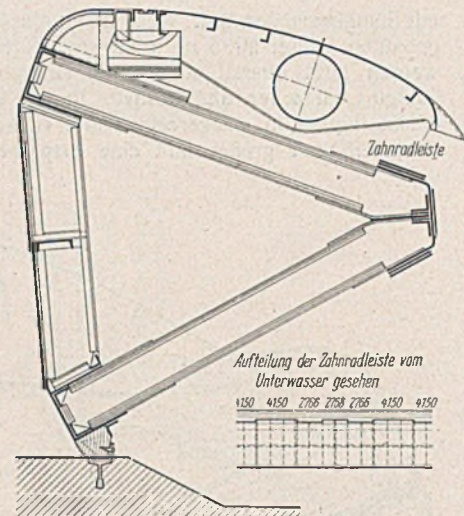


Abb. 12. Querschnitt durch das Dreigurtschütz mit Stauklappe und Zahnradleiste der Dortmunder Union.

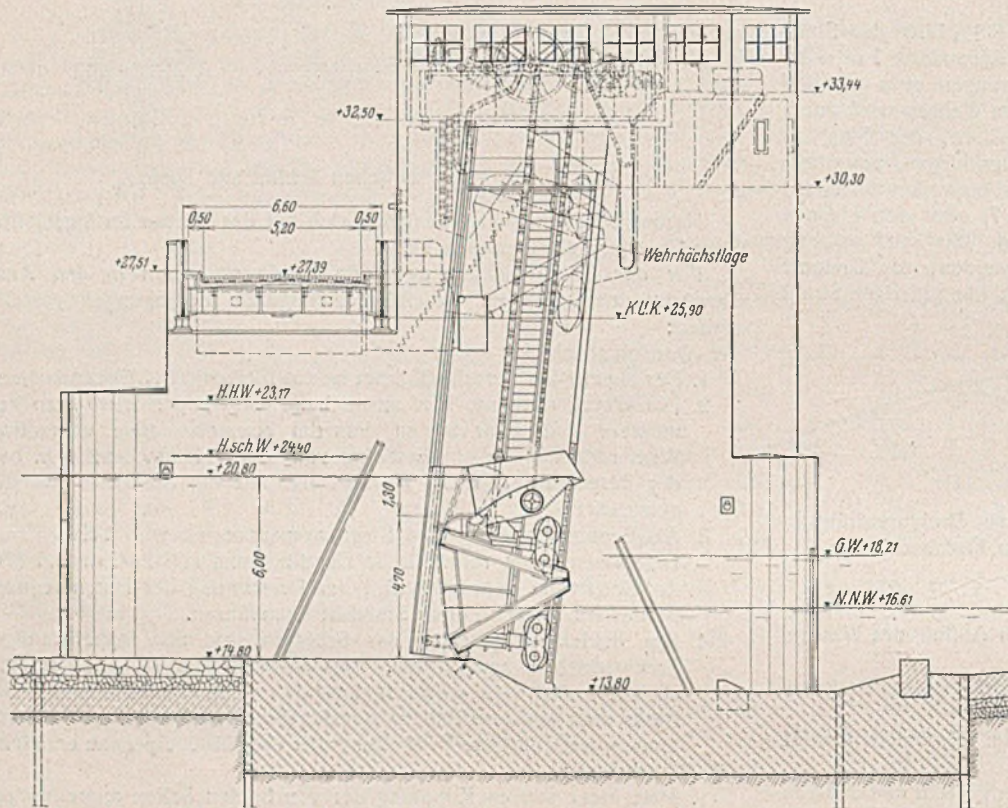


Abb. 11. Querschnitt durch das Wehr mit Dreigurtschütz.

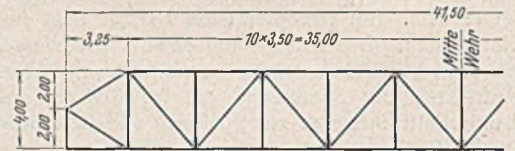


Abb. 13. Stabnetz der Hauptträger des Dreigurtschützes.

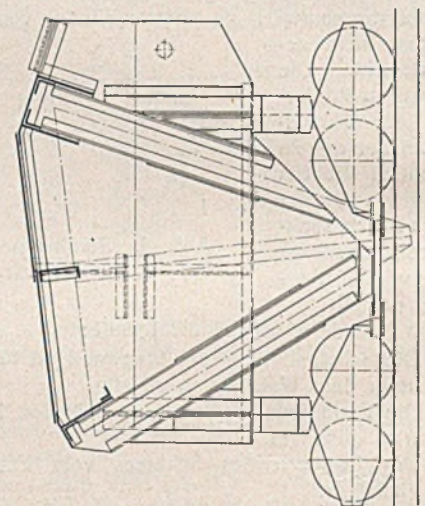


Abb. 14. Endschott des Dreigurtschützes mit Laufwagen und Pendelstützen.

Auf Grund einer engeren Ausschreibung unter den leistungsfähigsten Wehrbaufirmen Deutschlands wurde den Vereinigten Stahlwerken, Abteilung Dortmunder Union Brückenbau AG in Dortmund, als den Mindestfordernden der Zuschlag erteilt. Für den Verschlusskörper eines anderen, ebenfalls im Bau befindlichen Wehrs Nr. 1 ist der Zuschlag gleichfalls bereits erteilt, und zwar an die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, in Zusammenarbeit mit Fried. Krupp, Grusonwerk in Magdeburg (letztere für die maschinellen Teile).

Abb. 10 zeigt Grundriß und Ansicht des Wehrs; Abb. 11 einen Querschnitt mit Dreigurtschütz, Bedienungsbrücke, die hier als Straßenbrücke ausgebildet werden mußte, und oberem und unterem Notverschluß; Abb. 12 Querschnitt durch das Dreigurtschütz; Abb. 13 zeigt das Stabnetz der Hauptträger des Dreigurtschützes; Abb. 14 zeigt das Endschott des Dreigurtschützes mit Laufwagen und Pendelstützen; Abb. 15 die Seitendichtung der Klappe.

Die Ausbildung des Obergurts des oberen Hauptträgers ist aus Abb. 16 und die des Obergurts des unteren Hauptträgers aus Abb. 17 ersichtlich. Die Stauwand ist 10 mm stark. Die zu übertragenden Kräfte werden durch Vermittlung von Pendelstützen und zwei Rollenwagen mit je zwei Laufrädern auf Stahlgußschienen und von diesen weiter auf die Pfeiler übertragen (s. Abb. 14).

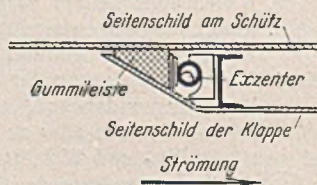


Abb. 15. Seitendichtung der Klappe.



Abb. 16. Querschnitt durch den Obergurt des oberen Hauptträgers des Dreigurtschützes.

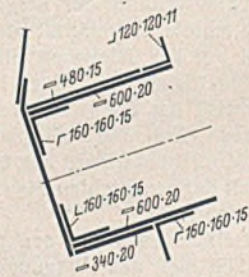


Abb. 17. Querschnitt durch den Obergurt des unteren Hauptträgers des Dreigurtschützes.

Die vorderen und seitlichen Laufrollen sollen bei Verwindungen ein glattes Hochziehen des Schützes gewährleisten. Das Gewicht des Dreigurtschützes mit Klappe, Laufwagen und Führungsrollen beträgt 233 t je 40-m-Öffnung.

Maßnahmen zur Beseitigung von Schwingungen.

a) am Wehrkörper selbst:
Daß das untere Ende der Stauwand zweckmäßig abgerundet und nicht eckig ausgebildet wird, sowie das Nötige über die Ausbildung des Sohlenbalkens ist bereits oben gesagt. Wichtig ist ferner die Ausbildung des Tosbeckens. Sie ist auf Grund von Versuchen in der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin sorgfältig ermittelt (s. Abb. 11), so daß die bei Heben des Schützes freier werdende Energie innerhalb des Tosbeckens so weit vernichtet wird, daß ein ruhiges, zur

Bildung von Kolken nicht mehr fähiges Abströmen des Wassers gewährleistet ist. Wichtig ist dabei, daß das Tosbecken so kurz wie möglich hinter der Sohlschwelle beginnt, weil sonst, wie sich im Modellversuch ergab, der unter dem Sohlenbalken durchschießende Wasserstrahl, statt nach unten in das Tosbecken zu strömen, nach oben gegen den Verschlusskörper schlagen und dadurch Schwingungen des Dreigurts anfachen kann. Es ist klar, daß diese Gefahr um so geringer ist, je höher der Untergurt des Dreigurts über der Wehrsohle liegt, was durch Schrägstellen der Stauwand erreicht wird.

b) an der Stauklappe:

Daß die Klappe so geformt werden muß, daß Unterdrücke und damit der Anlaß zur Anfachung von Schwingungen vermieden werden, ist oben bereits erwähnt. Trotzdem wird es wahrscheinlich für jede noch so gut geformte Klappe Schwinglagen geben, die wegen der Sicherheit des Betriebes unbedingt beseitigt werden müssen. Es findet ein Zusammenwirken des überschießenden Wasserstrahls, der unter der Klappe befindlichen Luft und der Klappe statt. Der über die Stauklappe abfließende Wasserstrahl pendelt beim Auftreffen auf das Unterwasser hin und her, teils nach stromunterhalb und im nächsten Augenblick nach stromoberhalb in stetem Wechselspiel. Im letzteren Falle erzeugt er eine Verdichtung der unter der Klappe befindlichen Luft, die genügt, um die Klappe bei gewissen Stellungen in Schwingungen zu versetzen. Diese sind beim Wehr Nr. 5 durch die sogenannte Zahnrandleiste der Dortmunder Union vollständig beseitigt worden. Die Dortmunder Union beabsichtigt, ihre Zahnrandleiste ebenfalls bei dem ihr in Auftrag gegebenen neuen Verschlusskörper für Wehr Nr. 4 zu verwenden, und zwar in der in Abb. 12 dargestellten Form, die auf Grund von Versuchen in der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau in Berlin als die beste unter den vorliegenden Verhältnissen ermittelt wurde.

Die Heizung.

Selbst in strengsten Wintern muß es möglich sein, die gesamten von oben zufließenden Wassermengen restlos und, soweit ein Kraftwerk neben dem Wehr vorhanden ist, nach Abzug der durch die Turbinen fließenden Wassermengen sicher abzuführen.

Dazu ist es notwendig, daß die Stauklappe selbst bei stärkstem Frost sicher bedient werden kann. Sobald offenes Wetter, im Quellgebiet vielleicht bereits Tauwetter eingetreten ist, das große Schneemassen zum Abschmelzen bringt,

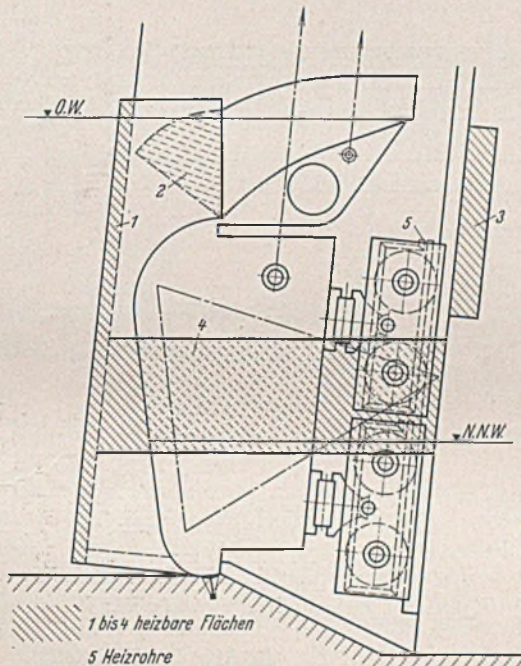


Abb. 18. Elektrische Heizung des Dreigurtschützes.

während im Bereich der Wehre der Frost etwa noch anhält, kann der Fall eintreten, daß das Abführungsvermögen der niedergelegten Stauklappen nicht mehr ausreicht, so daß die Verschlüsse gezogen werden müssen. Zu einer neuzeitlichen Wehranlage gehört daher, daß sie bei Frost und schwerer Vereisung mit Sicherheit bedient werden kann. Bei Erfüllung dieser Forderung wird man ohne elektrische Heizung nicht auskommen. Alle anderen Hilfsmittel — Äxte, Stangen, Flammenwerfer, Kokskörbe u. dgl. — mögen zusätzliche Hilfsmittel sein, genügen aber, bei Schützwehren wenigstens, allein nicht. Ihre Handhabung ist bei einem völlig vereisten, von oben schwer zugänglichen Wehr sehr schwierig. Auch die Anwendung von Dampf hat sich nicht bewährt, da der Feuchtigkeitsniederschlag bei großer Kälte sofort wieder zu Eis erstarrt. Aus allen diesen Gründen wird für die Wehre elektrische Heizung vorgesehen, und zwar werden beheizt (Abb. 18):

1. die Dichtungslaste des vorderen Seitenschildes;
2. die Schurre der Stauklappe;
3. die hintere Nischenkante in der Pfeilerfront, damit nicht durch hier gebildetes Eis das Niederlegen der Klappe unmöglich gemacht wird;
4. die Nische auf etwa 1,5 m Höhe;
5. die Rollenwagen.

Die Heizungen sind teils unmittelbare, d. h. durch das zu erwärmende Eisen wird unmittelbar ein schwach gespannter Strom geschickt (bei 1 und 3), oder mittelbare, d. h. eiserne Rohre werden auf elektrischem Wege geheizt und geben ihre Wärme durch die sie umgebende Luft an den zu erwärmenden Teil der Anlage ab. Die Heiztransformatoren (Öltransformatoren) sind in Räumen untergebracht, die unter der Brücke im Pfeiler ausgespart sind, so daß die Leitungen so kurz wie möglich werden. Für die Schurrenheizung befindet sich der Transformator auf dem Schütz selbst.

Nach den Erfahrungen beim Wehr Nr. 5, das ebenfalls elektrische Heizung, wenn auch in etwas anderer Ausführung, erhalten hat, kann geschlossen werden, daß es gelingen wird, sowohl hier als auch bei den neuen Wehren mit Hilfe der elektrischen Heizanlagen die Wehre jederzeit betriebsfähig zu halten.

Tiefbautechnischer Teil.

Das Wehr Nr. 4 wird im Schutze von Kastenfangedämmen unter Grundwasserabsenkung gebaut. Der Baugrund besteht aus feinem und grobem Sand, Kies, Schluffsand, Tonschichten usw., die sehr ungleichmäßig gelagert und bei ihrer Entstehung durch Gletschereinfluß stark durcheinander gemengt sind.

Neben dem Wehr auf dem rechten Ufer wird eine Prahmschleuse von 33,0 m nutzbarer Länge und 6,6 m nutzbarer Breite errichtet. Die Schleuse soll in erster Linie für das Durchschleusen von Fahrzeugen der Verwaltung dienen, um zwecks Vornahme von Ausbesserungsarbeiten den durch das Wehr abgeschnittenen Flußarm auf kürzestem Wege erreichen zu können, ferner für Floßholz und Sportboote. Letztere haben außerdem die Möglichkeit, mittels einer Schienenbahn, die auf dem rechten Ufer angelegt wird, die Wehranlage zu überqueren.

- Die fischereilichen Belange werden durch folgende Anlagen gewahrt:
1. eine Fischtreppe auf dem rechten Ufer neben der Prahmschleuse;
 2. Aalleitern in den Pfeilern, d. s. vom Unter- zum Oberwasser führende, mit Faschinen gefüllte und vom Wasser durchströmte Rohre;
 3. die Prahmschleuse. Bei geöffnetem Untertor wird durch Öffnen der Füllrichtungen am Oberhaupt ein Lockstrahl erzeugt, der die Fische die Schleusenkammer aufsuchen läßt, so daß sie durchgeschleust werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubauten von Straßenbrücken.

Von Regierungsbaurath Arthur Lämmlein.

Im Jahre 1938 wurde eine größere Anzahl von Brücken im Zuge von Reichsstraßen sowie von Landstraßen I. und II. Ordnung, die für den heutigen Straßenverkehr zu schwach oder sonst nicht leistungsfähig genug waren, durch Neubauten ersetzt und dem Verkehr übergeben. Im nachstehenden sollen Entwurf und Ausführung von einigen dieser Brücken beschrieben werden.

Bauwerk 1.

a) Alte Brücke (Abb. 1).

Die alte Brücke wurde in den Jahren 1878/79 für den Eisenbahn- und Straßenverkehr erstellt. Die Fachwerkbrücke, die mit drei Öffnungen den Fluß überspannt, trägt auf dem Obergurt die zweigleisige Bahnlinie, während die Straße in Höhe des Untergurtes zwischen den Hauptträgern verläuft. Mit Rücksicht auf den an die Widerlager anschließenden Bahndamm mußte die Straße an beiden Enden der Brücke scharf abgelenkt werden, so daß infolge dieser ungünstigen Lage die Brücke mit ihrer ungenügenden Fahrbahnbreite von 4,25 m eine große Gefahr für den Straßenverkehr bildet. Hierzu kommt noch, daß die Brücke an sich nicht mehr den Lasten des heutigen Straßenverkehrs

gewachsen ist, da sie nur für eine gleichzeitige Belastung mit zwei Fahrzeugen zu je 9 t ausreicht. Für den Ortsverkehr hat die Brücke an dieser Stelle keine besondere Bedeutung, da sie außerhalb der Stadt liegt und somit keine unmittelbare Verbindung zwischen der Altstadt auf dem linken Flußufer und dem auf der anderen Seite gelegenen Ortsteil bilden kann.

b) Entwurf der neuen Brücke (Abb. 2).

Bei der Lage der alten Brücke bestand eine besondere Erschwerung für den Durchgangsverkehr auf der Reichsstraße darin, daß die Wagen durch die Altstadt mit ihren engen Straßen und Gassen fahren mußten. Die neue Brücke wurde deshalb westlich des geschlossenen Stadtkerns kurz unterhalb der Einmündung eines Nebenflusses gebaut. Auf dem linken Ufer verbindet eine kurze Zufahrtrampe die neue Brücke mit der alten Reichsstraße, während auf dem rechten Ufer nur ein kurzer Anschluß der neuen Brücke an eine Landstraße I. Ordnung erforderlich war, die auf dieser Seite dem Flußlauf folgt und nunmehr für den Durchgangsverkehr auf der Strecke zwischen neuer und alter Brücke benutzt wird

Um für dieses wichtige Bauwerk einen geeigneten Entwurf zu erlangen, fand Ende 1935 eine engere Ausschreibung statt, bei der 23 verschiedene Entwürfe eingingen. Bei 16 Entwürfen wurde eine Brücke mit Vollwandträgern und bei 7 Entwürfen eine Brücke mit Fachwerkträgern vorgeschlagen. Mit Rücksicht auf die Eingliederung der Brücke in die Landschaft mußte eine Fachwerkbrücke abgelehnt werden, da diese zu unruhig und nüchtern empfunden wird. Man gab daher der Ausführung der Brücke als Vollwandträger den Vorzug. Denn die ruhige Linie eines Vollwandträgers steht in bewußtem Gegensatz zu den bewegten Hanglinien des Tales. Um die hierdurch erzielte gute Wirkung auch voll zur Geltung zu bringen, wurden die Gehwege nicht ausgekragt, sondern die



Abb. 1. Alte Brücke. Bauwerk I.

Die Anordnung von nur einem Pfeiler im Fluß geschah mit Rücksicht auf die Forderungen und Wünsche der Schifffahrt. Während die Oberkante der Hauptträger dasselbe beiderseitige Längsgefälle von 1,5% wie die Fahrbahn hat, und zwar mit einem Ausrundungshalbmesser von 4200 m, liegt die Unterkante der Hauptträger in Höhe des HW von 1824 und damit 7,85 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand. Das feste Auflager befindet sich auf dem Flußpfeiler. Die Hauptträger, die wie die Querträger und die Längsträger in St 52 ausgeführt sind, haben bei 17 mm dickem Stegblech, 80 cm breiten Gurtplatten und einer Paketdicke von 7 Platten 800 · 20 mm über dem Pfeiler eine Höhe von 2896 mm über den Widerlagern und von 3756 mm über dem Pfeiler.

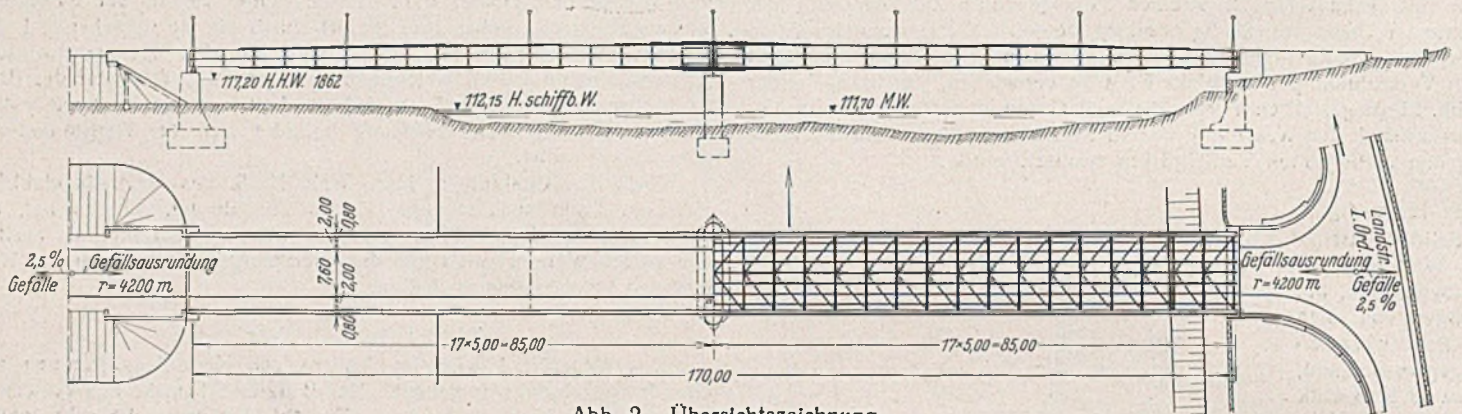
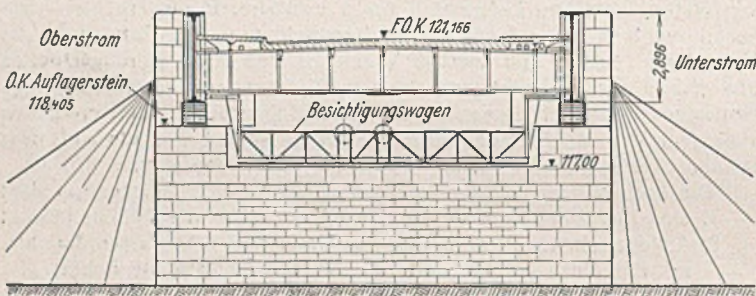
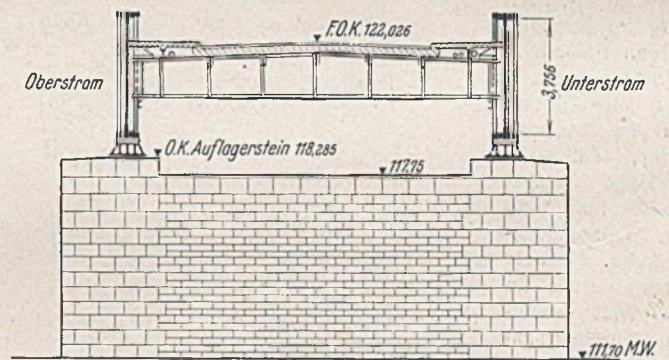


Abb. 2. Übersichtszeichnung.



Zu Abb. 2. Ansicht des linken Widerlagers.



Zu Abb. 2. Flußpfeiler.

Hauptträger außerhalb der Gehwege angeordnet (Abb. 3). Hierbei liegt die Oberkante der Hauptträger 0,90 m über den Gehwegen und der Fahrbahn, so daß auch für den Kraftfahrer im Wagen nach beiden Seiten ein freier Blick in die schöne Landschaft ermöglicht wird.

Die Fahrbahnbreite wurde mit 7,60 m gewählt, mit 2,00 m breiten Gehwegen (Abb. 4). Die zu beiden Seiten angeordneten Hauptträger haben einen Abstand von 12,40 m von Mitte zu Mitte voneinander und laufen über die zwei Öffnungen von je 85 m Stützweite durch.

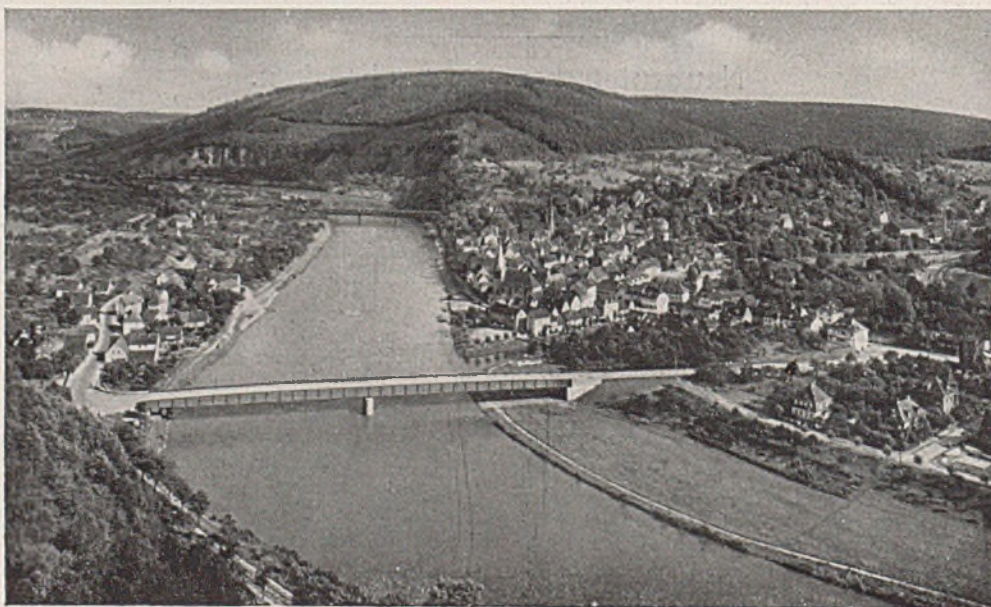


Abb. 3. Neue Brücke. Im Hintergrunde die alte Brücke.

Die Querträger sind bei einer Stützweite von 12,40 m, einer Höhe von 1,38 bis 1,50 m und einem Abstände von 5 m als Vollwandträger ausgebildet.

Die Brücke ist für die Brückenklasse I berechnet, wobei eine 24-t-Dampfwalze und ein 12-t-Lastkraftwagen in ungünstigster Stellung angenommen wurden und daneben gleichmäßige Belastung mit 600 kg/m² auf der Fahrbahn und 500 kg/m² auf den Gehwegen. Die ungleiche Erwärmung der Gurte, die durch die höhere Temperatur des freiliegenden Obergurtes bei Sonnenbestrahlung

gegenüber dem mehr oder weniger beschatteten Untergurt hervorgerufen wird, ist mit 15° in Rechnung gestellt worden. Das hierbei berechnete Größtmoment der Hauptträger ergab sich im Felde zu $+5972 \text{ tm}$ bei einem Anteil der ruhenden Last von $+2974 \text{ tm}$ und über dem Pfeiler zu -9689 tm bei einem Anteil der ruhenden Last von -6117 tm .

Die größten Auflagerdrücke betragen $351,6 \text{ t}$ über den Widerlagern und 1072 t über dem Pfeiler bei einem Anteil der ruhenden Last von 194 bzw. 684 t .

c) Ausführung.

Zunächst wurde mit dem Bau des linksseitigen Widerlagers begonnen, dessen $4,50 \text{ m}$ breite Teile unter den Auflagern in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden auf dem gewachsenen Sandsteinfels, der rd. $6,50 \text{ m}$ unter dem Vorland anstand, gegründet wurden. Die zwischen diesen Teilen liegende Wand des Widerlagers wurde in Eisenbeton ausgeführt, ebenso die $11,65 \text{ m}$ auskragenden Flügel, die auf je einer Eisenbetonstütze mit Pfahlgründung ruhen und durch ein Zugband miteinander verbunden sind.

Alle Sichtflächen der Widerlager und Flügel wurden mit Sandstein verkleidet bei Ausführung in regelmäßigem Schichtenmauerwerk unter Verwendung von grob geflächten Steinen, wobei die Ecksteine die doppelte Höhe der Schichtensteine erhielten. Die Baustoffe für den Flußpfeiler konnten durch einen Fördersteg vom linksseitigen Vorland aus zugebracht werden, da während dieser Zeit der spätere rechtseitige Öffnung nahm.

Auch hier geschah die Gründung auf dem gewachsenen Fels, der rund $6,50 \text{ m}$ unter dem normalen Staupiegel angetroffen wurde, in offener Baugrube zwischen Spundwänden. Das 3 m breite Aufgehende des Flußpfeilers erhielt die gleiche Sandsteinverkleidung wie die Widerlager, und zwar bis auf 70 cm unter MW. Die Spundwände wurden später in Höhe der Flußsohle abgeschnitten. Nach Beendigung der Arbeiten an dem linksseitigen Widerlager und dem Flußpfeiler wurden von dem rechten Ufer aus die Arbeiten für dieses Widerlager in Angriff genommen und in ähnlicher Weise wie am linksseitigen durchgeführt. Eine Auskragung der Flügel war hier nicht erforderlich, da die Flügel mit Rücksicht auf die naheliegende Straße kreisförmig ausgebildet sind und auf tragfähigem Grunde unabhängig von dem Widerlager gegründet werden konnten.

Da die Schüttung der Zufahrtrampen bereits frühzeitig begonnen worden war, konnte der Aufbau des eisernen Überbaues von der fertigen linksseitigen Rampe aus durchgeführt werden, nachdem mit Rücksicht auf die Lage des Bahnhofs, wo die Teile des Überbaues ausgeladen wurden,

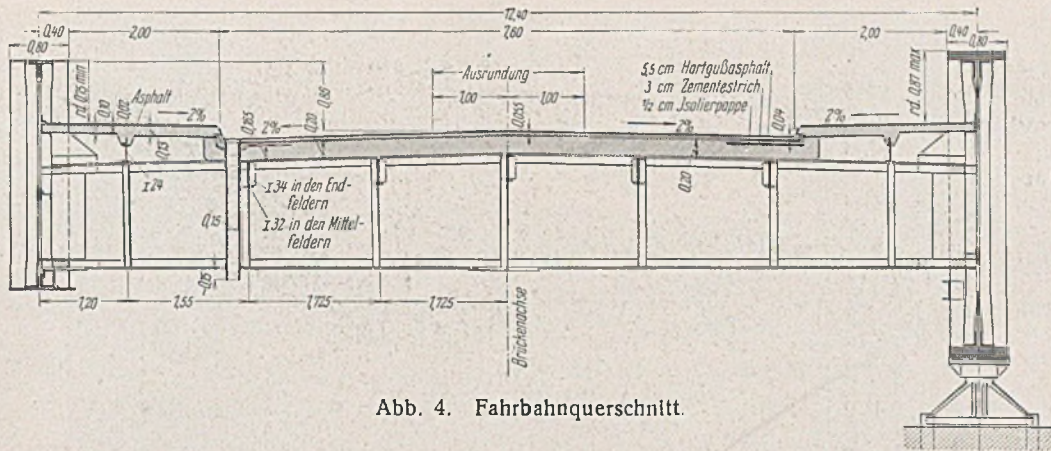


Abb. 4. Fahrbahnquerschnitt.

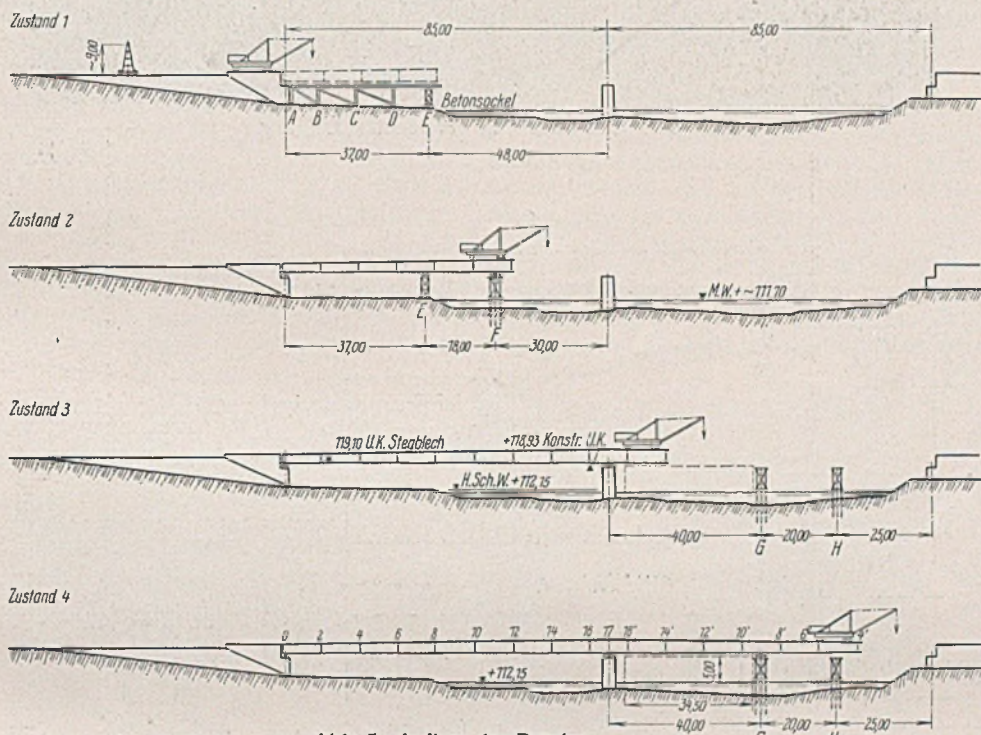


Abb. 5. Aufbau der Brücke.

diese Vorbaurichtung bestimmt war. Die Bauteile der Hauptträger waren 10 m lang, so daß die Baustöße mit jedem zweiten Knotenpunkte zusammenfielen, wo sämtliche Teile des Querschnitts unterbrochen waren. Nur der erste Teil über den Widerlagern konnte mit Rücksicht auf die Bahnanfuhr in voller Höhe angeliefert werden, während alle übrigen Teile entsprechend der Längsnaht des Stegblechs in zwei Teile zerlegt werden mußten. Über dem linksseitigen Vorland benutzte man zum Aufbau auf eine Länge von 37 m ein festes Aufstellengerüst. Von dessen letztem Joch aus konnte frei vorgebaut werden (Abb. 6). Zur Unterstützung während des Vorbaues wurde in der linken Schiffahrtöffnung ein Behelfsjoch auf gerammten Holzpfählen in einem Abstände von 30 m vom Mittelpfeiler aufgeschlagen. Für die rechte Öffnung war zunächst in einem Abstände von 48 m vom Mittelpfeiler nur ein Joch vorgesehen, um die geforderte Schiffahrtöffnung frei halten zu können. Die hierbei errechnete Durchbiegung der Hauptträger wurde jedoch vor Erreichung dieses Joches

so groß, daß mit dem unter dem Hauptträger befindlichen Baugerüst die für die Schiffahrt bei höchstem schiffbaren Wasserstande erforderliche Höhe nicht mehr hätte frei gehalten werden können. Es wurde deshalb die Durchfahrt für die Schiffahrt in der rechten Öffnung schmaler gehalten, so daß hier zwei Joche ausgeführt werden konnten, um bei der Montage die erforderliche Höhe einzuhalten (Abb. 7). Zum Vorbau diente ein Derrickkran, der auf den Obergurten der Hauptträger lief und bei 15 t Tragfähigkeit eine Ausladung von 12 m hatte. Der Aufbau begann am 12. März 1938. Der Pfeiler war am 11. Mai und das rechtseitige Widerlager am 5. Juli 1938 erreicht.

Bei Ausführung der Fahrbahntafel in Eisenbeton wurden in den Drittelpunkten über die ganze Breite durchgehende Arbeitsfugen angeordnet, die mit Fugenblechen, Pappe und Flacheisen abgedichtet worden sind. Als Dichtung und Fahrbahnelag dient eine $5,5 \text{ cm}$ dicke Hartgußasphaltdecke, die über den Fugen unterbrochen und mit Asphaltfugenkitt geschlossen ist. Unter den Rinnen liegt eine Lage Dichtungsbahnen mit 3 cm Schutzstrich. Die Gehwege

sind mit 2 cm dickem Gußasphalt abgedeckt, der an die hier an den Hauptträgern angeleiteten Winkelisen anschließt.

Bei der Probelastung der Brücke wurden die hierbei auftretenden Spannungen und Durchbiegungen der Hauptträger gemessen. Zur Messung der Spannungen dienten Huggenberger-Tensometer und Dehnungsmesser Bauart Gaber mit 200 mm Meßlänge, die in den Meßstellen an den Randfasern des Ober- und Untergurts der Hauptträger angesetzt waren.

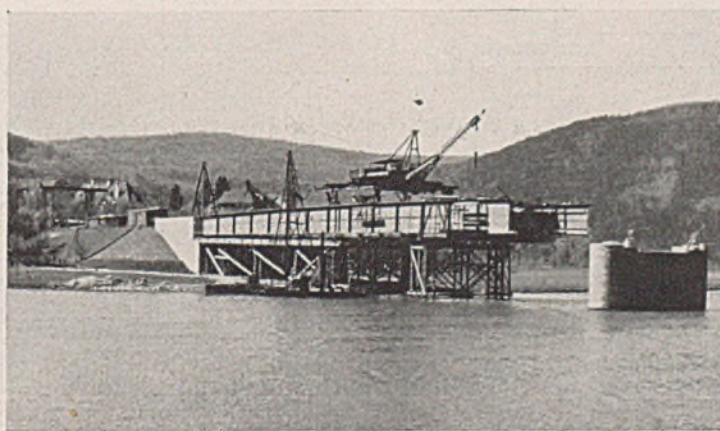


Abb. 6. Aufbau des Überbaues in der linken Öffnung.

Die bei den einzelnen Laststellungen beobachteten Spannungen waren um 9 bis 21% geringer als die errechneten, während die Durchbiegungen der Hauptträger, die mit dem Theodoliten gemessen wurden, nahezu mit den errechneten übereinstimmten. Bei der größten beobachteten Durchbiegung von 65 mm ergab sich eine bleibende Durchbiegung von 2 mm.

Die Ausführung der Widerlager, Pfeiler und der Fahrbahnplatte geschah durch die Beton- und Monierbau AG, die Ausführung und der Aufbau des eisernen Überbaues durch die Eisenbau Wyhlen AG zusammen mit dem Eisenwerk Grötzingen. Die reinen Brückenkosten betragen 340 RM/m².

Bauwerk 2.

a) Alte Brücke.

Eine Landstraße I. Ordnung kreuzt einen Kanal, der im Jahre 1842 zur Hochwasserableitung mit einem Doppelquerschnitt zwischen beiderseitigen Hochwasserdämmen gebaut wurde. Die hier vorhandene alte Straßenbrücke genügte den Belastungen des heutigen Straßenverkehrs nicht mehr, auch war die Breite der Fahrbahn mit 5,20 m zwischen den Geländern kaum ausreichend, um ein Begegnen von zwei Lastkraftwagen auf der Brücke zu

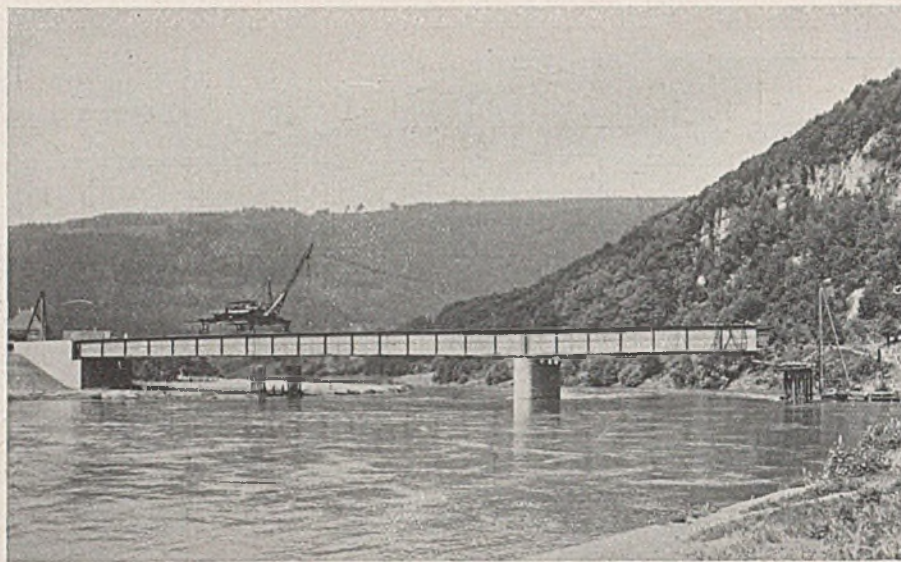


Abb. 7. Freivorbau in der rechten Öffnung.

b) Entwurf der neuen Brücke.

Von der Wasserbaubehörde wurden für den Neubau nur zwei Pfeiler zugelassen, die außerhalb des Mittelwasserbettes angeordnet werden sollten. Die Vorderkante der Widerlager konnte wie bei der alten Brücke beibehalten werden, während die Unterkante der neuen Brücke gegenüber dem alten Zustande gehoben werden mußte, damit sie in Höhe der Krone der beiderseitigen Hochwasserdämme liegt.

Für die neue Brücke wurde die Eisenbetonbauweise gewählt, und zwar eine Plattenbalkenbrücke (Abb. 8). Maßgebend für diese Wahl war

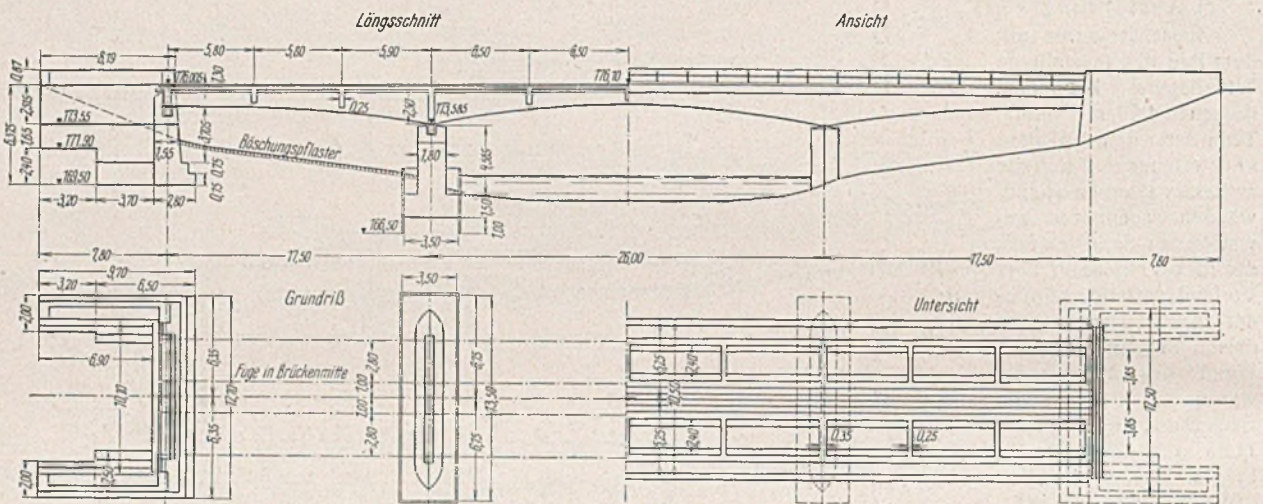


Abb. 8. Übersichtszeichnung. Bauwerk 2.

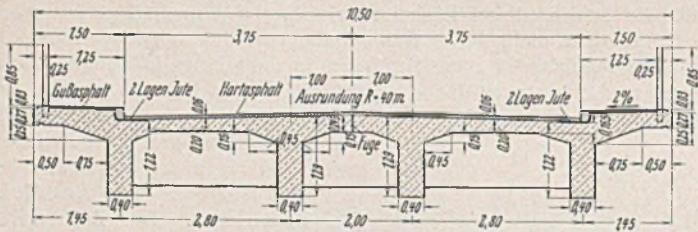


Abb. 9. Querschnitt.

ermöglichen. Durch das Fehlen von erhöhten Schrammborden waren die auf der Brücke verkehrenden Fußgänger stark gefährdet.

In den fünf Öffnungen der alten Brücke bildeten frei aufliegende I-Träger mit Zoresisenbelag und Schotterdecke den Überbau. Die Widerlager waren aus Sandstein gemauert, von den vier eisernen Pendelstützen befanden sich zwei in dem Mittelwasserbett.

der Wunsch, den Verbrauch von Stahl einzuschränken. Auch konnte die Konstruktionshöhe genügend groß gewählt werden, ohne daß der Gesamteindruck gestört wurde und ohne daß größere Schwierigkeiten für die Rampenentwicklung sich ergaben. So war es auch möglich, die Brücke in zwei Hälften auszuführen. Eine solche Bauweise war erforderlich, da eine Umleitung des Verkehrs nicht möglich war

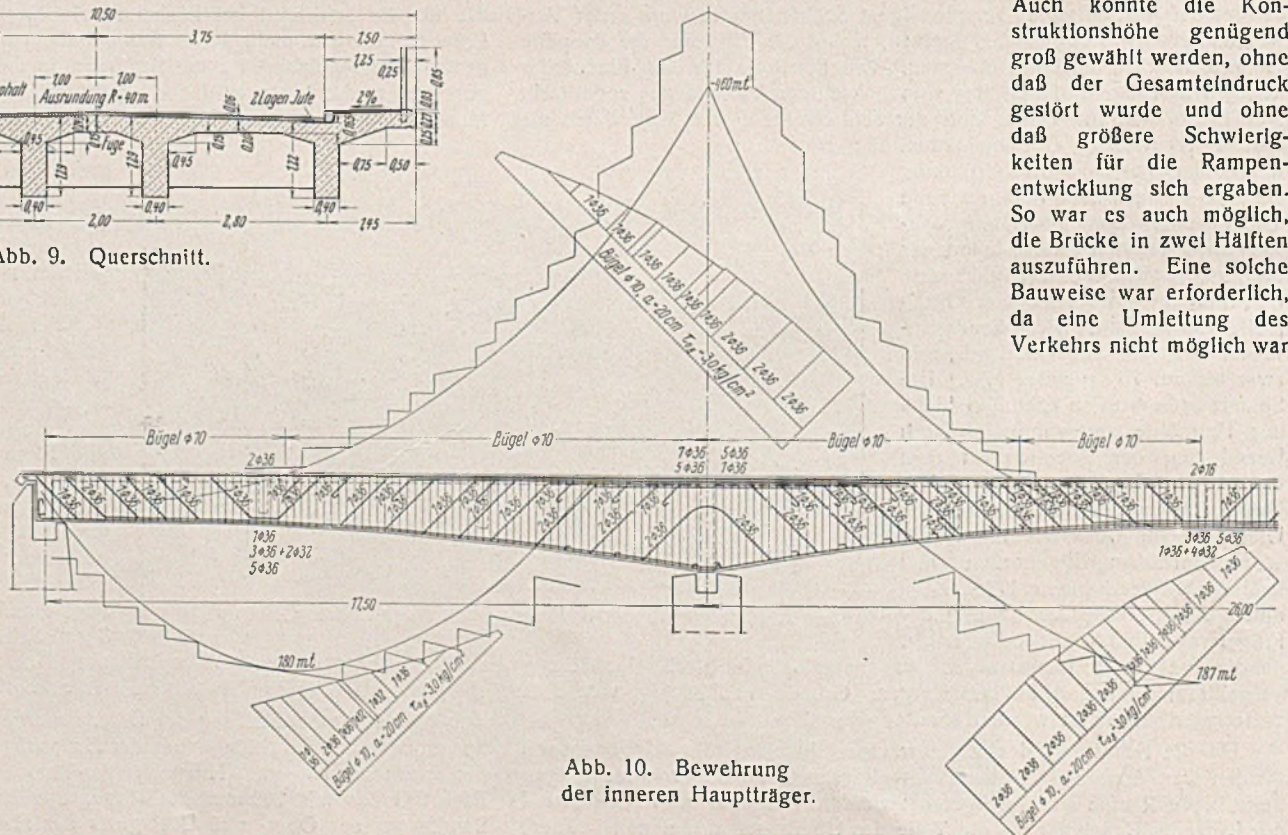


Abb. 10. Bewehrung der inneren Hauptträger.

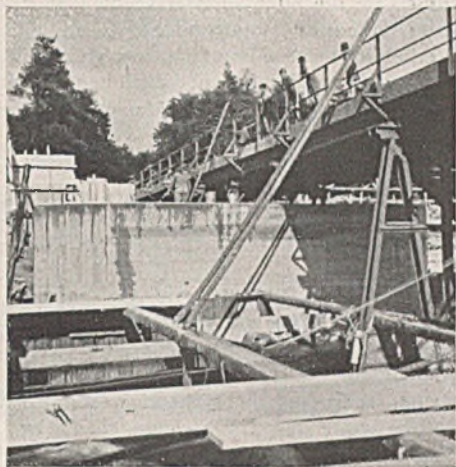


Abb. 11. Pfeiler der neuen Brücke, daneben die alte Brücke.

und die Erstellung einer besonderen Notbrücke vermieden werden sollte, um den Bau rasch zu vollenden. Die Durchführung der Bauarbeiten wurde deshalb in der Weise geplant, daß auf der alten Brücke der Straßenverkehr zunächst ungehindert aufrechterhalten bleibt, während eine Hälfte der neuen Brücke unterhalb der alten unmittelbar an diese anschließend erbaut wird.

Nach Fertigstellung sollte dann der Verkehr auf diese Hälfte umgeleitet, die alte Brücke

abgebrochen und danach der zweite Teil der neuen Brücke erstellt werden.

Die Widerlager und die zu beiden Seiten des Mittelwasserbettes angeordneten Pfeiler erhielten kräftige Abmessungen. Die Hauptträger der Plattenbalkenbrücke, die über die drei Öffnungen mit 17,50 m, 28,00 m und 17,50 m Stützweite durchlaufen, wurden mit parabelförmigen Unterkanten ausgeführt, wodurch der Brücke ein schwingvolles und geschmeidiges Aussehen verliehen werden konnte. Die Oberkante der Fahrbahn wurde bei 2,5% Rampenelugung nach einem Halbmesser von 4800 m ausgerundet. Die Brücke erhielt eine 7,50 m breite Fahrbahn mit beiderseitigen 1,25 m breiten Schrammborden (Abb. 9), so daß deren

Begehen möglich ist. In der Mitte der Fahrbahn läuft die Trennungsfuge über die ganze Brücke durch, so daß die beiden Brückenhälften ihre elastischen Bewegungen unabhängig voneinander ausführen können. Die Brücke wurde nach Brückenklasse I berechnet durch Belastung mit einer 24-t-Dampfwalze und einem 12-t-Lastkraftwagen sowie mit einer gleichmäßig verteilten Last von 600 kg/m². Die Gehwegauskragungen sind außerdem so bemessen, daß sie eine Einzellast des 12-t-Lastkraftwagens entsprechend dem Auffahren eines Wagens aufnehmen können. Das feste Lager befindet sich auf dem linksseitigen Flußpfeiler. Für

die bewegliche Auflagerung auf dem rechtsseitigen Pfeiler und dem rechtsseitigen Widerlager wurden Eisenbetonpendel mit 5 cm dicken Platten aus hochwertigem Stahl an den Gelenkflächen unter jedem Hauptträger in besonderen Kammern angeordnet. Die Platten weisen eine Höchstpressung von 6800 kg/cm² bei einer größten Auflast eines Hauptträgers von 168,3 t auf, während die Betonpressung unter den Stahlplatten 120 kg/cm² beträgt. An dem linksseitigen Widerlager sind für die bewegliche Auflagerung Gleitlager in ähnlicher Weise wie die Gelenkplatten der Pendel gewählt worden.

Die vier Hauptträger erhielten eine durchgehende Breite von 0,40 m bei einer Höhe von 2,50 m über den Pfeilern sowie einer solchen von 1,30 m über den Widerlagern und im Mittelfeld und wurden als durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment berechnet. Das größte positive Moment beträgt in der Seitenöffnung 180,5 tm und in der

Mittelloffnung 187,8 tm und das größte negative Moment über den Stützen 460 tm. Die größten Spannungen wurden im Mittelfeld mit $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2$ errechnet. Für die Fahrbahnplatte und ihre Auskragungen konnte halbseitige Einspannung in den Hauptträgern angenommen werden, da versteifende Querträger vorhanden sind. Für den Eisenbeton wurde hochwertiger Zement und Rundstahl St 52 verwendet.

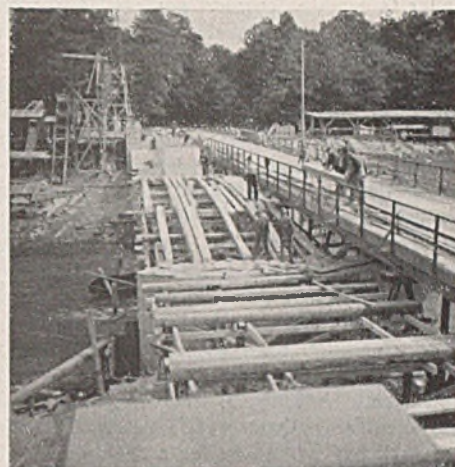


Abb. 12. Lehrgerüst erste Hälfte, daneben die alte Brücke.

c) Ausführung.

Die rasche Durchführung der Arbeiten war um so beachtenswerter, als die Aufrechterhaltung des Verkehrs wesentliche Beschränkungen der Bauarbeiten mit sich brachte und Hochwasser die Durchführung verzögerte. 77 Tage nach Beginn der Entwurfsbearbeitung konnte die erste Hälfte der Brücke bereits dem Verkehr übergeben werden. Die ganze Brücke war trotz aller Schwierigkeiten in der Beschaffung der Baustoffe und der Arbeitskräfte nach weiteren 37 Tagen im wesentlichen fertiggestellt.

Nach zweckmäßiger Einrichtung der Baustelle wurden zunächst die Widerlager für die erste Brückenhälfte erstellt, während die beiden Pfeiler

(Abb. 11) in offener Baugrube zwischen Spundwänden auf die ganze Breite der Brücke ausgeführt werden konnten, da die Pendelstützen und die Fahrbahn der alten Brücke diese Ausführung ihrer Lage nach nicht behinderten. Der weitere Arbeitsvorgang gestaltete sich in der Weise, daß gleichzeitig mit der Arbeit an den Pfeilern das Lehrgerüst für die erste Brückenhälfte aufgeschlagen (Abb. 12), und dann die beiden Hauptträger der Brückenhälfte in einem Zuge bis Unterkante Route der Fahrbahnplatte betoniert wurden, woran sich die Bewehrung der Fahrbahnplatte und ihr Betonieren ohne Anordnung von Arbeitsfugen anschloß.

Nach genügender Erhärtung des Betons konnte vor dem Ablassen des Lehrgerüsts bereits der Verkehr auf die neue Brückenhälfte umgeleitet werden. Nach Abbruch der alten Brücke wurde in gleicher Weise die zweite Hälfte der Brücke ausgeführt, wobei das Lehrgerüst der ersten Hälfte wieder Verwendung fand.

Die durchgehenden Rundisen ($d = 32 \text{ mm}$) der Hauptträger, die in der erforderlichen Länge nicht geliefert werden konnten, wurden an den Stößen unter Zulage von zwei Rundisen $d = 12 \text{ mm}$ an der Baustelle elektrisch geschweißt. Als Dichtung und Belag erhielt die Fahrbahn eine 6 cm dicke Hartgußasphaltdecke, die durch Einstreuen von asphaltiertem Splitt eine rauhe Oberfläche erhielt und unter deren beiderseitigen Rinnen eine Doppellage Dichtungsbahnen angeordnet wurde.

Die Ausführung der Brücke, deren reine Baukosten 260 RM/m² betragen, besorgte Ed. Züblin & Co. AG. (Schluß folgt.)



Abb. 13. Neue Brücke. Bauwerk 2.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise im Tunnel- und Stollenbau.

Von Dipl.-Ing. Karl Wiedemann, München.

Der Tunnel- und Stollenbau hat in der Gegenwart auf den verschiedensten Gebieten erhöhte Bedeutung gewonnen. Vor allem ist es die Landesbefestigung und der Luftschutz, die diesem Zweige des Ingenieurbauwes ein weites Feld der Tätigkeit eröffneten. Nicht zuletzt stellen die Tunnelpläne im Zuge der Reichsautobahnen, insbesondere die

Alpendurchstiche, dieser Baukunst Aufgaben von außergewöhnlichem Ausmaß. Da es sich in sehr beträchtlichem Umfange um die Ausführung von Querschnitten handelt, die dem Querschnitt eines Eisenbahntunnels gleichkommen oder diesen sogar bedeutend übersteigen, so ist die Frage der Anwendung der belgischen Bauweise, d. h. der Gewölbeunterfangung

wieder in den Vordergrund gerückt. Ausbruchquerschnitte bis zu 140 m², wie sie die Reichsautobahn notwendig macht, veranlassen naturgemäß zur Unterteilung.

Die belgische Bauweise, nach neuerer Bezeichnung Unterfangungsbauweise¹⁾ genannt, ist für den Eisenbahntunnel, der bisher schlechthin den Begriff des Tunnelbaues verkörperte, in Deutschland nicht zugelassen. Nachteilige Folgen, die die Unterfangung bei den üblichen älteren Betriebsweisen für den Bestand der Gewölbe hatte, veranlaßten die Eisenbahnverwaltung zu dieser ablehnenden Haltung.

Während nun die Tunnelbaukunst auf dem ihr eigenen Gebiet des Eisenbahnbaues am Althergebrachten festhielt, hat sie sich auf den Gebieten, auf denen Tunnelierungsarbeiten mehr oder minder unter der Bezeichnung „Stollenbau“ ausgeführt werden, wie auf dem Gebiete des Wasserbaues, der Kanalisation, der Wasserversorgung und schließlich der Landesbefestigung weiter entwickelt. Die Praxis schuf hier die neueren Bauweisen. Unter dem Begriff „Stollen“ sind allerdings nicht mehr lediglich kleine Querschnitte verstanden worden, wie dies in des Wortes ursprünglicher Bedeutung zum Ausdruck kam, sondern man bezeichnet mit Stollen auch Ausbruchquerschnitte von der Größe eines Eisenbahntunnels und darüber. Beispielsweise beträgt der Ausbruchquerschnitt des Unterwasserstollens der Verdontalsperre 33,2 m². Die Betriebsweise des Stollenbaues, Einbau von Türstöcken und Getriebezimmern, wandelte sich zur Vortriebsweise mit stählernen Ringen²⁾ um, wie sie Rziha schon in den sechziger Jahren, jedoch ohne bleibenden Erfolg, für den Bau ebniger Eisenbahntunnel angewendet hat. Dem Fortschritt der Technik ist es aber gelungen, diese Betriebsweise in allen Einzelheiten so durchzubilden, daß sie heute für jeden Querschnitt anwendbar ist und jeder Gebirgsart in einfacher Weise angepaßt werden kann.

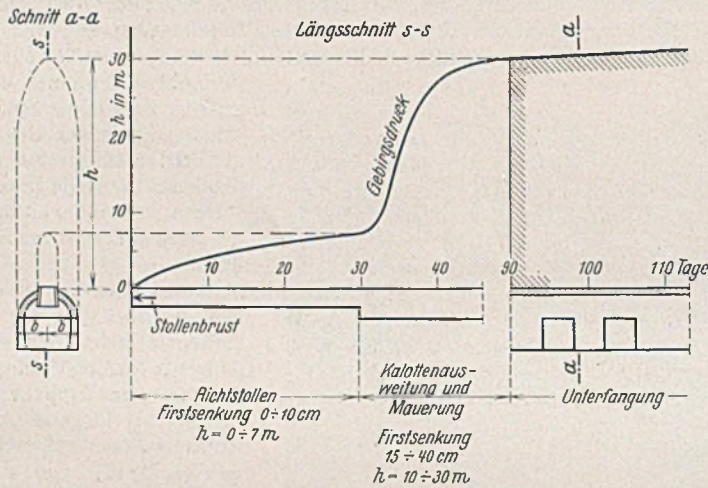


Abb. 1a. Ältere Betriebsweise.

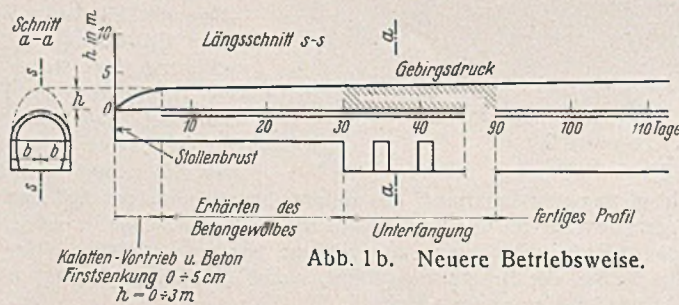


Abb. 1b. Neuere Betriebsweise.

Abb. 1a u. 1b. Darstellung des zeitlichen Anwachens des Gebirgsdruckes unter Beziehung auf die Vortriebsarbeit.

Es besteht also praktisch kein Unterschied mehr zwischen Tunnel- und Stollenbau³⁾, denn die Aufwältigung eines Stollens, der dem Durchfluß des Wassers dient und den Querschnitt eines Eisenbahntunnels besitzt, ist in keiner Weise eine andere Arbeitsleistung als das Auffahren eines Tunnels, der für den Eisenbahnverkehr bestimmt ist.

Die großen Querschnitte hat man wieder unterteilt, indem man die Kalotte mittels Ringe vortrieb und die Strosse nachträglich durch Unterfangen des Kalottengewölbes abbaute.

Diese neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise konnte sich um so leichter in das nunmehr verschmolzene Gebiet des Tunnel- und Stollenbaues einführen; denn ein Vergleich der älteren und neueren Betriebsweisen zeigt, wie es durch letztere erreicht wurde, den grundlegenden

¹⁾ Dolezalek, Der Eisenbahntunnel, S. 134. Berlin 1919, Urban & Schwarzenberg.

²⁾ Wiedemann, Stollenbauten, S. 28 ff. u. Einleitung. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

Leitsätzen der Tunnelbaukunst, die die alten Meister schon klar herausgestellt und allenthalben im Schrifttum niedergelegt haben, in der praktischen Ausführung eine erheblich bessere Betonung zu verleihen, als es bei den älteren Bauverfahren jemals möglich war und auch heute noch ist.

Die Erkenntnis, daß der Gebirgsdruck keine bestehende Erscheinung, sondern von der Zeit und vor allem der Betriebsweise abhängig ist, hat die neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise begründet. Die Entspannungszone (Druckellipse)³⁾ entwickelt sich zeitlich, von der Beschaffenheit des Gebirges und der Tiefenlage des Stollens oder Tunnels nahezu unabhängig, in erster Linie entsprechend der Art und Weise des Arbeitsverfahrens (Abb. 1a u. b).

Die gerügten Nachteile der Unterfangung, wie Gefährdung des Kalottengewölbes, können deshalb bei den neuzeitlichen Betriebsweisen als überwunden gelten, so daß die anerkannten Vorteile⁴⁾ der belgischen Bauweise voll zur Geltung kommen.

Das Anwendungsgebiet hat sich dementsprechend wesentlich vergrößert. Da ferner die Betriebsweise der Unterfangungsbauweise mit dem Kalottenvortrieb in Ringbauweise von der Beschaffenheit des Gebirges (fester Fels oder schwimmendes Gebirge natürlich ausgenommen) wenig beeinflußt wird, gewinnt diese Bauweise gerade bei langen Tunneln erhöhte Bedeutung (Abb. 2). Bei den Alpendurchstichen der Reichsautobahn mit ihren großen Querschnitten wird sie daher mit Vorteil Anwendung finden können.

Die hier kurz umrissenen Gedanken sind ausführlich unter dem gleichlautenden Titel in dem demnächst erscheinenden Heft 12 der „Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung“ behandelt⁵⁾ und sollen einen Beitrag liefern, die in manchen Kreisen noch bestehenden Bedenken und Vorurteile zu zerstreuen, um der Unterfangungsbauweise tatsächlich das Anwendungsgebiet zugänglich zu machen, das ihr heute gebührt. Gleichzeitig soll aber die Erkenntnis vertieft werden, daß die Unterfangung nur dann mit Erfolg angewendet werden kann, wenn sie nach der neueren Betriebsweise durchgeführt wird und somit dem obersten Grundsatz der Tunnelbaukunst Rechnung trägt, nämlich den Gebirgsdruck fernzuhalten.

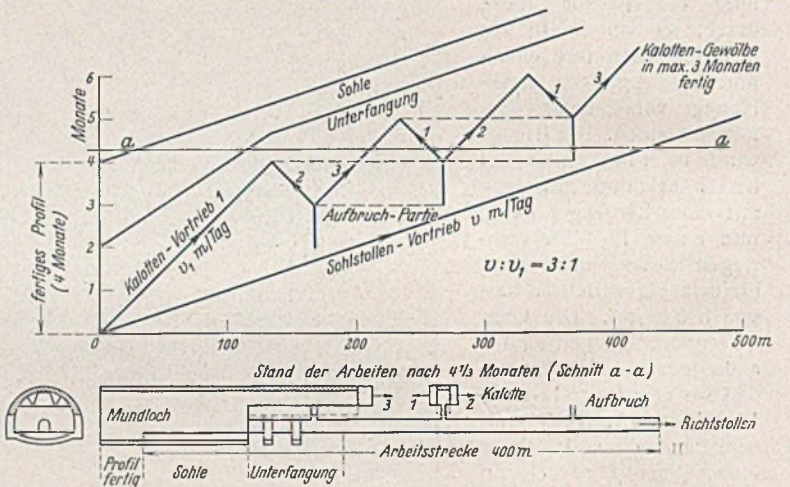


Abb. 2. Arbeitsplan für einen langen Tunnel mit großer Breite nach der neueren Betriebsweise der Unterfangungsbauweise in mildem Gebirge.

Die Abhandlung zeigt dabei an Hand der Ausführungen über die neuere Betriebsweise den gegenwärtigen Stand der Tunnelbaukunst auf und stellt das, was den Fortschritt am besten erkennen läßt, als Markstein in der Entwicklungsgeschichte heraus. Durch Begründung aus dem bestehenden Schrifttum wird auf wissenschaftlicher Grundlage der Beweis erbracht, daß die Grundsätze und Verfahren, wie sie sich in der Praxis aus der Erfahrung entwickelt haben, ihre Richtigkeit haben. Gleichzeitig dient sie neben den bautechnischen auch den volkswirtschaftlichen Belangen, indem sie die Arbeitsverfahren der Praxis, die noch vielfach die beschriebenen Mängel an sich tragen, dahin zu lenken sucht, einen Tunnel oder Stollen durch Anwendung der neuzeitlichen Bauweise mit Aufwendung von weniger Arbeitskraft, Baustoffen und Zeit zu erstellen und damit an Baukosten zu sparen. Die hierbei gegebene Sicherheit der Ausführung gewährleistet nicht nur den sicheren Bestand des Bauwerks, sie mindert vor allem in erheblichem Maße die Gefahren, die der Belegschaft im Tunnelbaubetrieb an Leib und Leben drohen.

³⁾ Kommerell, Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, S. 76ff. Berlin 1912, Wilh. Ernst & Sohn; Spackeler, Der heutige Stand der Gebirgsdruckfragen in „Der Bergbau“ 1931, Nr. 34 u. 35.

⁴⁾ Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl., I. Teil, Bd. 5, III § 31. Leipzig 1920, W. Engelmann.

⁵⁾ Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn. — Von der Technischen Hochschule München zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Abhandlung.

Alle Rechte vorbehalten.

Spannkraftbestimmung an schwierigen Fachwerken durch Knotenpunktteilung.¹⁾

Von Robert Kraus, Berlin.

Die Ermittlung der Stabkräfte an schwierigen ebenen Fachwerken auf dem Umweg über kinematische Verfahren oder über die Umwandlung in einfache Fachwerke läßt sich vermeiden und mit einfachen Kräfteplänen durchführen, wenn man zur Schaffung eines Ansatzes für den Kräfteplan einen mehrfachen Knotenpunkt, an dem eine äußere Kraft angreift, in zwei einfache Knotenpunkte teilt. Bei einem dreifachen Knotenpunkt ist diese Teilung ohne weiteres möglich, während man bei einem zweifachen Knotenpunkt einen der Stäbe als doppelt ausgeführt annehmen muß. Am Fachwerk 1, 2, 3, 4, 5, 6 (Abb. 1), ist der Knotenpunkt 1 (Abb. 1a) in dieser Weise in zwei einfache Knotenpunkte zerlegt und dabei der Stab 12 als doppelt angenommen worden. Welcher Angriffspunkt äußerer Kräfte der Teilung unterworfen und welcher der zugehörigen Stäbe verdoppelt wird, ist an sich gleichgültig.

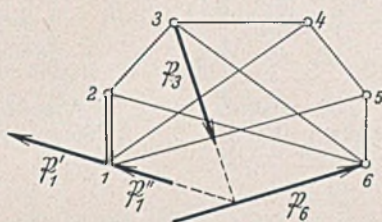
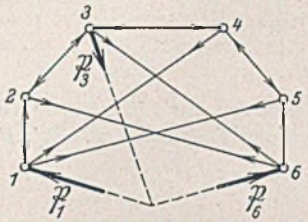


Abb. 1. Stabfachwerk mit zweifachen Knotenpunkten und drei äußeren Kräften.

Abb. 1a. Teilung des Knotenpunktes 1 zum Ansatz des Kräfteplans.

Die an dem geteilten Knotenpunkt angreifende Kraft P_1 (Abb. 1 und Abb. 1a) denkt man sich durch zwei Teilkräfte P_1' , P_1'' von gleicher Wirkungslinie ersetzt, die sich auf die Stabpaare verteilen und in Abb. 1a so angenommen wurden, daß die Stabkraft 14 von P_1' und die Stabkraft 15 von P_1'' erzeugt wird. Die Größe der einzelnen Teilkräfte ist zwar unbekannt, da nur die im Gleichgewicht befindlichen äußeren Kräfte P_1 , P_2 , P_3 gegeben sind, doch kann der Kräfteplan Abb. 1b mit einer angenommenen Größe der Teilkraft P_1' oder P_1'' begonnen und der Kräftemaßstab nachträglich mit Hilfe der gegebenen Kräfte bestimmt werden. Der Kräfteplan Abb. 1b wurde mit der Kraft P_1' begonnen. Man findet zunächst am Knotenpunkte 1 die Stabkräfte 14 und 12' des einen Teiles des Doppelstabes, schreitet über den Knotenpunkt 4 zum Knotenpunkt 5 fort und ermittelt mit der jetzt bekannten Stabkraft 15 die zweite Teilkraft P_1'' und die Kraft 12'' des zweiten Teiles des Doppelstabes. Da $P_1 = P_1' + P_1''$ bekannt ist, kennt man nun den Kräftemaßstab. Mit Hilfe der übrigen äußeren Kräfte wird der Kräfteplan ohne Schwierigkeiten vervollständigt.

und P_5 an den Knotenpunkten 1 und 5 seien sozusagen Stützkraften und die Kräfte P_2 , P_4 die Lasten, mit denen im einzelnen die Stützkraften und die Stabspannungen bestimmt werden. Die Last P_2 erzeugt am Knotenpunkte 1 eine Stützkraft P_{12} , als deren Wirkungslinie die der Kraft P_1 gewählt wird. Durch den Schnittpunkt C_1 mit der Wirkungslinie der Last P_2 wird die Wirkungslinie der Stützkraft P_{52} am Knotenpunkte 5 bestimmt. Nach dieser Vorbereitung verläuft das weitere Verfahren der Spannungsermittlung entsprechend dem an Hand von Abb. 1 gegebenen Vorbild. Die Kraft P_{12} wird in ihrer Wirkungslinie durch die Teilkräfte P_{12}' , P_{12}'' ersetzt, von denen P_{12}' die Stabkraft 14 erzeugen soll. Man beginnt den Kräfteplan Abb. 2b, zu dem die einfachen Pfeile im Fachwerk gehören, z. B. mit der Kraft P_{12}' , ermittelt die Stabkräfte 14, 12', dann die Kräfte am Knotenpunkte 4 und 3, geht zum Knotenpunkte 6 und findet durch die Stabkraft 16 am Knotenpunkte 1 die Kräfte 12'' und P_{12}'' . Das Dreieck der äußeren Kräfte im Kräfteplan Abb. 2b liefert den Kräftemaßstab und erlaubt die Vervollständigung des Kräfteplans für diese Kräftegruppe.

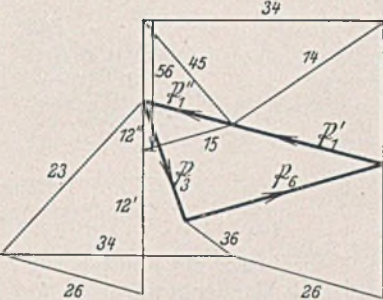


Abb. 1b. Kräfteplan der Stabkräfte am Fachwerk Abb. 1.

Bei der Last P_1 allein entstehen die Stützkraften P_{14} und P_{54} von denen P_{14} die Wirkungslinie der Kraft P_1 erhält, während die Wirkungslinie der Kraft P_{54} durch den Schnittpunkt C_2 (Abb. 2) bestimmt wird. Von den Teilkräften der Kraft P_{14} erzeugt die Teilkraft P_{14}' die Stabkraft 14, die Teilkraft P_{14}'' die Stabkraft 16. Der Beginn des Kräfteplans mit der Teilkraft P_{14}' führt sowohl am Knotenpunkte 4 wie am Knotenpunkte 2 auf drei unbekannte Kräfte. Man beginnt deshalb den Kräfteplan Abb. 2c mit der Teilkraft P_{14}'' , geht über die Knotenpunkte 6, 3, 2, findet die Stabkraft 12' und die Teilkraft P_{14}' , zeichnet das Dreieck der äußeren Kräfte und beendet den Kräfteplan.

Schwieriger als bei den bisher betrachteten Stabfachwerken ist die Spannungsermittlung an Scheibenfachwerken, weil deren äußere Kräfte nicht an den Verbindungsstellen der Scheiben unter sich oder mit den Stäben des Grundfachwerkes angreifen, also an den eigentlichen Knotenpunkten, sondern an den Scheiben selbst. Daran ändert sich nichts, wenn

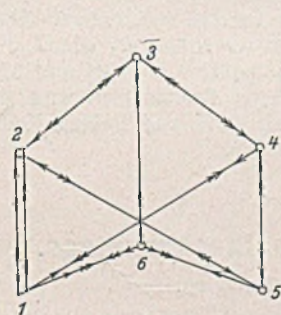
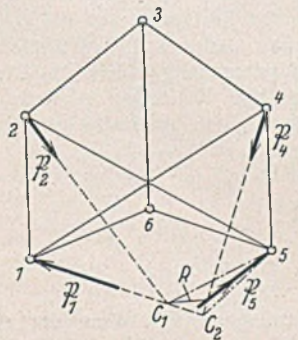


Abb. 2. Sechseckige Grundfigur mit vier äußeren Kräften.

Abb. 2a. Teilung des Knotenpunktes 1 am Stabfachwerk Abb. 2.

Das geschilderte Verfahren der Knotenpunktteilung führt bei allen schwierigen Fachwerken zum Ergebnis. Es ist jedoch notwendig, die Spannungsbestimmungen nur mit drei äußeren Kräften vorzunehmen, weil der Kräfteplan mit einer unbekanntem Teilkraft begonnen werden muß und daher wohl die Wirkungslinien, nicht aber die Größen und Richtungen der äußeren Kräfte als bekannt im Kräfteplan verwendet werden können. Dem Verfahren, die äußeren Kräfte nacheinander anzubringen und die unter den einzelnen Belastungen ermittelten Stabspannungen nachträglich zu summieren, steht nichts im Wege, es erfordert aber eine Anzahl Kräftepläne, die um zwei kleiner ist als die Zahl der äußeren Kräfte.

Als Beispiel eines schwierigen Fachwerks mit mehr als drei äußeren Kräften diene das Fachwerk 1, 2, 3, 4, 5, 6 (Abb. 2), bei dem der Knotenpunkt 1 geteilt und der Stab 12 verdoppelt wurde (Abb. 2a). Die Kräfte P_1

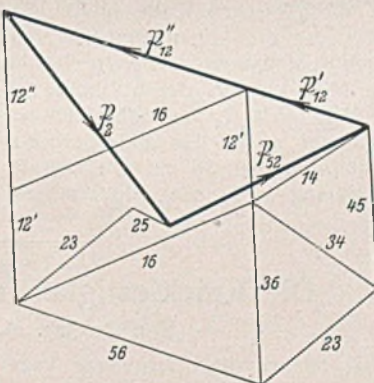


Abb. 2b. Kräfteplan der Stabkräfte durch die Kraft P_2 , P_{12} , P_{52} .

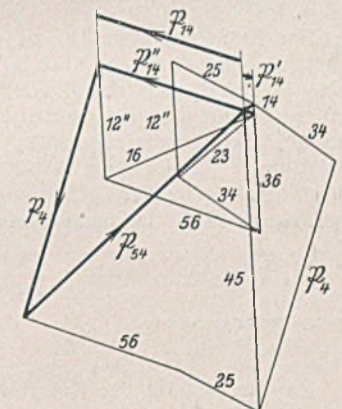


Abb. 2c. Kräfteplan der Stabkräfte durch die Kraft P_4 , P_{14} , P_{54} .

die Scheiben als Fachwerke ausgeführt werden. Die bei dem Fachwerk Abb. 3 auftretenden Schwierigkeiten sind in dieser Eigenart der Scheibenfachwerke begründet, nicht in dem Verfahren der Spannungsermittlung durch Knotenpunktteilung.

Wie beim Beispiel Abb. 2 werden zwei Knotenpunkte mit äußeren Kräften als Stützpunkte genommen, wozu in Abb. 3 die vorhandenen Stützpunkte 7 und 8 verwendet werden. Von den vorhandenen Lasten P ist die Last P_2 herausgegriffen und die durch sie erzeugte Stützkraft P_{12} und P_2 bestimmt. Der Beginn eines Kräfteplans würde nicht über die Knotenpunkte 1, 2 bzw. 5, 6 hinausführen, weil das Fachwerk aus der Grundfigur (Abb. 1) durch Erweiterung der äußeren Stäbe zu Scheiben entwickelt wurde. Man muß, um mit dem Kräfteplan weiterzukommen, einen der Knotenpunkte der Grundfigur teilen, wozu nach Abb. 3a der Knotenpunkt 1 auseinander wurde. Als Doppelstab wurde der Stab 12 gewählt und die Stützkraft P_{12} so aufgeteilt, daß die Teilkraft P_{12}' die Stabkraft 14, die Teilkraft P_{12}'' die Stabkraft 15 erzeugt.

¹⁾ Siehe hierzu den Aufsatz des Verfassers in Bautechn. 1939, Heft 50.

In Abb. 3a ist dasselbe Fachwerk wie in Abb. 3 mit dem Unterschied gezeichnet, daß die Scheiben durch Stäbe ersetzt sind, um das wahre Wesen des Fachwerks hervortreten und die Kräfteermittlung durch den Wegfall der überflüssigen Stäbe deutlicher werden zu lassen.

Der Kräfteplan Abb. 3b sei mit der Teilkraft \mathcal{A}_2' begonnen, die an ihrem Teil des Doppelstabes 12 eine Kraft 14 in Richtung des Stabes 14 und eine Kraft R_1 erzeugt, deren Wirkungslinie durch den Knotenpunkt 2 und den Schnittpunkt des Stabes 14 mit der Wirkungslinie von \mathcal{A}_2' festgelegt ist. Am Knotenpunkt 4 ist die Stabkraft 34 und die Kraft am Stab 45 einschließlich Wirkungslinie unbekannt, weil die Kraft \mathcal{A}_2' nicht an einem Knotenpunkt des Grundfachwerks angreift. Man kommt daher

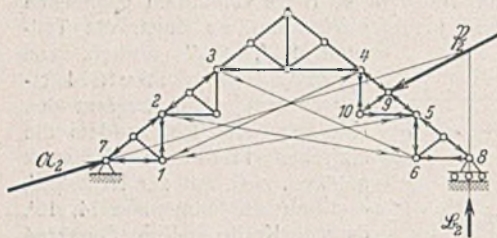


Abb. 3. Aus dem Stabfachwerk Abb. 1 entwickeltes Scheibenfachwerk.

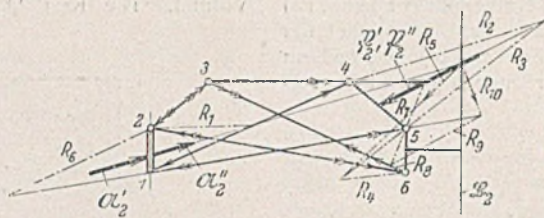


Abb. 3a. Teilung des Knotenpunktes 1. Grundfigur des Fachwerks Abb. 3.

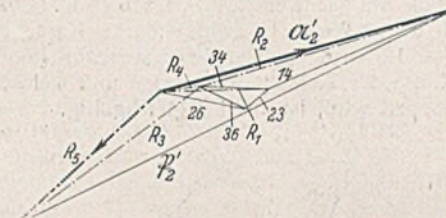


Abb. 3b. Kräfteplan der Stabspannungen unter den äußeren Teilkraften \mathcal{A}_2' , \mathcal{A}_2'' , R_5 .

hier mit dem Kräfteplan nicht weiter. Aber auch am Knotenpunkt 2 sind drei Unbekannte vorhanden, so daß auch hier der gewöhnliche Weg nicht weiter führt. Wir führen am Knotenpunkt 2 die Unbekannten dadurch auf zwei zurück, daß wir die Teilkraft \mathcal{A}_2'' weglassen, wodurch der zugehörige Teil des Doppelstabes 12 und der Stab 15 spannungslos werden. Das Fachwerk soll jedoch im Gleichgewicht bleiben, wobei statt der Kraft \mathcal{A}_2'' eine Teilkraft \mathcal{A}_2' mit gleicher Wirkungslinie und statt der Kraft \mathcal{A}_2 eine Seitenkraft R_5 mit noch unbekannter Größe, Richtung und Wirkungslinie mit der Teilkraft \mathcal{A}_2' Gleichgewicht bilden werden. Zu der Teilkraft \mathcal{A}_2' allein ergibt sich aus dem Gleichgewicht des Fachwerks die zweite Teilkraft \mathcal{A}_2'' der Kraft \mathcal{A}_2 und eine weitere, noch völlig zu bestimmende Kraft R_{10} . Es ist offensichtlich, daß die geometrische Summierung der ermittelten äußeren Kräfte und Stabspannungen unter Berücksichtigung der Kräftemaßstäbe die wirklichen Kräfte ergibt.

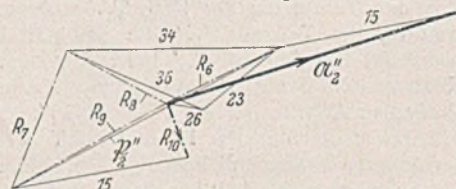


Abb. 3c. Kräfteplan der Stabspannungen unter den äußeren Teilkraften \mathcal{A}_2' , \mathcal{A}_2'' , R_{10} .

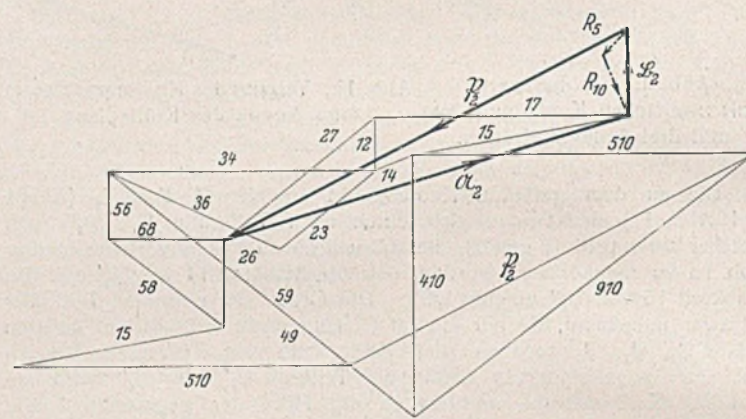


Abb. 3d. Bestimmung der wahren Kräfte R_5 , R_{10} . Endgültiger Kräfteplan des Fachwerks Abb. 3 unter den Kräften \mathcal{A}_2 , \mathcal{A}_2' , \mathcal{A}_2'' .

Mittelkraft R_8 aus den Stabkräften 26, 36 eine Mittelkraft R_9 bildet, die sich mit der Stabkraft 15 zu der Kraft R_{10} als derjenigen Kraft vereinigt, die Gleichgewicht am Fachwerk herstellt.

Zur Nachprüfung beachtet man, daß sich die Wirkungslinien der Kräfte R_5 und R_{10} auf der Wirkungslinie der Kraft \mathcal{A}_2 schneiden müssen.

Im Dreieck der äußeren Kräfte Abb. 3d bestimmt man die wahren Größen der Kräfte R_5 und R_{10} und erhält dadurch die Maßstäbe für die Kräftepläne Abb. 3b und 3c. Nach Berechnung einiger Stabkräfte aus diesen Kräfteplänen wird der endgültige Kräfteplan Abb. 3d gezeichnet. Die zugehörigen Krafrichtungen sind am Fachwerk Abb. 3 eingetragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Knickfestigkeit des Rechteckrahmens.

Von Dr.-Ing. M. G. Puwein, Wien.

Zur Beurteilung der Knickfestigkeit rahmenartiger Tragwerke kann ihre Belastung durch eine momentenfreie, gedachte Belastung näherungsweise ersetzt werden. Diese besteht aus den Achskräften der wirklichen Belastung, die an den Enden des Stabes, innerhalb dessen sie unveränderlich sind, als äußere Kräfte wirken. Da die anwachsende Ersatzbelastung bis zum Eintritt des Knickens keine Verformungen, also auch keine Anfangshebelarme verursacht, liegt für sie die Knickgrenze etwas höher als für die wirkliche Belastung¹⁾.

Bei einer weiteren, im folgenden gezeigten Näherung werden die während des Ausknickens unter der niedersten, kritischen Ersatzbelastung entstehenden Verformungen durch möglichst gleichartige Verformungen ersetzt, die einer einfachen Hilfsbelastung entsprechen. Bei gleicher Verformung müßte die kritische Ersatzbelastung dieselbe Arbeit wie dieser Hilfsangriff leisten. Beide Arbeitsbeträge sind jedoch aus den Verformungen durch den Hilfsangriff einfach bestimmbar. Wesentlich ist für den folgenden Arbeitsvergleich, daß die Hilfsbelastung, um eine Verformung zu erzeugen, von Null aus allmählich anwachsen muß, während

die kritische Ersatzlast dieselbe Verformung erzeugt, ohne um einen endlichen Betrag wachsen zu müssen.

Abb. 1 zeigt einen symmetrischen Rechteckrahmen mit Fußgelenken, der als Grundfall für verwandte Tragwerke zuerst betrachtet werden soll und dessen Riegel eine ebenfalls symmetrische Belastung Q trägt.

Während die lotrechten Auflagerkräfte stets den Betrag $P = Q/2$ haben, ist der Horizontalschub H von der Lastverteilung über den Riegel und von der auf den Riegel bezogenen Steifigkeit — der Stiele $c = (EJ)_S l / (EJ)_R h$ abhängig.

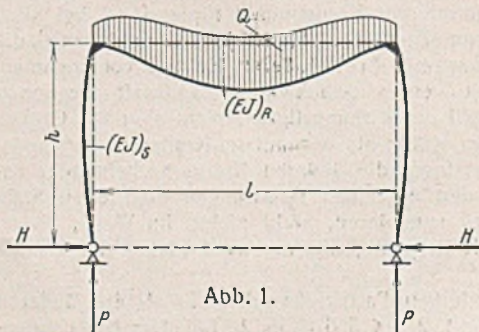


Abb. 1.

Als Hilfsbelastung genügt eine am Riegel angreifende Einzelkraft, deren Größe beliebig ist und am einfachsten gleich der Kräfteinheit 1

¹⁾ Chwalla, Die Stabilität lotrecht belasteter Rechteckrahmen. Bäumg. 1938, Heft 5/6.

gewählt wird. Dieser Hilfsangriff erzeugt Verformungen, die denen ähneln, die die Kräfte P_k und H_k als Ersatzbelastung (Abb. 2) gemeinsam erzeugen, wenn die Knickbelastung Q_k überschritten wird. Der Hilfsangriff verschiebt den Riegel waagrecht um f_s . Die Knotenpunkte senken sich infolge der Verbiegung und Verschwenkung der Stiele um f_v . Sie nähern einander infolge der Verbiegung des Riegels um f_h . Mit diesen Bezeichnungen lautet der Arbeitsvergleich:

$$(1) \quad 2 P_k f_v + H_k f_h = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot f_s.$$

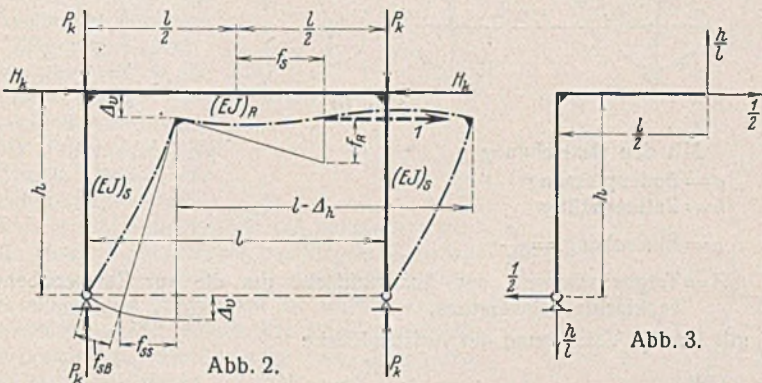


Abb. 2.

Abb. 3.

Der Horizontalschub bzw. die Riegelkraft H_k ist dem lotrechten Auflagerdruck bzw. der Stielkraft P_k proportional, solange sich alle Teile des Rahmens unter der wirklichen Belastung elastisch verhalten. Um P_k berechnen zu können, muß man daher f_v und f_h unter Verwendung der Abmessungen des Rahmens als Funktion von f_s und f_R darstellen. Mit den Bezeichnungen nach Abb. 2 ist infolge des Kräftespieles nach (Abb. 3):

$$(2) \quad \begin{cases} f_R = \frac{1}{3} \cdot \frac{h}{l} \left(\frac{l}{2}\right)^3 \frac{1}{(EJ)_R} = \frac{h l^2}{24(EJ)_R} \\ f_s = f_{SBiegung} + f_{SSchwenkung} = f_{SB} + f_{SS} = f_{SB} + f_R \cdot \frac{h}{1/2 l} \\ = \frac{1}{2} \cdot \frac{h^3}{3(EJ)_S} + \frac{h l^2}{24(EJ)_R} \cdot \frac{2h}{l} = \frac{h^3}{6(EJ)_S} + \frac{h^2 l}{12(EJ)_R} \end{cases}$$

Wenn man die Biegelinien der Stiele angenähert als Sinuslinien betrachtet, wie es der Ersatzbelastung auch entsprechen würde, ist

$$(3) \quad f_v = \frac{\pi^2}{16} \cdot \frac{f_{SB}}{h} + \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{SS}}{h} + \frac{f_{SB} f_{SS}}{h}.$$

Betrachtet man die Biegelinie des Riegels als zwischen den Sinuslinien mit den gleichen Endtangente liegend, so folgt durch Mittelbildung angenähert (Abb. 4)

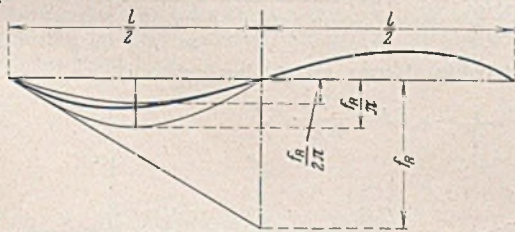


Abb. 4.

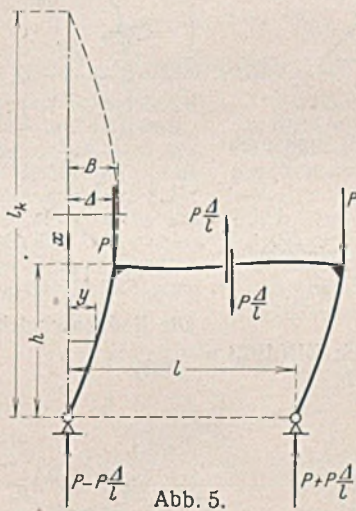


Abb. 5.

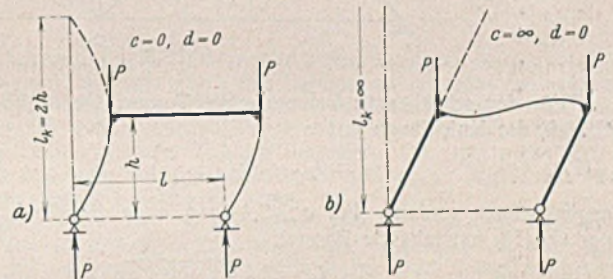


Abb. 6.

$$(3') \quad f_h = 2 \cdot \frac{1}{2} \left[\frac{\left(\frac{f_R}{\pi}\right)^2}{\frac{l}{2}} + \frac{\left(\frac{f_R}{2\pi}\right)^2}{\frac{l}{2}} \right] \frac{\pi^2}{4} = \frac{5}{8} \cdot \frac{f_R^2}{l}.$$

Durch Einsetzen der Gl. (2) in Gl. (3) und (3') und der Gl. (3) und (3') in Gl. (1) erhält man den kritischen Auflagerdruck bzw. die kritische Stielkraft

$$(4) \quad P_k = \frac{\pi^2 (EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{1 + \frac{c}{2}}{\frac{\pi^4}{96} + \frac{\pi^2}{12} \cdot c + \left(\frac{\pi^2}{48} + \frac{\pi^2 d}{38,4 \cdot 4}\right) \cdot c^2},$$

wobei

$$(5) \quad c = \frac{(EJ)_S}{h} \cdot \frac{l}{(EJ)_R}$$

und

$$(6) \quad d = \frac{Hl}{2Ph} = \frac{Hl}{Qh} \quad (= \text{Quotient der Normalkraftflächen}).$$

Durch Behandlung von Sonderfällen gelingt es, die ohnehin recht genaue Gl. (4) weiter zu verschärfen und dabei zu vereinfachen.

Im Sonderfall des nur in den Knoten und nur lotrecht belasteten Rechteckrahmens (Abb. 5) ist für den Stiel

$$y'' = -\frac{M}{(EJ)_S} = -\frac{P}{(EJ)_S} \cdot y + \dots \quad \left| \quad y = A \cdot \cos \alpha x + B \cdot \sin \alpha x, \right.$$

wobei

$$\alpha = \sqrt{\frac{P}{(EJ)_S}}.$$

Für $x=0$ ist $y=0$, daher $A=0$, somit beträgt die Verschiebung der Knoten

$$\Delta = B \cdot \sin \alpha h;$$

wegen der Starrheit des Knotens ist

$$B \alpha \cdot \cos \alpha h = \frac{PB \cdot \sin \alpha h}{l} \cdot \frac{1}{3(EJ)_R} \left(\frac{l}{2}\right)^3 \frac{1}{2}.$$

Daraus folgt die Knickbedingung²⁾

$$(7) \quad (\alpha h) \tan(\alpha h) = \frac{6}{c}.$$

Für $c=0$ ist

$$(8) \quad P_k = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{(2h)^2},$$

daher ist in Gl. (4) $\frac{\pi^4}{96}$ durch 1 zu ersetzen (Abb. 6a).

Für kleine c muß $(\alpha h) = h \sqrt{\frac{P}{(EJ)_S}} = \frac{\pi}{2}$, und daher (Abb. 7)

$$(9) \quad \tan(\alpha h) = \frac{1}{\left(\frac{\pi}{2} - \alpha h\right) + \frac{1}{3} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha h\right)^3 + \dots} \approx \frac{1}{\frac{\pi}{2} - \alpha h}$$

sein.

Durch Einsetzen von Gl. (9) in Gl. (7) erhält man

$$(\alpha h) = h \sqrt{\frac{P}{(EJ)_S}} = \frac{\pi}{2 \left(1 + \frac{c}{6}\right)}.$$

Daraus folgt

$$(10) \quad P_k = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{c}{6}\right)^2} = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{1 + \frac{c}{2}}{1 + \frac{5}{6} \cdot c}.$$

Daher ist in Gl. (4) $\frac{\pi^2}{12}$ durch $\frac{5}{6}$ zu ersetzen.

Für den weiteren Sonderfall $c \rightarrow \infty, d=0$ (Abb. 6b) folgt aus Gl. (7)

$$(\alpha h)^2 = \frac{P}{(EJ)_S} \cdot h^2 = \frac{6}{c},$$

daher

$$(11) \quad P_k = \frac{(EJ)_S}{h^2} \cdot \frac{6}{c} = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{c}{\pi^2 \cdot c^2};$$

hier ist Gl. (4) zutreffend, eine Folge der bezüglich der Biegelinien gemachten Annahme.

Im letzten Sonderfall $c \rightarrow \infty, d \rightarrow \infty$, ist (Abb. 6c)

$$(12) \quad H_k = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_R}{\left(\frac{l}{2}\right)^2}.$$

²⁾ Hertwig-Pohl, Stahlbau 1936, Heft 9, S. 129.

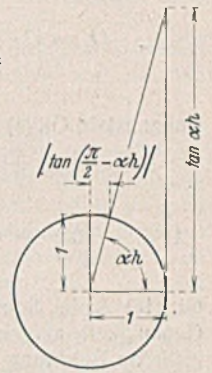


Abb. 7.

Gl. (4) lautet hier

$$P_k = \frac{\pi^2 (EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{1}{38,4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{(EJ)_S}{h} \cdot \frac{l}{(EJ)_R} \cdot \frac{H_k l}{2P_k h}$$

$$H_k = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_R}{38,4} \cdot l^2$$

Daher ist in Gl. (4) $\frac{\pi^2}{38,4}$ durch $\frac{1}{4}$ zu ersetzen.

So gewinnt man

$$(13) \quad P_k = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{1 + \frac{c}{2}}{1 + \frac{5}{3} \cdot \frac{c}{2} + \left(\frac{\pi^2}{12} + \frac{d}{4}\right) \left(\frac{c}{2}\right)^2}$$

Gl. (13) kann infolge ihrer expliziten Form und ihrer weitgehenden Genauigkeit als erweiterte Eulersche Formel bezeichnet werden. Die kritische Belastung und die kritische Riegelkraft betragen

$$(14) \quad Q_k = 2P_k = \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{(2h)^2} \cdot \frac{96 + 48c}{48 + 40c + (\pi^2 + 3d)c^2}$$

$$(15) \quad H_k = P_k \cdot \frac{H}{P}$$

Nach Gl. (13) ist

$$(16) \quad P_k < \frac{1}{4} \cdot \pi^2 \cdot \frac{(EJ)_S}{h^2}$$

Es wäre daher falsch, die Stiele mit der Stielhöhe als Knicklänge wie einen beiderseits gelenkig gelagerten Druckstab zu bemessen. Dieser Fehler muß z. B. bei einem Stahltragwerk unbedingt zum Einsturz führen, da dort selbst für schlanke Stäbe der Sicherheitsgrad ν nur 3,5 beträgt.

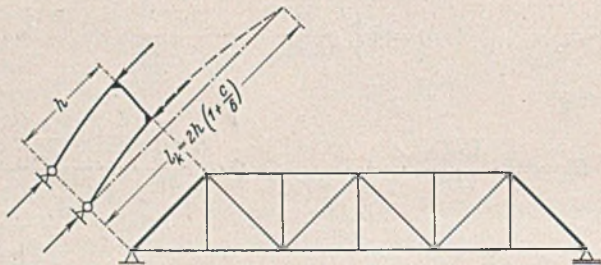


Abb. 8.

Für den schrägen Endrahmen eines Trapezträgers (Abb. 8) kann nach Gl. (10) die Knicklänge mit

$$(17) \quad l_k = 2h \left(1 + \frac{c}{6}\right)$$

angenommen werden. Für $c > 2,4$ mag auch die durch Vereinfachung der Gl. (13) entstehende Formel

$$(18) \quad l_k = 2h \sqrt{1 + 0,4c}$$

Verwendung finden. Die Knicklänge der Endschrägen nach DIN 1073 gleich der Netzlänge anzunehmen, erscheint daher bedenklich.

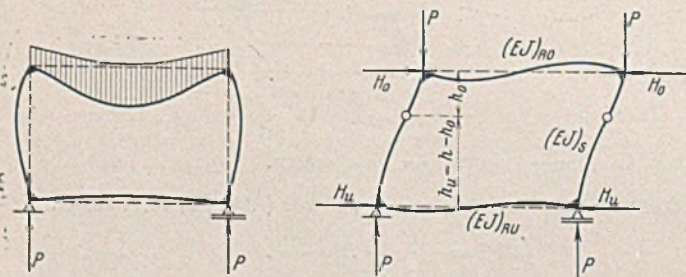


Abb. 9.

Gl. (13) ist auch zur Bestimmung der Knicklast des geschlossenen Rechteckrahmens²⁾ verwendbar (Abb. 9). Unter der kritischen Ersatzlast weisen die Biegelinien der Stiele Wendepunkte auf. Durch diese zerfällt der geschlossene Rahmen in zwei Rahmen mit Fußgelenken, deren Knicklasten einander gleich und gleich der gesuchten Knicklast sein müssen. Dadurch ist die Lage der Wendepunkte und damit auch die Knicklast bestimmt.

Der unten eingespannte Rahmen (Abb. 10) zerfällt durch das Entstehen von Wendepunkten in den Stielen in zwei unten eingespannte Stäbe und einen Rahmen mit Fußgelenken. Wieder kann durch Anwendung der Gl. (13) die Lage der Wendepunkte und damit die Knicklast bestimmt werden.

Von großem Einfluß auf die Knicklast des unten eingespannten Rahmens ist die Unvollkommenheit der Einspannung. Daher wird für den unten nachgiebig eingespannten Stab (Abb. 11) die Knicklast bestimmt.

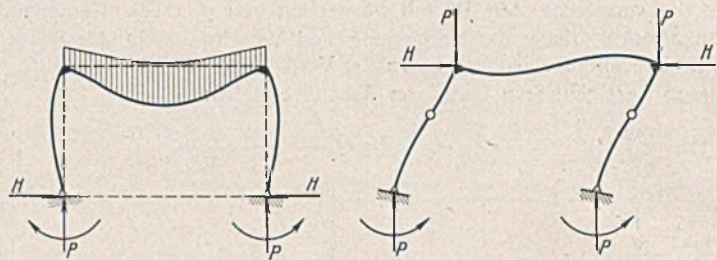


Abb. 10.

Mit den Bezeichnungen

σ = Bodenpressung

k = Bettungsziffer

η = Einsenkung = $\frac{\sigma}{k}$

Z = Trägheitsmoment der Aufstandfläche um die zur Zeichenebene senkrechte Schwerachse,

gilt für die Verdrehung der Aufstandfläche

$$(19) \quad \tau = \frac{1}{k} \cdot \frac{M_0}{Z} = \kappa M_0$$

Für die elastische Linie ist

$$y'' = -\frac{M}{EJ} = -\frac{P}{EJ} \cdot y, \quad \text{wobei } \alpha = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$$

$$y = A \cdot \cos \alpha x + B \cdot \sin \alpha x$$

$$x = 0, \quad y = 0, \quad A = 0.$$

Daher ist

$$y' = B \alpha \cdot \cos \alpha x$$

$$y'' = -B \alpha^2 \cdot \sin \alpha x.$$

An der Grundfuge gilt daher

$$B \alpha \cdot \cos \alpha s = \kappa EJ B \alpha^2 \cdot \sin \alpha s.$$

Daraus folgt die Knickbedingung

$$(20) \quad (\alpha s) \tan(\alpha s) = \frac{s}{\kappa EJ}$$

Bei geringer Bodennachgiebigkeit, also großem k und kleinem κ ist (vgl. Abb. 7)

$$(\alpha s) \approx \frac{\pi}{2}$$

$$\tan(\alpha s) \approx \frac{1}{\frac{\pi}{2} - (\alpha s)}$$

Daraus folgt für die Knicklast

$$(21) \quad P_k = \frac{\pi^2 EJ}{(2s)^2 \left(1 + \frac{\kappa EJ}{s}\right)^2}$$

Die Bodennachgiebigkeit wirkt also so, als ob der Stab um

$$(22) \quad J_s = \kappa EJ = \frac{1}{kZ} \cdot EJ$$



Abb. 11.

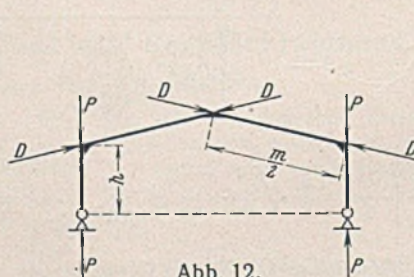


Abb. 12.

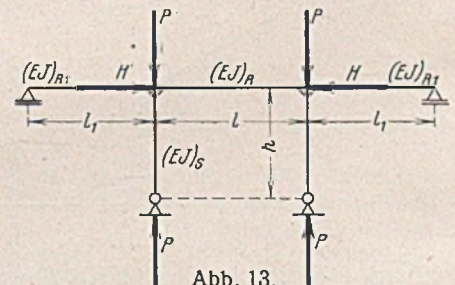


Abb. 13.

tiefer in den Boden reichte und dort vollkommen eingespannt wäre. J_s ist von der Länge des Stabes, bei dem eingespannten Rahmen von der Lage der Wendepunkte in den Stielen unabhängig.

Gl. (13) ist auch auf den Hallenbinder nach Abb. 12 anwendbar. Dabei ist jedoch in den Gl. (5) und (6) $(EJ)_R$ durch $(EJ)_D$, l durch m und H durch D zu ersetzen. Ein etwaiges Scheitelgelenk beeinflusst nur die Größe von D und ist belanglos, sobald die Ersatzbelastung festgestellt ist.

Bei der näherungsweise Anwendung der Gl. (13) auf das Brückentragwerk nach Abb. 13 ist c durch

$$(23) \quad c_m = \frac{2c_1 c}{2c_1 + c}, \quad \text{wobei } c_1 = \frac{(EJ)_S}{h} \cdot \frac{l_1}{(EJ)_{R_1}}$$

zu ersetzen. Dadurch wird den die Stiele ausstiftenden äußeren Feldern des Streckbalkens Rechnung getragen. Bezüglich einer Einspannung der Stielfüße gilt das bereits zu Abb. 10 u. 11 Gesagte.

Hervorzuheben ist, daß (Gl. 13) nur unter der Voraussetzung zutrifft, daß dem Gleichgewichtswechsel kein Fließen der Rahmenecken vorausgegangen ist (Abb. 14). Der eine, im Bilde linke Knoten wird sonst durch das Ausknicken entlastet und gewinnt entsprechend der Entlastungsgeraden des Spannungsdehnungsdiagramms seine Festigkeit zurück. Der andere Knoten wirkt dagegen auch während des Ausknickens als Gelenk. Dadurch verwandelt sich der rechte Stiel in eine Pendelstütze und vermindert sich die ausstiftende Wirkung des Riegels in bezug auf den linken Stiel. Das Gleichgewichtsvermögen des Tragwerkes ist sodann nahezu erschöpft³⁾. Um jedoch die Baustofffestigkeit ausnutzen zu können, muß man daher den Knicksicherheitsgrad ν mit

$$(24) \nu = \frac{\text{Streckgrenze}}{\text{zul. Randspannung}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}} = 1,7$$

wählen.

Gl. (13) kann zur Bestimmung der Knicklast des Rechteckrahmens nach Abb. 15 nicht verwendet werden, da dort die Entfernung der Stielenden veränderlich ist. Mit den früheren Bezeichnungen lautet die Bedingung gleicher Verdrehung der Knotenquerschnitte:

$$B \alpha \cdot \cos(\alpha h) = \frac{1}{2(EJ)_R} PB \sin(\alpha h) l,$$

³⁾ Puwein, Die Knickfestigkeit des Stockwerkrahmens. Stahlbau 1936, Heft 26, 1937, Heft 1, 1938, Heft 14/15.

wobei

$$P = \alpha^2 (EJ)_s,$$

Daraus folgt die Knickbedingung

$$(25) (\alpha h) \tan(\alpha h) = \frac{2}{c},$$

der verhältnismäßig niedere Knicklasten und große Knicklängen entsprechen.

Abschließend sei bemerkt, daß die vorstehenden Ergebnisse keineswegs nur den Stahlbau, sondern auch den Eisenbeton- und Holzbau betreffen.

Im Eisenbetonbau wurde durch die einst gedungenen Abmessungen, durch die unbewußte, ungerechtfertigte Annahme seitlich festgehaltener Knoten und nicht zuletzt durch das Fehlen einer durchsichtigen Beziehung zur Bestimmung der Knicklast von Rechteck- und verwandten Rahmen das Entstehen der Meinung begünstigt, daß dort Knickfragen eine nur untergeordnete Rolle spielten. Gl. (13) beweist das Gegenteil und ist daher auch auf Eisenbetonrahmen anwendbar, wobei E_b im Sinne der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton A, § 17, Abs. 3, mit 210 000 kg/cm² anzunehmen ist. Gl. (24) auch für Eisenbetonrahmen zu verwenden, ist im Hinblick auf das Fließen der Stahleinlagen gerechtfertigt.

Da bei einer Überschreitung der Knicklast [Gl. (14)] die antisymmetrische Krümmung nach Abb. 2 sich der symmetrischen Krümmung nach Abb. 1 überlagert und schließlich überwiegt, empfiehlt es sich, die Bewehrung entsprechend zu ergänzen, und in der Nähe der Fußgelenke gekreuzte Schrägseile anzuordnen⁴⁾.

Bei außergewöhnlich hohen Knicknormalspannungen σ_k ist mit einem verminderten Elastizitätsmodul E' zu rechnen, der in Anlehnung an bekannte Knickformeln⁵⁾ mit

$$(26) E' \approx E \left(1 - \frac{0,02 \sigma_k}{1,02 \sigma_s - \sigma_k} \right)^2$$

angenommen werden kann. Dabei ist für Eisenbetonrahmen statt der Streckgrenze σ_s des Baustahles die Prismenfestigkeit K_b des Betons einzusetzen.

⁴⁾ Vgl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 15. Aufl., S. 91. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

⁵⁾ Jäger, Die Druckfestigkeit von Stäben aus Baustahl. Berlin 1937.

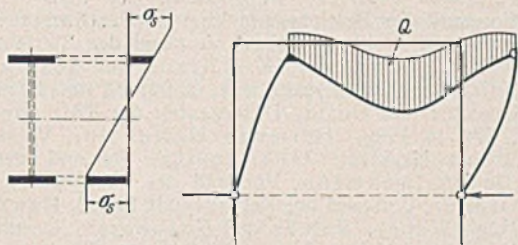


Abb. 14.

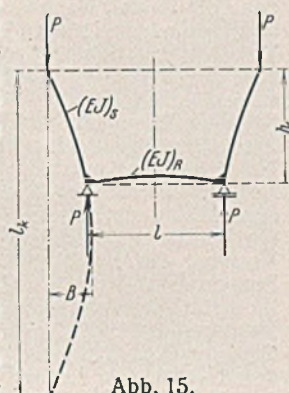


Abb. 15.

Vermischtes.

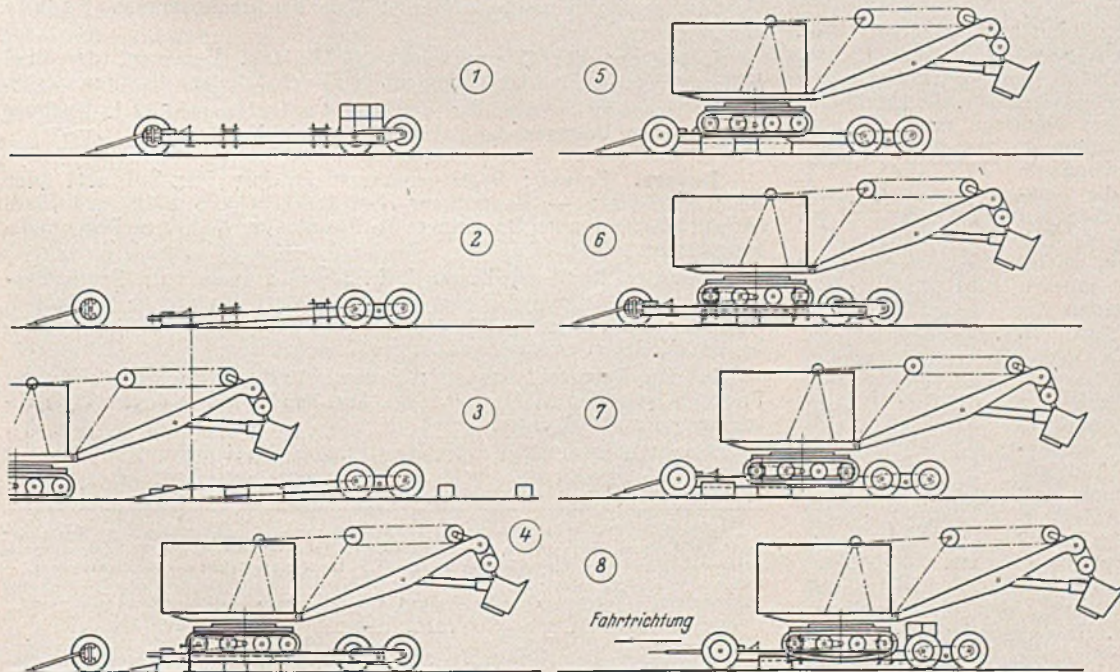
Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk. In den Schlußsätzen der Besprechung des Buches Kögler-Scheidig, „Baugrund und Bauwerk“, 2. Aufl., 1939 (Bautechn. 1939, Heft 52, S. 646) ist angegeben, daß das Erdbauinstitut an der Bergakademie Freiberg (Sa.) aufgelöst sei. Das trifft zwar für das Köglerische Institut an der Bergakademie Freiberg zu, das Erdbaulaboratorium aber, das ihm angegliedert war, wird, wie bereits in Bautechn. 1939, Heft 28, S. 408, mitgeteilt ist, von der Technischen Hochschule Dresden weitergeführt, worauf auf Wunsch seiner Geschäftsführung im Einvernehmen mit dem Herrn Verfasser der Buchbesprechung hingewiesen wird.

Straßenfahrzeug zum Befördern von Löffelbaggern. Zur Behebung der Schwierigkeiten, die sich durch das Fahren von Raupenlöffelbaggern auf Straßen beim Wechseln der Einsatzstellen ergeben, ist von der Demag ein Straßenfahrzeug gebaut worden, das einen kleinen Umbaulöffelbagger mit einer Geschwindigkeit von 25 km/h befördert. Nur das meist kurze Stück von der Baustelle bis zur nächsten Straße oder umgekehrt muß der Bagger mit eigener Kraft zurücklegen.

Das Fahrzeug hat eine Tragfähigkeit von 17 t, so daß man den Grundbagger mit einer Baggereinrichtung ohne Gegengewicht oder den Grundbagger mit Gegengewicht, aber ohne Baggereinrichtung, befördern kann. Durch die statisch bestimmte und raumbewegliche Lagerung des Rahmens, auf dem der Bagger befestigt wird, bleiben die Raddrücke auch auf unebenen Straßen praktisch immer gleich. Die Vorderachse hat zwei und die Hinterachse vier Räder. Von den vier Hinterrädern sind je zwei in einer Schwinge gelagert. Alle sechs Räder haben Doppelreifen. Eine Druckluftbremse wirkt auf die vier Hinterräder. Ferner ist an jeder Hinterachsenschwinge eine von hinten zu bedienende Handbremse angebracht. Ein Bagger kann mit eigener Kraft nur mit den zu dem Fahrzeug gehörigen Holzklötzen auf- und abgeladen werden.

Beim Verladen (s. Abb.) wird das Fahrzeug durch Abkuppeln der Vorderachse auseinandergenommen. Die Holzklötze dienen als Rampe, auf der der Bagger in der Längsrichtung auf den Wagen auffährt. Das Abladen geschieht in umgekehrter Reihenfolge, als auf der Abbildung dargestellt ist.

Zum Ziehen des Anhängers kommt ein Lastkraftwagen von mindestens 5 t Tragfähigkeit oder eine Zugmaschine mit einem Motor von 35 PS Leistung und mehr in Betracht, die beide mit einer Druckluftbremseinrichtung versehen sein müssen.



Verladen eines Umbaulöffelbaggers auf ein Straßenfahrzeug der Demag.

Der verladene Bagger hat eine Höhe von 3,6 m und eine Breite von 2,9 m. Da diese Abmessungen nicht ohne weiteres zulässig sind, muß für eine Beförderung die polizeiliche Genehmigung eingeholt werden.

Rdg. —

Bücherschau.

Preß, H., Dr.-Ing.: Der Boden als Baugrund. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Grundbauforschung, Heft 9, VI, 49 S., 64 Textabb. Berlin 1939, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 5,80 RM.

Das seit Jahrhunderten vernachlässigte Stiefkind der Baukunst, die Grundbauwissenschaft, ist erst seit einem knappen Menschenalter in die Reihe tiefgreifender Forschungen einbezogen worden. Besonders in den letzten 15 Jahren kann man einen wesentlichen Fortschritt feststellen, an dem die Arbeiten von Dr. Preß stark beteiligt sind. Dr. Preß hebt schon in seiner Einleitung die Mängel hervor, die den bisherigen Vorschriften anhaften, er nennt allein neun Punkte in den Vorschriften über die zulässigen Bodenpressungen und vier weitere in denen über die Pfahlberechnungen. Der Verfasser hält sich nicht lange bei den alten Bodenuntersuchungen auf, sondern weist sie gleich in die Grenzen der ihnen zukommenden Bewertung zurück, indem er ihnen seine eigenen, auf eigene Kosten unternommenen Forschungsergebnisse gegenüberstellt. Ein von ihm selbst ersonnenes Bodenentnahmegerät wird erläutert. Dr. Preß kann es sich leisten, auf Quellenangaben aus anderen Werken zu verzichten, da er seine Erkenntnisse nur auf eigene Versuchsergebnisse aufbaut. Was seine Untersuchungen besonders wertvoll macht, ist der Umstand, daß sie größtenteils auf Großbaustellen durchgeführt worden sind und sich so auf die wirkliche Praxis stützen konnten. Er hat dann seine Versuchsergebnisse hinterher noch durch Beobachtungen am fertigen Bau weiter verfolgt, ein Verfahren, welches bisher meist nur dann gehandhabt zu werden pflegte, wenn ein Fehlschlag vorlag. In viel weiterreichender Weise, als es früher geschah, weist Dr. Preß die Tragfähigkeit der Böden zunächst in Abhängigkeit von ihren inneren Eigenschaften nach unter Trennung der Versuchskörper in gestörte und ungestörte Bodenentnahmen, sodann in Abhängigkeit von äußeren Einflüssen, wie von der Be- und Entlastung durch Boden und durch Wasser, von der Neigung der Bodenschichten, ihrer Dicke und der Tragfähigkeit der einzelnen Schichten und von möglichen Veränderungen des Bodens, etwa durch Auswaschungen, Auslaugen von Salzen, Unterhöhlungen, Erschütterungen, Rutschungen, chemische Einwirkungen, Frost oder nachbarlichen Druck. Im letzten Teil behandelt Dr. Preß die Bodentragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Gründungsart und der Grundrißform. Hier werden die neueren Forschungsergebnisse zwar größtenteils bestätigt, aber in überzeugender Weise durch praktische Nachweise an Großbauten erhärtet und beträchtlich erweitert. Es folgen Beobachtungen an Tiefgründungen, an Bauwerken mit nachbarlichen Druckeinwirkungen, an Pfahlgründungen mit ihren Tragschlüssen von der Tragfähigkeit einzelner Pfähle auf die von Pfahlgruppen und endlich eine Besprechung der Setzungen, ihrer Ursachen und Berechnungen sowie der Maßnahmen gegen schädliche Setzungen. Den Schluß des Werkes bildet eine zusammenfassende Behandlung der Abhängigkeit der zulässigen Bodenpressung von der Bruchspannung und der Beziehungen zwischen Gesamtbauteilwerk, Druckverteilung und den zu erwartenden Setzungen. Auch diese Arbeit von Dr. Preß bildet einen namhaften Fortschritt in den grundbautechnischen Erkenntnissen und wird manche Lücke in den seitherigen Forschungsergebnissen ausfüllen.

O. Colberg.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton. (Kl. 84c, Nr. 655 614, vom 24. 10. 1935, von Paolo Alberti in Mailand, Italien.) Um zu erreichen, daß der unter dem Einfluß der Schwingungen der Wassersäule stehende Beton stark verdichtet wird und in alle Hohlräume und Unebenheiten des umgebenden Bodens eindringt, wird die über dem Beton stehende Flüssigkeitssäule während des Einbringens des Betons in hochfrequente Schwingungen versetzt, die sich über die praktisch nicht zusammendrückbare Wassersäule auf die darunterliegende Betonmasse übertragen. Das Vortreibrohr 1 ist in den Boden eingegraben, worauf Gußbeton eingeführt wird, um einen unteren Abschluß 4 zu bilden. Der Beton wird mittels der Leitung 2 durch Pumpen unter Druck zugeführt. Nun wird sowohl Wasser durch das Rohr 3 eingelassen, bis der Raum 5 ganz gefüllt ist. Im oberen Teile des Vortreibrohrs und in Berührung mit der Flüssigkeitssäule ist ein Rüttelgerät 6 angeordnet, das der Flüssigkeit hochfrequente Schwingungen erteilt. Das Rüttelgerät wird in Tätigkeit gesetzt, sobald das Vortreibrohr vollkommen mit Flüssigkeit gefüllt ist, und bleibt während des allmählichen Eindringens des Betons durch das Rohr 2 in Tätigkeit. Der Beton erhält eine Eisenbewehrung 7. Infolge des verstärkten Druckes auf den Beton hebt sich das Vortreibrohr allmählich in dem Maße, in dem die Betonierung des Pfahlschaftes nach oben vorwärts geht. Der gegossene Pfahl 4 tritt aus dem Vortreibrohr heraus und der umgebende Boden gibt dem Betonüberdruck nach.

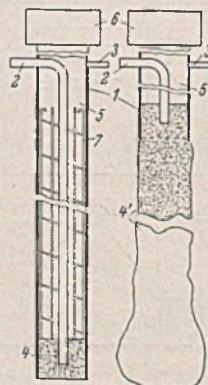


Abb. 1.

Abb. 2.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung. Ernann: Zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnräte Kunst, Vorstand des Betriebsamts Welz, Rockenbauer, Vorstand des Betriebsamts Müzzuschlag, Preyßl, Dezerent des RZA München, Gärtner, Rudolf Kuhn, Bruß, Zemann, Wilhelm Jung, Rausch und Dr.-Ing. Ferdinand Richter, Dezerenten der RBD Villach, Rudolf Braun, Vorstand des Betriebsamts Wien 2, Neubauer, Vorstand des Betriebsamts Knittelfeld, Schiller, Vorstand des Betriebsamts Wien 4, Heinrich Walter, Schrempf, Karl Krauß und Jezdinsky, Dezerenten der RBD Wien, Josef Forstner, Vorstand des Betriebsamts Bischofshofen, Trexler und Cella, Dezerenten der RBD Augsburg, Dr.-Ing. Rudolf Kern in Prag, Hermann-Herrnalt, Vorstand des Betriebsamts Wiener Neustadt, Zloklikovitz, Vorstand des Betriebsamts Krems (Donau), Lachmann, Vorstand des Betriebsamts Klagenfurt, Konstantin Gruber, Vorstand des Betriebsamts Linz 2, Haußner, Fürich, Dr.-Ing. Hugo Weber, Rainer und Kasberger, Dezerenten der RBD Linz, Hartlieb, Vorstand des Betriebsamts Bludenz, Unger, Vorstand des Betriebsamts Hollabrunn, Köstler, Vorstand des Betriebsamts Zwettl, Schimann, Vorstand des Betriebsamts Bad Fischau, Sporn, Dezerent der RBD Kassel, Wicho, Dezerent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Linz, Inführ, Vorstand des Betriebsamts Ansbach, Plekarski, Vorstand des Betriebsamts Salzburg 1, Riedl, Vorstand des Betriebsamts Lundenburg, Bandl, Vorstand des Betriebsamts Spittal-Millstättersee, Steinsky, Vorstand des Betriebsamts Gmünd, Friedrich Richter, Dezerent zur RBD Wuppertal, Otto Müller, Vorstand des Betriebsamts Saalfelden, Wenzhöfer und Viktor Schmid, Dezerenten der Obersten Bauleitung für Elektrifizierungen, Salzburg, zur Zeit Wien, Logar, Vorstand des Betriebsamts Graz, Köller, Vorstand des Betriebsamts Mistelbach, Harold Seitz, Vorstand des Neubauamts Donauwörth, Hollescheck, Vorstand des Betriebsamts Weissenfels, Ernst Seitz, Vorstand des Betriebsamts Waldhofen (Ybbs), Reiniger, Vorstand des Betriebsamts Wien 3, Geymayer, Dezerent der RBD Danzig, Donabauer, Vorstand des Betriebsamts St. Veit (Glan), Schmiederer, Vorstand des Betriebsamts Neu-Ulm, Dr.-Ing. Schweda bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Wien, Hubert Hein, Vorstand des Neubauamts Leoben, Oberhauser, Dezerent der RBD Wien, August Haas, Dezerent der RBD Linz und Janko, Dezerent der RBD Villach; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaudirektoren Peiter, Vorstand des Betriebsamts München-Gladbach, Hans Müller, Vorstand des Neubauamts Wuppertal, Mezger bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder), Sudau bei der Reichsbahnbaudirektion München, Hans-Thomas Hoffmann beim Neubauamt Dessau; — zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahninspektoren Otto Krause in Berlin, Dietrich in Dresden, Nauck in Karlsbad, Kotthoff in Oberhausen, Knop in Leipzig-Wahren, Jurisch in Merseburg, Hakelberg in Karlsruhe, Zinke in Schwerin, Winterberg in Villach und Kuhl bei der Reichsbahnbaudirektion Berlin.

Versetzt: der Oberreichsbahnrat Mönch, Dezerent der RBD Münster (Westf.), als Dezerent zur RBD Danzig; — die Reichsbahnräte Camrath, Vorstand des Betriebsamts Goldap, als Vorstand zum Betriebsamt Kassel 1, Weigner beim Neubauamt Steyr zum Vermessungsamt Regensburg, Werner Kaufmann, Vorstand des Neubauamts Berlin-Lichterfelde 2, als Vorstand zum Betriebsamt Neustettin; — die Reichsbahnbaudirektoren Delvendahl bei der RBD Hannover zur RBD Oepeln, Bäßler beim Neubauamt Stuttgart-Bad Cannstatt zum Betriebsamt Stargard (Pomm.) 2 und Kasel bei der RBD Augsburg zur RBD Danzig.

In den Ruhestand getreten: der Oberreichsbahnrat Seidenstricker, Vorstand des Betriebsamts Bremen 3; — der Reichsbahnrat Foehde in Merseburg.

Gestorben: die Oberreichsbahnräte Zoller, Dezerent der RBD Münster (Westf.), Endler Dezerent der Reichsbahnbaudirektion Berlin.

Im Ruhestand verstorben: der Baurat a. D. Hermanuz in Freiburg (Brs.), zuletzt Vorstand der Bahnbauprüfung Konstanz.

Bayern. Ernann: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Max Schmitt zum Bauamtsdirektor; — Bauassessor Hans Eckl beim Straßen- und Flußbauamt Weilheim unter Berufung in das Beamtenverhältnis zum Regierungsbaudirektor.

Versetzt: Regierungsbaurat I. Kl. Joseph Bauer vom Regierungspräsidenten in Augsburg an das Bayerische Staatsministerium des Innern, Abt. für das Bauwesen; — Regierungsbaurat Dr. Max Schmitt vom Landbauamt München an das Landbauamt Kaiserslautern.

In den Ruhestand versetzt: Bauamtsdirektor Regierungsoberbaurat Friedrich Bühlmann, Vorstand des Landbauamtes Freising, wegen Erreichung der Altersgrenze.

Ausgeschieden: Regierungsbaurat Anton Bittl beim Kulturbauamt Amberg infolge Übertritts in den preußischen Staatsdienst.

INHALT: Eine Flußkanalisierung. — Neubauten von Straßenbrücken. — Neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise im Tunnel- und Stollenbau. — Spannkraftbestimmung an schwierigen Fachwerken durch Knotenpunktstellung. — Die Knieckfestigkeit des Rechteckrahmens. — Vermischtes: Kögler-Scheldig, Baugrund und Bauwerk. — Straßenfahrzeug zum Befördern von Löffelbaggern. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.