

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 24. Januar 1936

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Abstimmung des Sicherheitsgrades von Balkenbrücken auf das Verhältnis der Beanspruchungen durch ruhende und bewegliche Last (k -Verfahren).

Von Dr.-Ing. Bernhard Fritz, NSBDT, Mannheim-Ludwigshafen.

Sowohl die Untersuchungen von Dischinger¹⁾ als auch die vom Verfasser an Bogenträgern aus Stahl und Beton durchgeführten Versuche und Berechnungen²⁾ zeigen als gemeinsames Ergebnis, daß die bisherige Art der Festsetzung des Sicherheitsgrades ν für Bogen- und Balkenbrücken den praktischen Forderungen der Sicherheit und Wirtschaftlichkeit nicht mehr in allen Fällen genügt.

Bei Bogenbrücken ist es zunächst der spannungserhöhende Einfluß der Systemverformung, der eine neue Art des Nachweises der Sicherheit nötig macht. Er tritt insbesondere bei statisch bestimmten und weitgespannten Bogenbrücken auf, die entweder als Vollwandträger oder als Massivgewölbe ausgebildet sind. Da infolge dieses sich ungünstig auswirkenden Einflusses zwischen Belastungen und Spannungen keine Proportionalität mehr besteht und die Spannungen sehr rasch anwachsen, wird die Bruchspannung in dem meistgefährdeten Bogenquerschnitt schon vor dem Aufbringen der ν -fachen ruhenden und beweglichen Belastung erreicht.

Bei der statischen Untersuchung der beiden Stahlbogen der Mälarsee-Brücke in Stockholm ist man dieser Schwierigkeit dadurch begegnet, daß man von vornherein mit ν -fachen Belastungen gerechnet hat und den Nachweis erbrachte, daß die so ermittelten Größtspannungen $\max \sigma'$, $\min \sigma'$ die Streckgrenze σ_F nicht überschreiten.

Führt man in diesem Zusammenhang Untersuchungen über die größte „nutzbare Tragfähigkeit“ von Bogen- und Balkenbrücken durch, d. h. über die Möglichkeiten der Vermehrung der Nutzlast bei praktisch gleichbleibender ruhender Last, so findet man, daß diese bei den einzelnen Brücken sehr verschieden sind. Nachprüfungen dieser Art werden heute zur Beurteilung der Notwendigkeit einer Brückenverstärkung vielfach erforderlich und zeigen z. B., daß die Steigerungsfähigkeit bei Eisenbetonbrücken weit größer ist als bei Stahlbrücken, und bei weitgespannten Trägern größer als bei solchen mit geringen Stützweiten.

Auch auf diese Unterschiede kann man bei der Umgestaltung der Sicherheitsfrage ausgleichend einwirken, wenn man, wie auch Dischinger schon für Eisenbetonbrücken angedeutet, die allgemeine, der ruhenden und beweglichen Last gemeinsame Sicherheitszahl ν in zwei verschieden große Einzelbeiwerte ν_g und ν_p zerlegt.

Die im folgenden entwickelten zahlenmäßigen Vorschläge und Beziehungen sind für Straßenbrücken gedacht und werden zunächst nur für Balkenbrücken aufgestellt, bei denen der Einfluß der Systemverformung bekanntlich keine Rolle spielt. Sie bilden aber auch die Grundlage zur Beurteilung und Umgestaltung der Sicherheitsfrage bei Bogenträgern.

I. Vorschläge für die Festlegung des Sicherheitsgrades ν bei Balkenbrücken aus Baustahl.

Als Sicherheitsgrad ν im bisherigen Sinne wird die Zahl bezeichnet, mit der man die ruhende und bewegliche Last in der ungünstigsten Häufung gleichzeitig vervielfachen kann, bis im betrachteten Querschnitt eine den Bestand des Bauwerks gefährdende Beanspruchung auftritt.

Dabei ist völlig unabhängig vom Verhältnis $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ der Spannungen aus ruhender und beweglicher Last eine gleichmäßige Steigerung beider Belastungen angenommen. Die Größe des Sicherheitsgrades ist so bemessen, daß außer der Sicherheit gegen eine Überschreitung der ruhenden und beweglichen Last auch eine Anzahl sonstiger Beanspruchungsunsicherheiten miteinfaßt werden, die teils materialgebunden, teils statisch oder konstruktiv bedingt sind.

¹⁾ Prof. Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbogen . . . , Bautechn. 1934, H. 50.

²⁾ Dr.-Ing. B. Fritz, Theorie und Berechnung vollwandiger Bogenträger bei Berücksichtigung des Einflusses der Systemverformung. Berlin 1934, Julius Springer. — Ders., Vereinfachte Bestimmung des Einflusses der Systemverformung beim Dreigelenkbogen unter besonderer Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Querschnittsgrößen. Bauing. 1935, Heft 15/16.

Sieht man zunächst von dem Sonderfalle der Knickung oder der Wechselbeanspruchung ab, so ist die Sicherheitszahl für alle Baustahl-sorten festgelegt durch die Beziehung:

$$(1) \quad \nu = \frac{\sigma_F}{\sigma_{zul}} = 1,714 = \text{konstant.}$$

Führt man diesen Wert in die allgemeinere Gleichung

$$(2) \quad \nu(\sigma_g + \sigma_p) = \nu_g \sigma_g + \nu_p \sigma_p$$

ein, so ergibt sich bei der Annahme, daß $\nu_g = 1$ sein soll, d. h. die ruhende Last praktisch nicht vermehrt wird, die Beziehung:

$$(3) \quad \nu_p = \nu_p' = 0,714 \cdot \frac{\sigma_g}{\sigma_p} + 1,714.$$

Sie zeigt, eine wievielfache Vermehrung der Verkehrslast bei gleichbleibendem Sicherheitsgrad $\nu = 1,714$ möglich ist, bis an irgendeiner Stelle des Bauwerks die Streckgrenze σ_F erreicht ist.

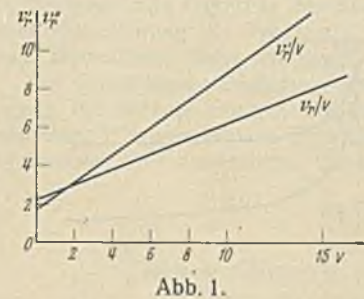


Abb. 1.

Zahlentafel I.

$\nu = \frac{\sigma_g}{\sigma_p}$	ν_p'	ν_p''
0	1,714	2,200
1	2,428	2,600
2	3,142	3,000
3	3,856	3,400
4	4,570	3,800
5	5,284	4,200
10	8,854	6,200
15	12,424	8,200
20	15,994	10,200

Aus Zahlentafel I und Abb. 1 ist zu ersehen, daß die Verkehrslast bei Balkenbrücken mit großem $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ sehr stark gesteigert werden kann,

bis das Bauwerk gefährdet wird, während bei kleinen Werten $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ die Möglichkeit einer Vermehrung der Verkehrslast viel geringer ist.

Beim Bau neuzeitlicher Verkehrsstraßen sollte man eine möglichst hohe und gleichmäßige „nutzbare Tragfähigkeit“ aller im Zuge der Straßen vorkommenden Brückenbauwerke anstreben.

Für die Festlegung veränderlicher Sicherheitsgrade ν , die dem wechselnden Verhältnis $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ entsprechen, wird die Betrachtung zweier Grenzfälle maßgebend.

Im Falle $\frac{\sigma_g}{\sigma_p} \rightarrow 0$ ³⁾, der kleine und leichte Brücken kennzeichnet, ist die Sicherheit ν_p gegen Überschreitung der Verkehrslast ausschlaggebend. Die ruhende Last und somit auch deren begrenzte Steigerung haben nur einen verschwindend kleinen Einfluß. Es geht $\sigma_g \rightarrow 0$ und $\nu \rightarrow \nu_p$. Wie aus Gl. (2) hervorgeht, war bisher in diesem Falle $\nu = \nu_p = 1,714$. Für diesen Wert wird eine Erhöhung auf $\nu_p = 2,20$ vorgeschlagen, eine Zahl, die gleichzeitig die kleinste nutzbare Tragfähigkeit darstellt. Auf diese Weise kann, wie sich aus dem folgenden noch ergibt, auch bei Straßenbrücken eine schwellende oder wechselnde Beanspruchung zweckmäßig berücksichtigt werden.

Im Falle $\frac{\sigma_g}{\sigma_p} \rightarrow \infty$, der weitgespannte und schwere Brücken kennzeichnet, ist der Einfluß der beweglichen Last und somit auch deren

³⁾ d. h. wenn sich $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ dem Werte Null nähert.

begrenzte Vermehrung bedeutungslos. Es ist die Sicherheit ν_g gegen Überschreitung der ruhenden Last maßgebend, da $\sigma_p \rightarrow 0$ und $\nu \rightarrow \nu_g$ geht. Wie Gl. (2) ergibt, war bisher dann ebenfalls $\nu = \nu_g = 1,714$. Berücksichtigt man, daß bei sehr schweren Bauwerken eine Vergrößerung der ruhenden Last aus praktischen Überlegungen heraus nie in demselben Umfange zu erwarten ist wie bei leichteren Brücken, daß außerdem eine Vermehrung der Verkehrslast kaum noch einen Einfluß hat, ebenso daß die an die Verkehrslast gebundenen sonstigen Beanspruchungsunsicherheiten auch keine Rolle mehr spielen, so kommt man zu dem Ergebnis, daß der Wert ν_g kleiner angenommen werden darf, beispielsweise mit $\nu_g = 1,40$. Da bei Stahlbrücken auch bei sehr großen Spannweiten der Verhältniswert $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ immer noch kleiner als 8 ist, wäre sogar $\nu_g = 1,30$

zu vertreten, da mit $\frac{\sigma_g}{\sigma_p} = 8$ nach Gl. (5) auch dann noch eine Sicherheit ν von:

$$\nu = \frac{1,30 \nu + 2,20}{\nu + 1} = \frac{1,30 \cdot 8 + 2,20}{8 + 1} = 1,42$$

vorhanden ist.

Für Balkenträger, die nur auf Biegung beansprucht werden und somit

$$(4) \quad \frac{\sigma_g}{\sigma_p} = \frac{M_g}{M_p} = \nu$$

ist, ergibt sich aus der allgemeinen Gl. (2) in der Form:

$$(2) \quad \nu(M_g + M_p) = \nu_g M_g + \nu_p M_p$$

die Beziehung:

$$(5) \quad \nu = \frac{\nu_g \nu + \nu_p}{\nu + 1} = \frac{1,40 \nu + 2,20}{\nu + 1}$$

die zur Bestimmung der Sicherheitsgrade ν in Abhängigkeit von der Verhältniszahl ν geeignet ist. Der Verlauf der ν -Kurve ist in Abb. 2 aufgetragen. Die ν -Werte sind in Zahlentafel II zusammengestellt.

Zahlentafel II.

ν	ν	k
0	2,200	1,283
1	1,800	1,050
2	1,666	0,972
3	1,600	0,933
4	1,560	0,910
5	1,533	0,894
10	1,472	0,858
15	1,450	0,846
20	1,438	0,838
∞	1,400	0,817

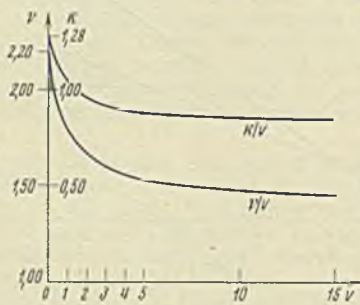


Abb. 2.

Für die Bemessung der Querschnitte führt man die k -Werte ein, die in der Art der Handhabung mit den ω -Werten zu vergleichen sind. Der Spannungsnachweis für die einzelnen Querschnitte geschieht nach der Gleichung:

$$(6) \quad \max \sigma = \frac{k \cdot \max M}{W_n} \leq \sigma_{zul}$$

worin

$$(7) \quad k = \frac{\nu}{1,714}$$

zu setzen ist. Die k -Werte sind ebenfalls in Zahlentafel II zusammengestellt und in Abb. 2 aufgetragen.

Setzt man in Gl. (5) $\nu_g = 1,00$ und führt dann die vorher aus Gl. (5) gefundenen veränderlichen ν -Werte ein, so ergibt sich die Gleichung:

$$(8) \quad \nu_p = \nu_p'' = 0,40 \nu + 2,20,$$

die der eingangs abgeleiteten Gl. (3) entspricht. Sie zeigt, eine wievielfache Vermehrung der Verkehrslast möglich ist, wenn die dem jeweiligen

Verhältnis $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ entsprechende Sicherheit ν noch vorhanden sein soll.

Man sieht aus der in Abb. 1 aufgetragenen ν_p'' -Geraden sowie aus den dazugehörigen, in Zahlentafel I zusammengestellten ν_p'' -Werten, daß die Steigerungsfähigkeit der Verkehrslast bei praktisch gleichbleibender ruhender Last für kleine Verhältnisse ν größer, für große ν aber kleiner geworden ist, was von vornherein auch erreicht werden sollte.

Sowohl aus den Zahlenwerten und Kurven als auch aus den anschließend durchgeführten Rechenbeispielen geht hervor, daß sich die Aufspaltung des Sicherheitsgrades in Einzelwerte ν_g und ν_p bei weitgespannten Brücken günstig auswirkt. Sie kommt dort einer Erhöhung der zulässigen Spannungen gleich. Diese erscheint aber nach den eingangs

angestellten Überlegungen durchaus berechtigt. Bei kleineren Brücken hat sie eine Verminderung der zulässigen Spannungen zur Folge, die aber im Hinblick auf die dadurch gewonnene größere „nutzbare Tragfähigkeit“ zu vertreten ist, zumal dadurch auch gleichzeitig das Schwellen der Belastungen berücksichtigt wird.

II. Anwendungsbeispiele.

1. Träger auf drei Stützen mit größeren Spannweiten:

$$l_1 = 90,00 \text{ m} \quad l_2 = 70,00 \text{ m} \quad \sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$g = 5,50 \text{ t/m} \quad \varphi p = 2,60 \text{ t/m}.$$

Stützenmomente:

$$\min M_{St, g} = -4580 \text{ tm} \quad \min M_{St, p} = -2170 \text{ tm}$$

$$\min M_{St} = -4580 - 2170 = -6750 \text{ tm}.$$

Hilfswerte:

$$\nu_{St} = \frac{4580}{2170} = 2,12 \quad \nu_{St} = \frac{1,40 \cdot 2,12 + 2,20}{2,21 + 1} = 1,66$$

$$k_{St} = \frac{1,66}{1,71} = 0,96.$$

Damit berechnet sich das erforderliche nutzbare Widerstandsmoment W_n aus:

$$W_n = \frac{k \cdot \min M_{St}}{\sigma_{zul}} = \frac{0,96 \cdot 6750000}{2,10} = 308000 \text{ cm}^3.$$

Feldmomente (Feld 1):

$$\max M_{F_1, g} = +3510 \text{ tm} \quad \max M_{F_1, p} = +1950 \text{ tm}$$

$$\max M_{F_1} = +3510 + 1950 = +5460 \text{ tm}.$$

Hilfswerte:

$$\nu_{F_1} = \frac{3510}{1950} = 1,80 \quad \nu_{F_1} = \frac{1,40 \cdot 1,80 + 2,20}{1,80 + 1} = 1,68$$

$$k_{F_1} = \frac{1,68}{1,71} = 0,98.$$

Erforderliches nutzbare Widerstandsmoment:

$$W_n = \frac{0,98 \cdot 5460000}{2,10} = 254000 \text{ cm}^3.$$

Feldmomente (Feld 2):

$$\max M_{F_2, g} = +1470 \text{ tm} \quad \max M_{F_2, p} = +1260 \text{ tm}$$

$$\max M_{F_2} = +1470 + 1260 = +2730 \text{ tm}.$$

Hilfswerte:

$$\nu_{F_2} = \frac{1470}{1260} = 1,17 \quad \nu_{F_2} = \frac{1,40 \cdot 1,17 + 2,20}{1,17 + 1} = 1,77$$

$$k_{F_2} = \frac{1,77}{1,71} = 1,03.$$

Erforderliches nutzbare Widerstandsmoment:

$$W_n = \frac{1,03 \cdot 2730000}{2,10} = 134000 \text{ cm}^3.$$

2. Träger auf drei Stützen mit kleinen Spannweiten:

$$l_1 = l_2 = 48,00 \text{ m} \quad \sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$g = 4,30 \text{ t/m} \quad \varphi p = 5 \text{ t/m}.$$

Stützenmomente:

$$\min M_{St, g} = -1310 \text{ tm} \quad \min M_{St, p} = -1525 \text{ tm}$$

$$\min M_{St} = -1310 - 1525 = -2835 \text{ tm}.$$

Hilfswerte:

$$\nu_{St} = \frac{1310}{1524} = 0,86 \quad \nu_{St} = \frac{1,40 \cdot 0,86 + 2,20}{0,86 + 1} = 1,83$$

$$k_{St} = \frac{1,83}{1,71} = 1,07.$$

Erforderliches nutzbare Widerstandsmoment:

$$W_n = \frac{1,07 \cdot 2835000}{2,10} = 144400 \text{ cm}^3.$$

Feldmomente:

$$\max M_{F, g} = +670 \text{ tm} \quad \max M_{F, p} = +1084 \text{ tm}$$

$$\max M_F = +670 + 1084 = +1754 \text{ tm}.$$

Hilfswerte:

$$\nu_F = \frac{670}{1084} = 0,62 \quad \nu_F = \frac{1,40 \cdot 0,62 + 2,20}{0,62 + 1} = 1,89$$

$$k_F = \frac{1,89}{1,71} = 1,10.$$

Erforderliches nutzbare Widerstandsmoment:

$$W_n = \frac{1,10 \cdot 1754000}{2,10} = 92000 \text{ cm}^3.$$

III. Vorschläge für die Festlegung des Sicherheitsgrades ν bei Balkenbrücken aus Eisenbeton.

1. Straßenbrücken.

Entsprechend den bei Stahlbrücken angestellten Überlegungen wird auch hier $\nu_g < \nu_p$ gewählt, beispielsweise $\nu_g = 2,50$ und $\nu_p = 3,50$. Mit diesen Werten ergeben sich die Beziehungen:

$$(9) \quad \nu = \frac{2,50 \nu + 3,50}{\nu + 1} \quad \text{und}$$

$$(9) \quad k = \frac{\nu}{3,50}$$

Die Ergebnisse der Auswertung dieser beiden Gleichungen sind in Zahlentafel III zusammengestellt und in Abb. 3 aufgetragen.

Zahlentafel III.

ν	ν'	k
0	3,500	1,000
1	3,000	0,857
2	2,833	0,809
3	2,750	0,786
4	2,700	0,772
5	2,666	0,762
10	2,590	0,740
15	2,562	0,732
20	2,547	0,727
∞	2,500	0,715

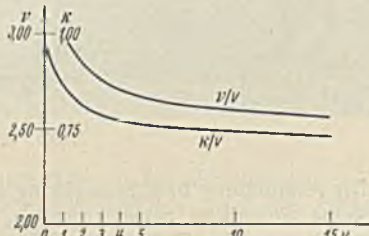


Abb. 3.

2. Bahnbrücken.

Mit $\nu_g = 2,50$ und $\nu_p = 4,00$ ergeben sich aus den Gleichungen:

$$(10) \quad \nu = \frac{2,50 \nu + 4,00}{\nu + 1} \quad \text{und}$$

$$(11) \quad k = \frac{\nu}{4,00}$$

die in Zahlentafel IV zusammengestellten und in Abb. 4 aufgetragenen Werte.

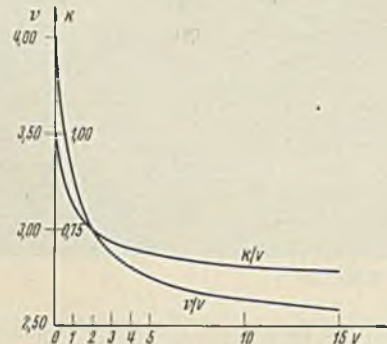


Abb. 4.

Zahlentafel IV.

ν	ν'	k
0	4,000	1,000
1	3,250	0,812
2	3,000	0,750
3	2,875	0,718
4	2,800	0,700
5	2,750	0,688
10	2,636	0,658
15	2,594	0,648
20	2,570	0,643
∞	2,500	0,626

Für die Bemessung der Querschnitte ist mit den k -fachen Größtmomenten zu rechnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer geschweißten Unterführung in Zagreb (Agram).

Von Dipl.-Ing. Anton Tempel, Maribor.

Im Zuge der Stadterweiterung der Stadt Zagreb (Agram), der zweiten Landeshauptstadt Jugoslawiens, jenseits der Bahnlinie Belgrad—Zagreb—Ljubljana, die bisher am Rande des alten Zagreb verlief, war es notwendig, für die neu entstandenen Stadtteile gute Verbindungen mit dem Stadtzentrum zu schaffen.

In Befolgung dieses Planes werden die bisherigen Straßenkreuzungen in Gleishöhe und die schmalen Durchlässe durch entsprechende Unterführungen ersetzt. Nachdem im Jahre 1931 die Unterführungen der Savska- und der Samoborska - Straße gebaut waren, wurde im Spätherbste 1934 die Ausführung der Unterführung der Tratinska - Straße durch die Stadtgemeinde Zagreb im Wege einer Ausschreibung an die Splošna stavbena družba (Allgemeine Baugesellschaft) in Maribor vergeben.

Die beiden erst-erwähnten Unterführungen wurden von einer österreichischen Brückenbauanstalt geliefert. Sie stellen Rahmenbrücken über drei Öffnungen, Bauart Gerber, in der bis dahin üblichen gelenkerten Bauweise dar. Der Querschnitt dieser Brücken ist in Abb. 1 dargestellt, wo besonders die Art der Entwässerung der Fahrbahntafel und der Gehwege auffällt. Da die Fahrbahntafel der in der Waagerechten liegenden Brücken ebenfalls waagrecht gelegt wurde, erhielten die Rinnen ein entsprechendes Längsgefälle nach den beiderseitigen Widerlagern.

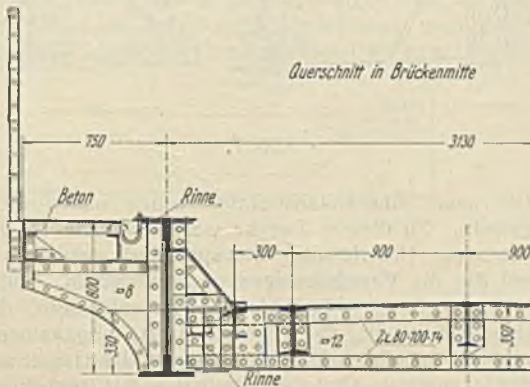


Abb. 1.

Das Aussehen dieser Rahmenbrücken ist sehr gefällig; deshalb stellte die Stadtgemeinde Zagreb in den Bedingungen für die Ausschreibung der neuen Unterführung die Forderung, daß deren Ausführung in ähnlicher Weise stattzufinden habe wie die der bestehenden Unterführungen.

Auf Grund dieser Bedingung waren der Ersterherin der neuen Unterführung die äußeren Formen des Bauwerks vorgeschrieben. Die in der Zwischenzeit fortgeschrittene Entwicklung der Schweißtechnik, die ja im allgemeinen eine wesentliche Gewichtsverminderung und konstruktive Vereinfachung ermöglicht, bestimmte jedoch die Splošna stavbena družba, die neue Unterführung als eine vollkommen geschweißte Brücke auszuführen. Dieser Entschluß war gegründet auf die zahlreichen in den letzten Jahren mit bestem Erfolge ausgeführten geschweißten Stahlbauten, für die

die Firma sich tüchtige und erprobte Schweißer herangebildet hatte, und fand die lebhafteste Zustimmung der maßgebenden Stellen der staatlichen Eisenbahnverwaltung, die damit einen neuen Beweis ihres Willens, jeden Fortschritt in der Stahlbauweise zu fördern, gegeben haben.

Die allgemeine Anordnung der Konstruktion der neuen Unterführung ist aus Abb. 2, 3 u. 4 ersichtlich, in denen die Hauptabmessungen und die wichtigsten Einzelheiten der Ausführung eingetragen sind. Die Hauptträger-Rahmen der Mittelöffnung sind geschweißte Blechträger, be-

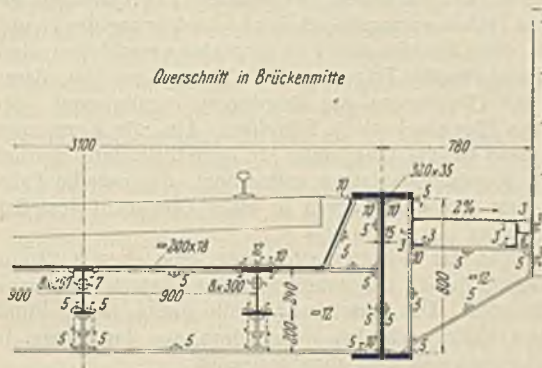


Abb. 4.

Die beiden erst-erwähnten Unterführungen wurden von einer österreichischen Brückenbauanstalt geliefert. Sie stellen Rahmenbrücken über drei Öffnungen, Bauart Gerber, in der bis dahin üblichen gelenkerten Bauweise dar. Der Querschnitt dieser Brücken ist in Abb. 1 dargestellt, wo besonders die Art der Entwässerung der Fahrbahntafel und der Gehwege auffällt. Da die Fahrbahntafel der in der Waagerechten liegenden Brücken ebenfalls waagrecht gelegt wurde, erhielten die Rinnen ein entsprechendes Längsgefälle nach den beiderseitigen Widerlagern.

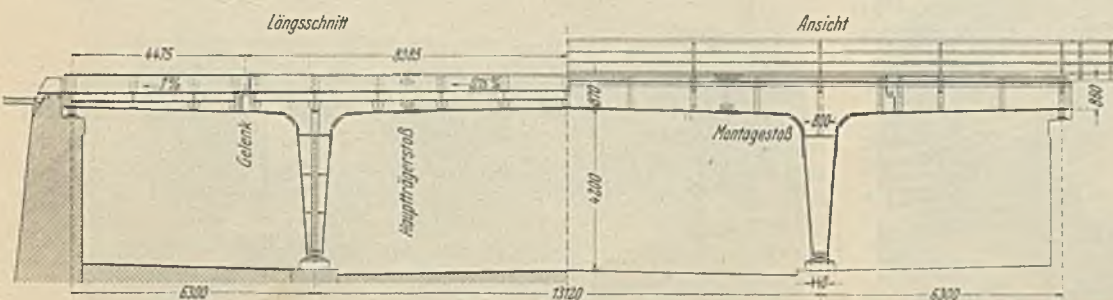


Abb. 2.

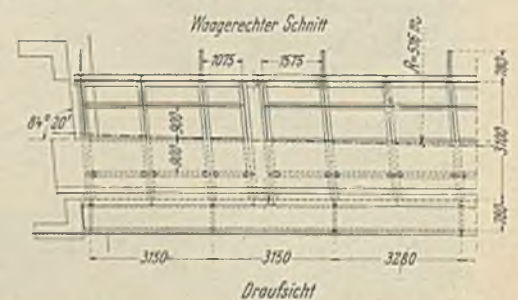


Abb. 3.

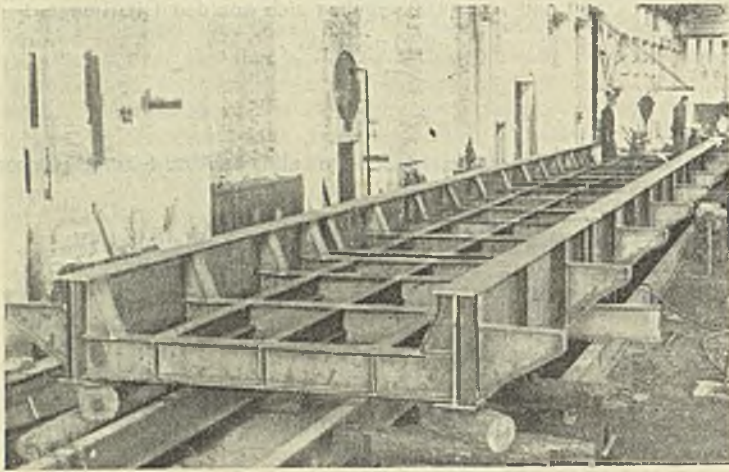


Abb. 5.

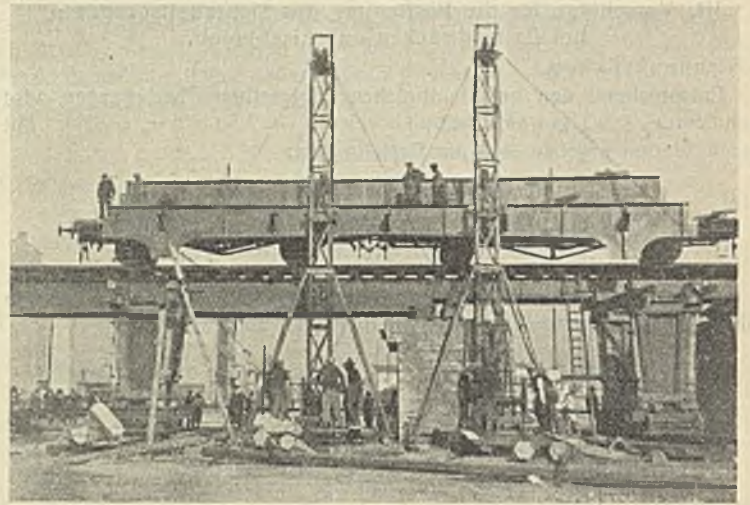


Abb. 6.

stehend aus einem 15 mm dicken, in Rahmenmitte 800 mm hohen Stehblech mit Flanschen aus Breitstählen 320 · 35 mm. Mit Rücksicht auf die durch die heimischen Eisenwerke erzeugbaren Blechabmessungen war es erforderlich, im Rahmenriegel zwei Werkstättenstöße auszuführen. Der Stoß des Stehbleches wurde ausgeführt in Form einer X-Naht, verstärkt durch zwei eingeschweißte Flachstahlsplanken; der Stoß der Flansche wurde mittels einer steilen V-Naht und beiderseitiger Laschen hergestellt. Die Montagestöße der Hauptträgerrahmen sind in die Rahmenfüße verlegt. Die Stehbleche der Riegel und der Füße stoßen hier gegen ein rechtwinklig zur Stehblechebene durchgestecktes Blech 320 · 35 mm, mit dem sie durch Kehlnähte verbunden sind. Die etwas oberhalb liegenden Stöße der Flansche wurden mit V-Naht stumpf geschweißt; außerdem wurden doppelseitig Laschen angeordnet, deren Breite so gewählt ist, daß eine Überkopfschweißung vermieden worden ist.

Die Stehbleche der Hauptträger sind ausgestellt außen mit Stücken aus $\frac{1}{2}$ I-Profilen, deren Stege an die Stehbleche angeschweißt sind, innen aber durch die Querträger und Eckkonsolen, an deren Enden Breitstähle angeordnet sind, so daß die Anschlußnähte der $\frac{1}{2}$ I-Profile und der inneren Verstärkungen einander nicht gegenüberliegen.

Die Querträger sind ebenfalls aus Breitstählen bzw. Blechen geschweißte Träger, deren Höhen entsprechend der Linienführung der Hauptträger-Untergurte und dem Gefälle der Fahrbahntafel verschieden sind.

Als Gleise und Fahrbahntafel-Träger sind Walzträger gewählt, deren obere Flansche mit den Oberkanten der Querträger bündig sind. Sie sitzen auf Konsolen aus Blechen bzw. $\frac{1}{2}$ I-Profilen. Um die Kontinuität der Gleisträgeranschlüsse an die Querträger zu gewährleisten, wurden über den Querträgern Kontinuitätsplatten angeordnet, die auf die Fahrbahntafelbleche, die über den Gleisträgern in einer Längsnaht gestoßen sind, zu liegen kommen.

Die Fahrbahntafel für das Schotterbett wurde aus ebenen 12 mm dicken Blechen ausgeführt, die an den inneren oberen Flansch der Hauptträger angeschweißt wurden. Die derart hergestellte glatte, breite Rinne erhielt entsprechendes Gefälle nach den Widerlagern, wo das Wasser in Wasserabflußschächten gesammelt und abgeführt wird.

Außerhalb der Hauptträger sind auf Konsolen Gehstege angeordnet, die mit Riffelblech abgedeckt sind und ein passendes Geländer besitzen.

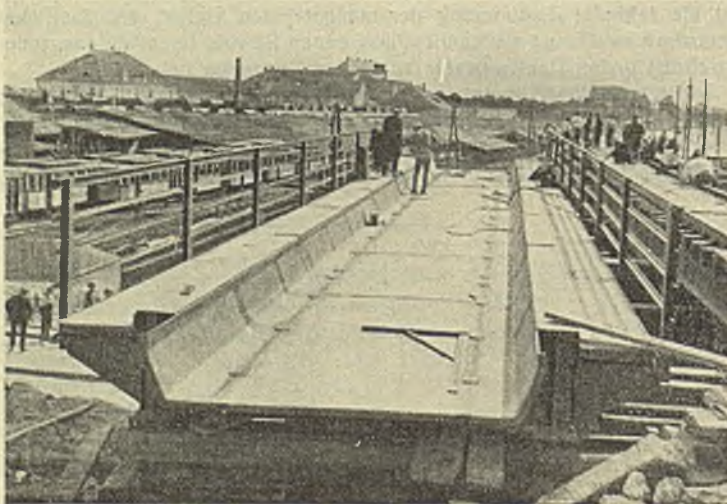


Abb. 8.

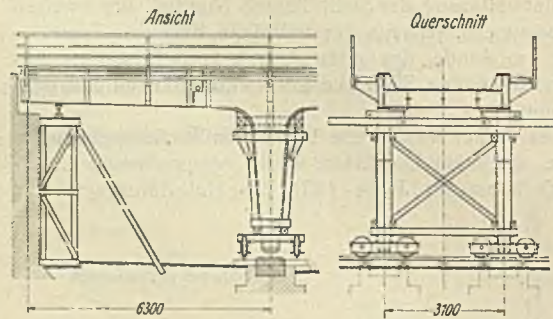


Abb. 7.

Die neue Brückenkonstruktion wurde neben dieser Behelfbrücke aufgestellt. Zu diesem Zwecke wurden in den Ebenen der Rahmenstützen der neuen Unterführung die später erforderlichen Verschubgleise gelegt, auf die die Verschubwagen gestellt wurden. Auf diese Verschubwagen wurden gemäß Abb. 7 Holzgerüste aufgestellt, die zur Aufnahme der Rahmenfüße, die als erstes zur Aufstellung kamen, dienten. Auf die so montierten Rahmenfüße wurden nun die Haupttragrahmen-Riegel mittels zweier eiserner Maste unmittelbar vom Eisenbahnwagen, der sie an die Baustelle brachte, wie Abb. 6 zeigt, abgesetzt. Hierauf wurden die Querträger über den Stützen und in Rahmenmitte eingebaut. Die Montage der übrigen Teile bot nichts Neues.

Nachdem die Brückenkonstruktion vollkommen zusammengebaut und geschweißt war, folgten nach Abbau der Behelfbrücke der Einschub und das endgültige Absetzen der neuen Brücke, was ohne Schwierigkeit und in kürzester Zeit geschah. Die hierauf vorgenommene Belastungsprobe



Abb. 9.

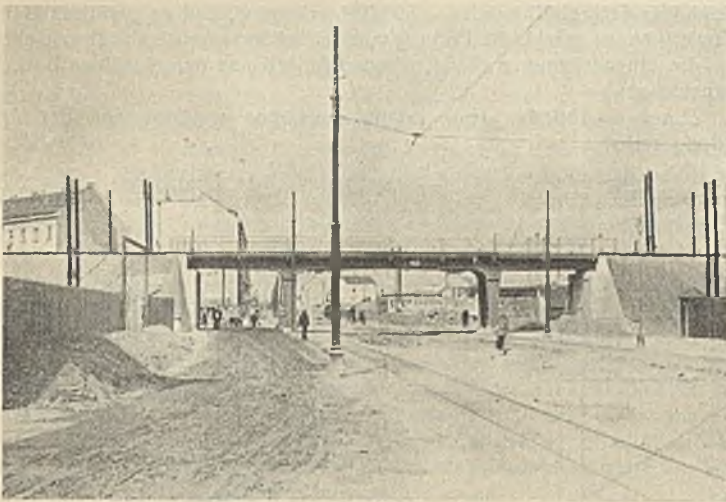


Abb. 10.

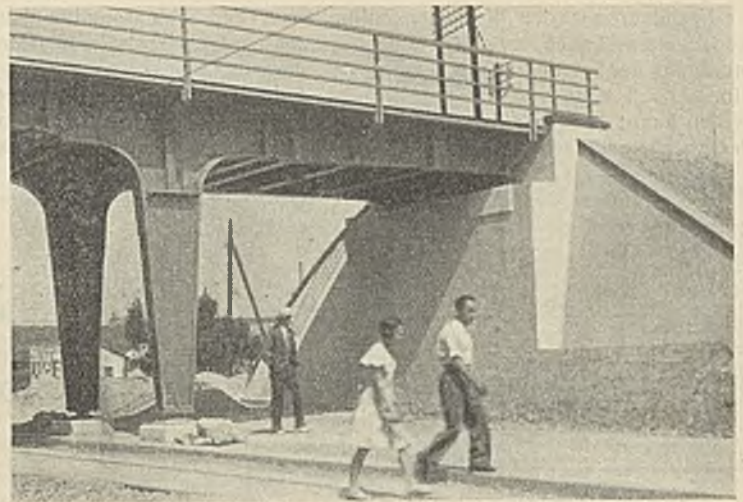


Abb. 11.

ergab eine Durchbiegung der Hauptträger in Rahmenmitte von 5,25 mm gegenüber dem errechneten Werte von 6,80 mm; nach der Entlastung ging die Durchbiegung restlos zurück.

Abb. 8 zeigt eine Draufsicht, Abb. 9 eine Seitenansicht der eben fertiggestellten Brücke vor dem Anbringen der Isolierung bzw. vor dem Verschub. Abb. 10 u. 11 zeigen das Aussehen der fertigen Brücke.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion aus St 37 einschließlich der Lager aus Stahlguß beträgt 49 t. Der gesamte Elektrodenverbrauch machte etwa 2% dieses Gewichtes aus.

Der statischen Berechnung der Stahlkonstruktion der Unterführung lagen zugrunde die Vorschriften des jugoslawischen Verkehrsministeriums. Für die Bemessung der Schweißnähte und für deren Ausführung waren die Vorschriften für geschweißte Stahlbauten des jugoslawischen Bauingenieurwesens maßgebend, die im allgemeinen mit den entsprechenden deutschen Vorschriften übereinstimmen.

Mit der vorstehend beschriebenen Unterführung war die erste vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke in Jugoslawien dem Verkehr übergeben.

Sparbeckenausbildung zur Erzielung einer ruhigen Lage des Schiffes während der Schleusung.

Alle Rechte vorbehalten. Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Techn. Hochschule Danzig.

Das Füllen und Leeren der Sparbecken während der Schleusung eines Schiffes geschieht durch Kanäle, die in den Kammermauern liegen und im allgemeinen an mehreren Stellen, zwischen Oberhaupt und Unterhaupt verteilt, in die Schleuse münden, wie es schematisch Abb. 1 darstellt. Beim Aufwärtsschleusen beginnt das Sparbecken, dessen Wasserstand am niedrigsten liegt, mit der Füllung der Schleusenammer. Dieses Sparbecken liegt fast immer dicht am Unterhaupte der Schleuse, weil sich so die natürliche Geländegestalt, Böschungsrichtung vom OW zum UW hin,

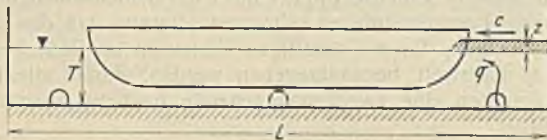


Abb. 1. Beginn der Schleusenfüllung bei der üblichen Sparbeckenleerung.

am einfachsten ausnutzen läßt. Der Zufluß liegt also in der Nähe des Unterhaupts, und zwar auch dann, wenn in den Schleusenmauern Längskanäle vorhanden sind. In dem Buche Winkel „Die Grundlagen der Flußregelung einschl. Stauregelung und Theorie der Schiffsschleusung“¹⁾ ist auf S. 53 bis 58 eingehend erörtert worden, daß beim Einströmen der Wassermenge q m³/sek eine Schwallwelle entsteht, deren Höhe z nach Gl. 24 a. a. O. bestimmt werden kann. Diese Welle eilt mit der Wellenschnelligkeit c in der Schleusenlängsrichtung weiter, wobei sie auf das Schiff stößt und

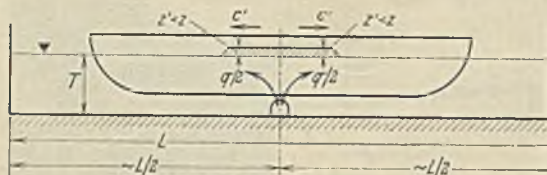


Abb. 2. Beginn der Schleusenfüllung beim Zufluß in der Kammermitte.

dadurch dieses in starke und nicht selten gefahrbringende Schwingungen versetzen kann. Bei dem hier betrachteten Sparbeckenbetriebe würde also eine Schwallwelle von der Höhe z in der Richtung vom Unterhaupt zum Oberhaupt hinlaufen, das Heck des aufwärts zu schleusenden Schiffes treffen und dieses Schiff zunächst stark zum Oberhaupt hin in Bewegung versetzen.

Diese ungünstige Wellenwirkung läßt sich nun in sehr einfacher Weise vermeiden, indem man die Wasserzufuhr zur Schleuse in die Mitte beider Kammermauern verlegt, wie es Abb. 2 zeigt. Von der Mitte aus kann sich nämlich die Wassermenge q nach zwei Richtungen verteilen, zum Oberhaupt und gleichzeitig auch zum Unterhaupt hin. Angenähert wird q in die beiden Abflußmengen von je rund $q/2$ gespalten. Infolgedessen werden die beiden, dem Werte $q/2$ zugeordneten Schwallwellen hier niedriger als bei der oben betrachteten Füllung werden: $z' < z$. Man sollte gemäß Gl. 24 a. a. O. erwarten, daß $z' = 1/2 z$ sein müßte; in Wirklichkeit wird aber z' etwas größer als $z/2$, weil der Schiffskörper eine Umbildung der Welle bedingt, wie es a. a. O. (vgl. Abb. 35) gezeigt wurde. Insbesondere ist hier die Gl. 26 sinngemäß anzuwenden, so daß im Vergleich der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Schwallhöhen zu setzen ist $z' = k(z/2)$ mit $2 \cong k \cong 1$. Wenn z. B. die Schleuse 12 m breit und die anfängliche Wassertiefe 3 m ist, während das Schiff bei 8 m Breite 2 m Tiefgang hat, dann ist (nach der Kurve der Abb. 36 a. a. O.) $k = \text{rd. } 1,19$ und daher $z' = \text{rd. } 0,595 z$ (der Wert z ist nach Abb. 1 in Vergleich zu stellen!) Erfreulicherweise ist aber selbst diese geringe Vergrößerung der Wellenhöhe von $0,5 z$ auf $0,595 z$ für die Schiffslage ganz ohne Bedeutung, weil ja am geschleusten Schiffe zwei gleich große und einander entgegengerichtete Kräfte durch diese beiden Schwallwellen wirken, die sich mithin hinsichtlich der Einwirkung auf das Schiff aufheben, so daß in der Schleusenlängsrichtung überhaupt keine Schiffsbewegung entsteht. Das ist aber offenbar ein großer Gewinn!

Wird zudem die Wasserzugabe von beiden Seiten der Schleusenammer her gleichmäßig geregelt, und wird das geschleuste Schiff möglichst in der Kammermitte zwischen beiden Kammermauern gehalten, was durch geschicktes Fieren der Trossen erreicht werden kann, dann heben sich auch noch die Stoßkräfte auf, weil sie auf jede Bordwand des Schiffes wirken und angenähert gleich groß sind (vgl. Gl. 21 a. a. O.). Dasselbe gilt für etwa auftretende Sogkräfte, die infolge der sogenannten Ejektorwirkung entstehen, wie es auf S. 51 und 52 a. a. O. beschrieben worden ist. Liegt das Schiff nicht genau in der Mitte zwischen den beiden Kammermauern, so wird es im allgemeinen durch diese Sogkraft langsam an die Seite herangeholt, von der aus der Einströmstrahl die stärkere Sogwirkung auf das Schiff ausübt. Die Sogwirkung ist nämlich meistens größer als die Stoßkraft des Wassers. Das Schiff legt sich schließlich an diese Kammerwand, was indessen ohne jeden Nachteil geschehen kann. Andere störende Kräfte sind nicht mehr zu befürchten; das Schiff wird also bei der Füllung von der Kammermitte her so ruhig angehoben, wie es nur erreichbar und erwünscht ist. Es ist bei allen diesen Betrachtungen vorausgesetzt, daß die Länge der Schleusenammer nicht nennenswert größer als die Länge des geschleusten Schiffes ist. Für Schleppzugschleusen sind naturgemäß diese Überlegungen nicht anwendbar, was nicht übersehen werden darf.

¹⁾ Berlin 1934, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Nachdem wir den Wert der Füllung von der Schleusenmitte her kennengelernt haben, mögen einige Überlegungen zur zweckmäßigsten Anordnung der Sparbecken zur Schleusenammer von praktischer Bedeutung sein. Abb. 3 zeigt, wie etwa bei drei Doppelbecken eine Lösung erreicht werden kann; Becken 1 habe den höchsten und Becken 3 den niedrigsten Wasserstand. Ferner seien die beiderseitigen Becken jeweils durchaus

zueinander dargestellt worden. Sie läßt erkennen, daß es praktisch keine Schwierigkeiten macht, die Füllung von der Schleusenmitte aus zu erreichen (vgl. die eingezeichneten Pfeile, die den Abfluß aus den einzelnen Becken kennzeichnen).

2. $n = 4$ (Abb. 4). Hier ergibt sich ohne weiteres aus der Abbildung selbst

$$\frac{1}{2} \left(x' \frac{L}{2} \right) = \frac{BL}{2} \quad \text{also} \quad \underline{x' = 2B.}$$

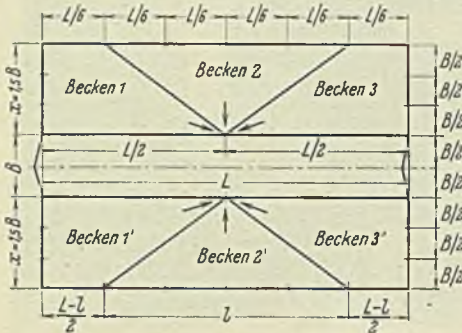


Abb. 3. Grundrißschema der neuartigen Sparbeckenanordnung.

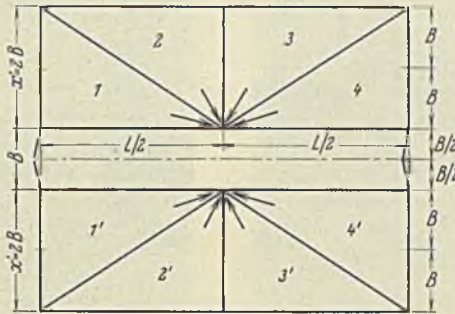


Abb. 4. Grundrißschema bei vier Doppelbecken.

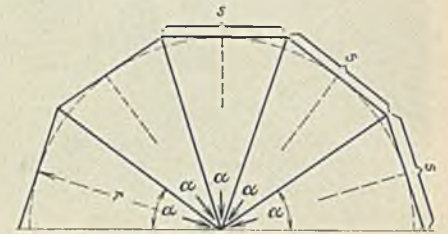


Abb. 5. Fächerförmige Sparbeckenanordnung.

gleichartig, z. B. 1 und 1' haben gleiche Größe und Form und denselben Wasserstand usw. Bekanntlich ist weiterhin die Bedingung zu erfüllen, daß die Grundfläche eines jeden Beckens gleich der halben Grundfläche der Schleusenammer innerhalb der Schleusentore sein muß. Das gilt stets, einerlei wie groß die Anzahl n der Doppelbecken ist.

1. $n = 3$ (Abb. 3). Die Breitseite des dreieckigen Beckens 2 sei l , die Höhe x . Es ist dann

$$\frac{x l}{2} = \frac{BL}{2} \quad \text{oder} \quad x = \frac{BL}{l}.$$

Für Becken 1 oder 3 gilt

$$\frac{BL}{2} = \frac{x}{2} \cdot \frac{l}{2} + x \left(\frac{L-l}{2} \right) = \frac{x l}{2}, \text{ d. i. Becken 2.}$$

Setzt man den obigen Wert für x ein, so folgt aus dieser letzten Beziehung

$$\left(\frac{BL}{l} \right) \left(\frac{l}{4} + \frac{L-l}{2} \right) = \left(\frac{BL}{l} \right) \frac{l}{2}$$

oder

$$\left(\frac{L-l}{2} \right) = \frac{l}{4}$$

und

$$l = \frac{2}{3} L.$$

Mithin ist auch

$$\underline{x = \frac{BL}{l} = 1,5 B.}$$

In Abb. 3 ist die hiernach sich ergebende Sparbeckenanlage zwar schematisch, aber doch im richtigen Verhältnis der einzelnen Maßgrößen

3. $n = 5$. Für mehrstufige Sparbeckenanlagen mit fünf Doppelbecken oder mehr empfiehlt sich eine fächerartige Anordnung, wie sie in Abb. 5 dargestellt ist.

Gegeben: Anzahl der Doppelbecken = n ; damit wird $\alpha = \frac{180^\circ}{n}$.

Gesucht: r der Halbmesser des einbeschriebenen Kreises bzw. die Seitenlänge s .

Es ist

$$\frac{s r}{2} = \frac{BL}{2} \quad \text{oder} \quad s = \frac{BL}{r},$$

$$\frac{s}{2r} = \text{tg} \frac{\alpha}{2} = \text{tg} \left(\frac{90^\circ}{n} \right),$$

$$\frac{BL}{2r^2} = \text{tg} \frac{\alpha}{2},$$

mithin

$$\underline{r = \sqrt{\frac{BL}{2 \text{tg} \left(\frac{\alpha}{2} \right)}}.}$$

Es empfiehlt sich, bei neu zu entwerfenden und zu erbauenden Sparbeckenschleusen diese Erkenntnisse anzuwenden und die Sparbecken so anzuordnen, daß die Schleuse von der Mitte der Schleusenlänge aus gefüllt werden kann. Ferner würde es sehr wertvoll sein, daß die Erfahrungen und Beobachtungen, die mit derartigen Schleusen im Betriebe gewonnen wurden, der Fachwelt bekanntgegeben werden, damit allenfalls durch solche Anregungen eine zweckentsprechende bauliche Ausgestaltung gefördert wird.

Der Übergang der Reichsautobahn Stuttgart—Ulm über das Neckartal bei Unterboihingen.

Alle Rechte vorbehalten.

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

(Schluß aus Heft 1.)

Die Gelenke sind als gepanzerte Betonwälgelenke nach Bauart Dr. Burkhardt¹⁾ mit 10 mm dicken Stahlblechen und 1,5 bis 2 m Krümmungshalbmesser ausgebildet (Abb. 14 u. 15). Die an den an-

geschweißten Flachisen befestigten starken Anker sollen ein Abheben der Ränder verhindern. Die Pressung in der Berührungsfläche, nach der Hertzschen Formel berechnet, beträgt 400 kg/cm², wobei der Elastizitäts-

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 48, S. 661; 1934, Heft 51, S. 664.

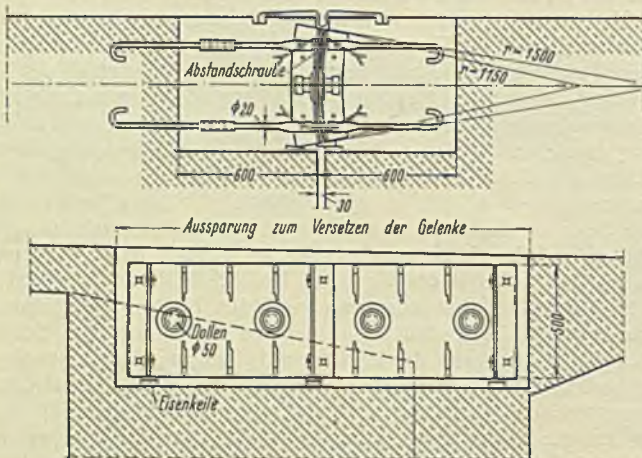


Abb. 14. Die Panzerung der Wälgelenke.

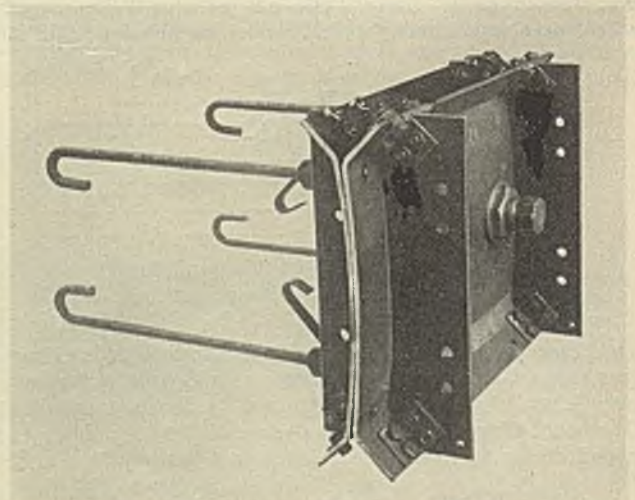


Abb. 15. Kämpfergelenk vor dem Einbau.

modul des Gelenkbetons mit 140 000 kg/cm² angenommen wurde. Zur Aufnahme der Querkräfte sind Dollen von 50 mm Durchm. in besonderen Kapseln angeordnet. Der Vorteil der Burkhardt-Gelenke besteht darin, daß sie vor dem Betonieren der Gelenkquader einfach und genau versetzt und auf beiden Seiten gleichzeitig hinterbetoniert werden können. Als Nachteil ist zu nennen, daß die verhältnismäßig dünnen Panzerbleche sich beim Verschweißen verziehen, so daß ein außerordentlich peinliches und mühevoll Nachrichten erforderlich wird. Das Nachrichten von dicken Panzerblechen durch Abhobeln nach dem verlangten Krümmungsradius ist sehr teuer.

Die Widerlager und Pfeiler der Neckarbrücke konnten in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden auf Tonschiefer gegründet werden. Das Lehrgerüst wurde mit Ausnahme einiger Joche unter den Auslegern auf Pfähle gestellt (Abb. 16 u. 17). Im Gegensatz zu den sonst üblichen Wölbbrücken mußte der ganze Überbau einschließlich der Fahrbahnplatte vor dem Ausrüsten vollständig betoniert sein, um die volle Tragfähigkeit der Bogenscheibenkonstruktion zu erhalten. Dementsprechend war das Lehrgerüst auch für die gesamte ständige Last mit Ausnahme der Fahrbahndeckschicht zu bemessen.

Da Kranzhölzer an den Auflagerpunkten auf den Pfosten und Streben quer zur Faser unzulässige Pressungen ergaben, wurden U-Schienen verwendet und auf diesen genau in der Krümmung der Bogenleibung geschnittene Hölzer aufgestellt (Abb. 18). Über den Streben wurden in die U-Schienen Futter zur direkten Übertragung der Druckkräfte eingelegt. An den Knotenpunkten über den Absenkungsvorrichtungen und über den Pfählen wurden zur Druckverteilung ober- und unterhalb der durchgehenden Schwellen und Holme U-Schienen oder Hartholzunterlagen angeordnet. Da bei dem Betonieren mit plastischem Beton in den hohen Wänden ein erheblicher Seitendruck auftritt, mußte das Gerüst der Ausleger durch an die Kranzeisen angeschraubte Flacheisen im Beton der Pfeiler und Widerlager verankert werden. Zur Absenkung dienten Sandtöpfe, die sich wieder gut bewährt haben. In jeder Ebene der Pfahljoche waren Querverbände, in Höhe der Längsschwellen waagerechte Verbände eingebaut. Da die Festigkeit des Gerüsts zu einem großen Teile auf dem festen Anziehen der Schrauben beruht, so wurden überall Unterlagsplatten 7/7 bis 8/8 cm vorgesehen.

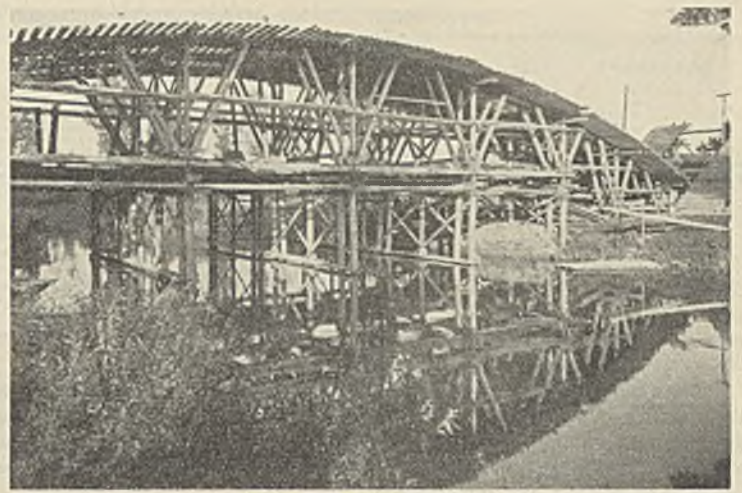


Abb. 17. Das Lehrgerüst der Flußöffnung.

Um die rissfreie Herstellung des ganzen Bauwerks sicherzustellen, wurde der aus Abb. 19 ersichtliche Betonierungsplan vorgeschrieben. Risse können entstehen infolge der Verbiegung der Kranzhölzer am Stoß. Außerdem ist zu beachten, daß sich an den Brückenenden sowohl das Gerüst des Bogens als auch das des Auslegers elastisch verformt, während über dem Kämpfergelenk selbst eine Setzung nicht eintreten kann. Aus diesem Grunde durften diese Teile des Überbaues erst betoniert werden, nachdem sämtliche Gerüste voll belastet waren. Die Scheiben wurden dementsprechend in einzelne Betonierungszonen eingeteilt und die Stücke weitestgehend verzahnt. Nach dem Betonklotz über dem Kämpfergelenk wurde zuerst die untere Druckplatte betoniert, wobei jeweils über dem Stoß der Kranzeisen eine etwa 1 m breite Lücke frei blieb. Darauf folgte die Betonierung der Rippen, wobei auch die Lücken in der Druckplatte geschlossen wurden. Nachdem die Rippen genügend erhärtet und ungleiche Setzungen des Gerüsts ausgeglichen

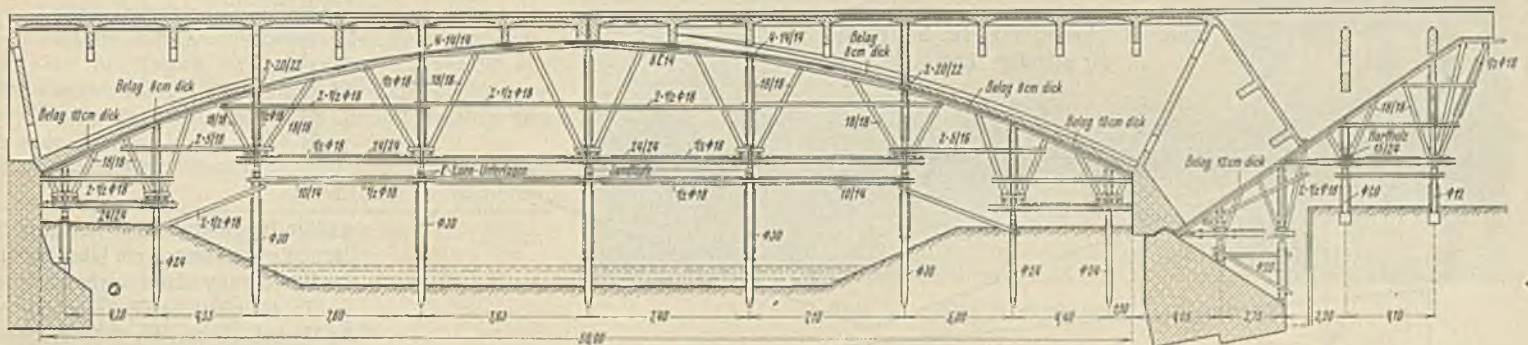
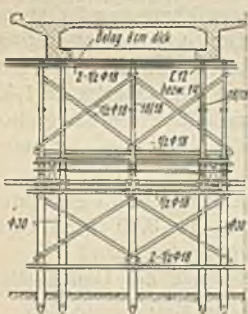


Abb. 16. Das Lehrgerüst.



Zu Abb. 16.

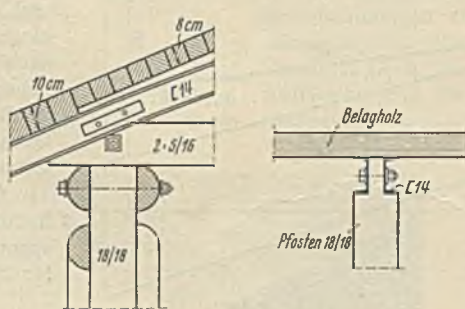


Abb. 18. Knotenpunkt am Lehrgerüst.

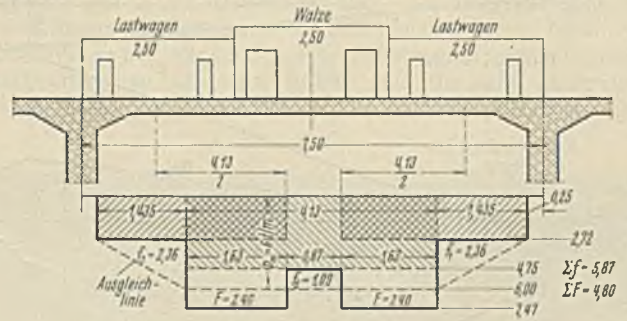


Abb. 20. Verkehrslasten auf der Fahrbahnplatte.

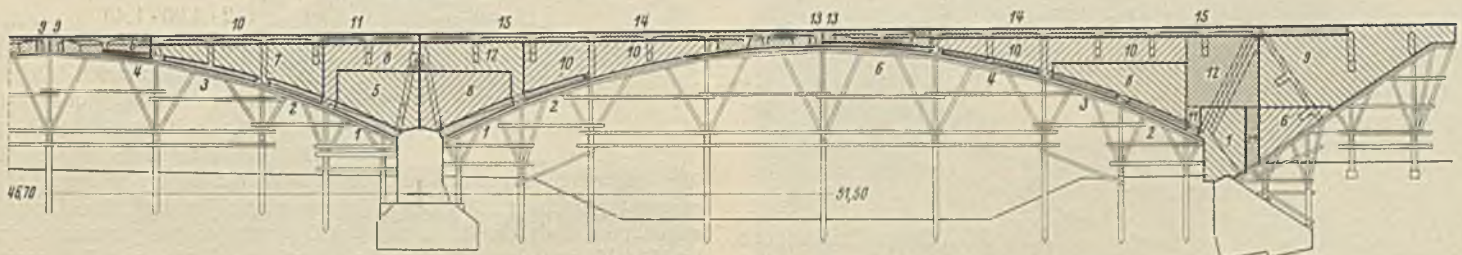


Abb. 19. Betonierungsplan.

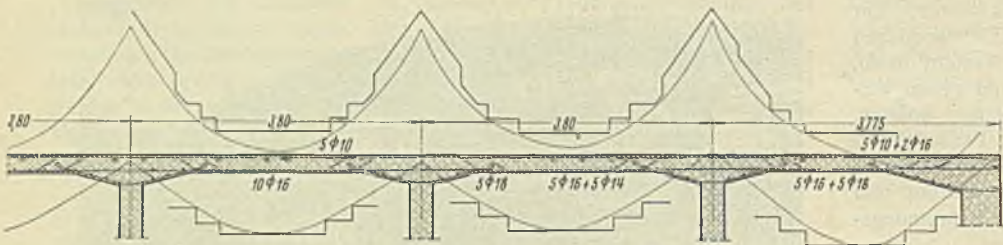


Abb. 21. Bewehrung der Fahrbahnplatte.

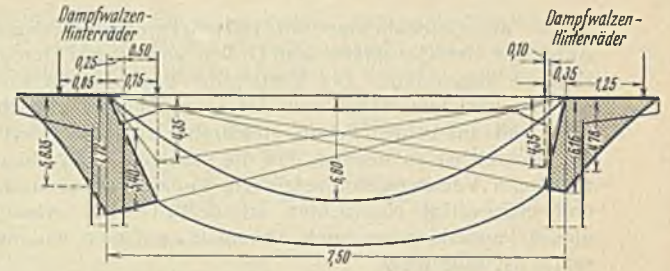


Abb. 22. Momente der Kragarme.

waren, wurde zum Schluß die Fahrbahnplatte aufbetoniert. Auf diese Weise ist es gelungen, jede Rissebildung zu vermeiden.

Die Bauarbeiten wurden Ende Mai 1934 begonnen. Bis Weihnachten 1934 waren die Pfeiler, die Widerlager und eine Überbauhälfte fertigbetoniert. Noch im Laufe des Winters konnte das Lehrgerüst verschoben werden. Im folgenden Frühjahr wurde die zweite Brückenhälfte betoniert und Anfang Mai fertiggestellt.

Die Baukosten haben einschließlich Frachten, Zuschlagstoffe, Zement und sozialer Lasten rd. 525 000 RM betragen. Auf 1 m² Brückenkonstruktionen umgerechnet ergeben sich 140 RM und auf 1 m³ umbauten Raum 16,50 RM Gesamtkosten.

Die Sichtflächen wurden steinmetzmäßig bearbeitet, die Pfeilerflächen gespitzt, die Außenflächen der Bogenscheiben gestockt und die Gesimse mit Stelzschlag versehen. Mit Rücksicht auf die nachträgliche steinmetz-

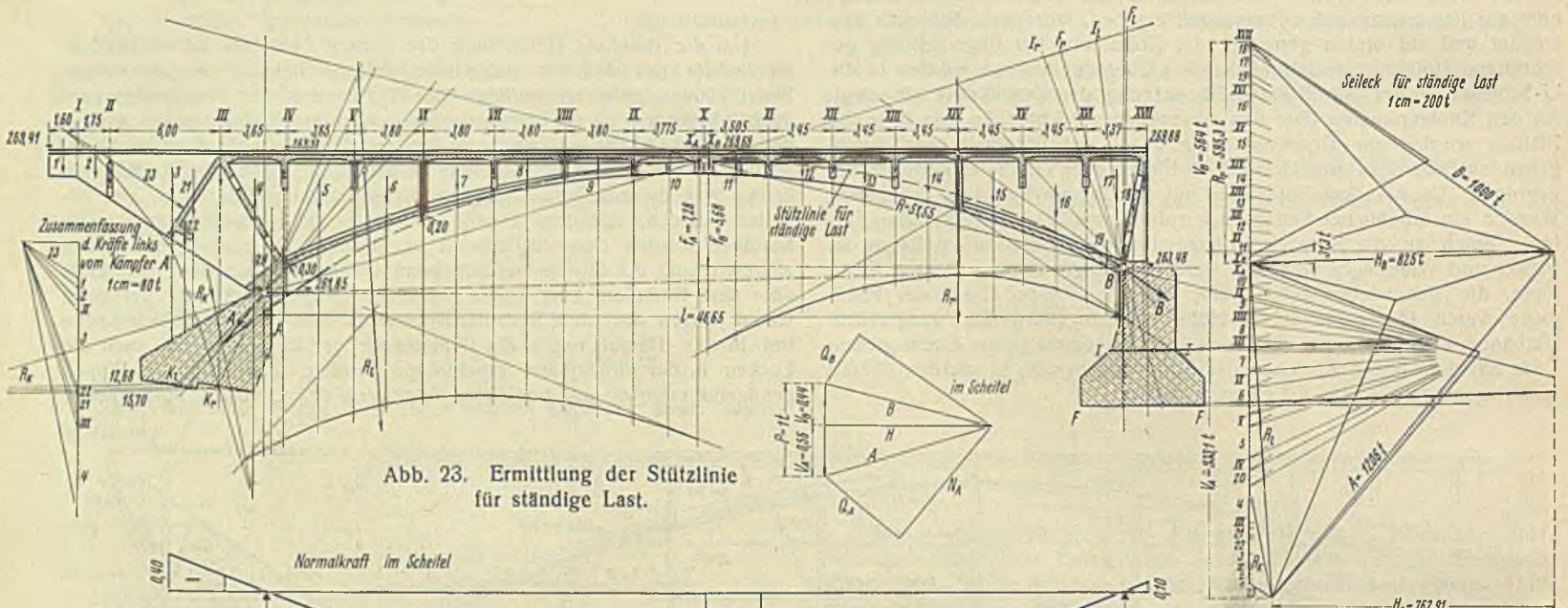


Abb. 23. Ermittlung der Stützlinie für ständige Last.

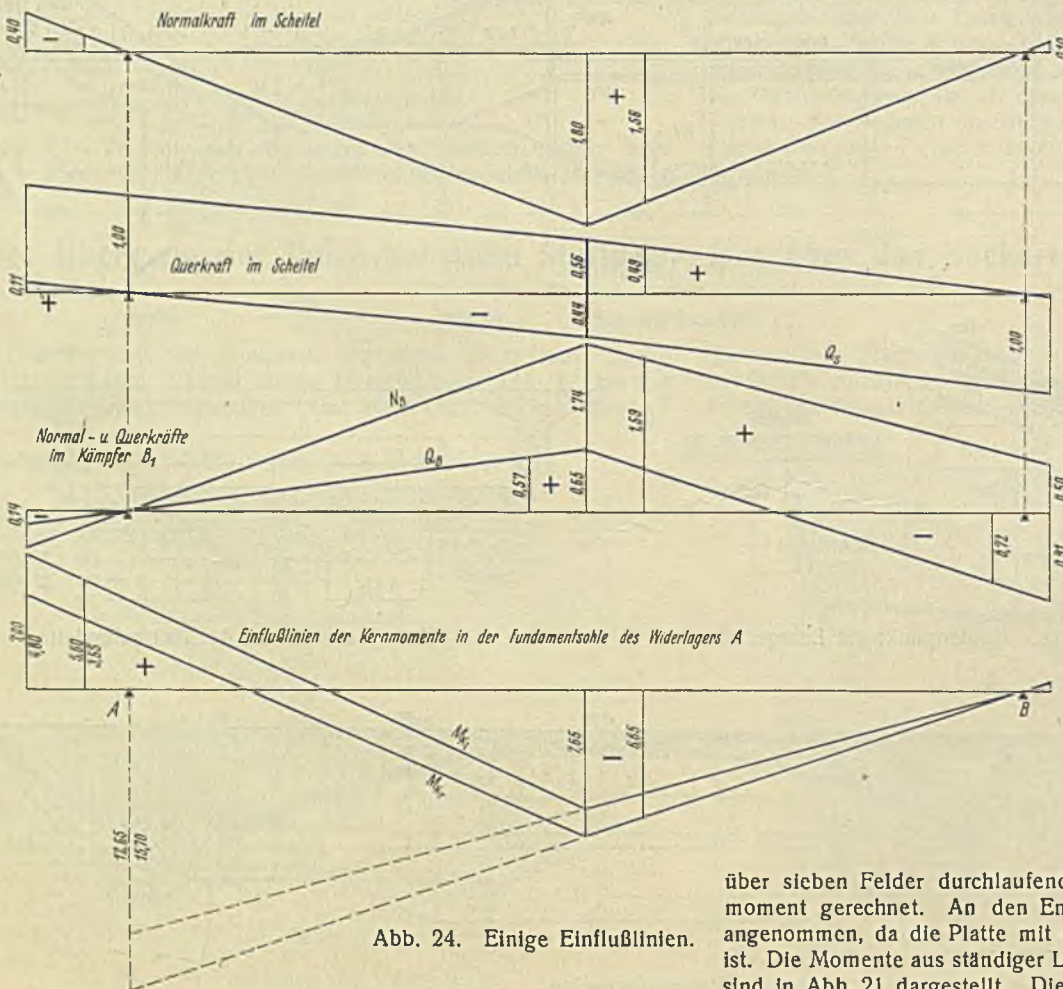


Abb. 24. Einige Einflußlinien.

mäßige Bearbeitung war an den Sichtflächen mindestens 4 cm Überdeckung der Bewehrungsseisen vorgeschrieben.

In der statischen Berechnung sind die Verkehrslasten der Brückenkategorie I nach DIN 1072 mit einer 24 t schweren Dampfwalze, zwei 12-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge von 500 kg/m² eingesetzt. Der Stoßzuschlag beträgt nach den Vorschriften für die Fahrbahnplatte und die Querträger 1,40, für die Bogenscheiben über der großen Öffnung 1,10, über den kleineren Öffnungen 1,20.

Die Ersatzlasten für die einzelnen Raddrücke auf die 3,80 m weit gespannte Fahrbahnplatte sind für die Hinterachse der Dampfwalze

$$p = \frac{2 \cdot 7,00 \cdot 1,40}{2/2 \cdot 3,80 + 1,60} = 4,75 \text{ t/m,}$$

für die Hinterachse des Lastkraftwagens

$$p = \frac{2 \cdot 4,00 \cdot 1,40}{2/3 \cdot 3,80 + 1,60} = 2,72 \text{ t/m.}$$

Da die Streckenlasten sich übergreifen, ist eine Belastungsausgleichslinie mit $p_{ml} = 6 \text{ t/m}$ (Abb. 20) gewählt.

Die Fahrbahnplatte wurde als ein über sieben Felder durchlaufender Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment gerechnet. An den Endfeldern war jeweils halbe Einspannung angenommen, da die Platte mit den Querwänden biegungsfest verbunden ist. Die Momente aus ständiger Last sowie die Größt- und Kleinstmomente sind in Abb. 21 dargestellt. Die Momentenverteilung quer zur Brücken-

achse und der Einfluß der Kragarme ist aus Abb. 22 zu ersehen. Für die Weiterleitung der Kragmomente in der Platte ist angenommen, daß neben dem Eigengewicht der Platte noch das zweite Rad der Dampfwalze der Durchbiegung nach oben entgegenwirkt.

Die Querträger sind als Balken auf zwei Stützen gerechnet. Was die Dreifelenkbogenscheiben anlangt, so wurde die Stützlinie für ständige Last graphisch ermittelt (Abb. 23). Zur Bestimmung des Einflusses der Verkehrslasten in ungünstigster Stellung wurden für die Normal- und Querkkräfte im Scheitel- und Kämpfergelenk, für die Kernpunktmomente von sechs Bogenschnitten, der Pfeiler- und Widerlagerquerschnitte und der Sohlfugen Einflußlinien gezeichnet (Abb. 24). Die Auswertung der Einflußlinien ergab die in nebenstehender Tabelle errechneten Werte, die die dort angegebenen Grenzwerte der Spannungen lieferten. Bei der Winddruckberechnung gab die volle Verkehrslast und Wind auf die Sichtflächen einschließlich des 2 m hohen Verkehrsbandes mit 150 kg/m² die ungünstigsten Werte. Dabei wurde der Überbau als waagerechter Träger mit nach den Kämpfern zunehmendem Trägheitsmoment und mit voller Einspannung in den Kämpfern aufgefaßt. Die durch den Wind entstehenden waagerechten Momente sind in Abb. 25 dargestellt.

Für die Überhöhung des Lehrgerüsts wurde die Durchbiegung der Bogenscheiben infolge ständiger Last, die Scheitelsenkung des Gewölbes infolge von Schwinden, Temperaturerniedrigung und Kriechen berechnet, die elastische Zusammendrückung des Holzes und das Schließen der Fugen im Lehrgerüst auf Grund von Erfahrungswerten berücksichtigt. Für den Scheitel und den Kämpfer der mittleren großen Öffnung ergaben sich folgende Werte:

	Scheitel	Kämpfer
1. Schließen der Holzfugen	— 1,60 cm	— 1,20 cm
2. Elastische Zusammendrückung des Holzes . . .	— 0,48 „	— 0,25 cm
3. Scheitelsenkung infolge ständiger Last	— 2,50 „	—
4. Scheitelsenkung infolge von Temperaturänderung	± 1,38 „	—
5. Scheitelsenkung infolge Schwindens	— 1,38 „	—
6. Scheitelsenkung infolge Kriechens	— 0,69 „	—
	min = — 4,58 cm	— 1,45 cm
	max = — 8,03 cm	— 1,45 cm

Zusammenstellung der Maximalwerte für die Innenrippe.

Schnitt	b ₀ m	d m	W = $\frac{b_0 d^2}{6}$ m ³	Verkehr				Ständige Last		Grenzwerte	
				M _{K₀} mt	M _{K_u} mt	σ _u t/m ²	σ _o t/m ²	σ _o t/m ²	σ _u t/m ²	σ _o t/m ²	σ _u t/m ²
IV	0,50	6,15	3,150	— 917	— 555	+ 291	— 176	— 470	+ 742	— 646	+ 1033
VI	0,50	3,27	0,893	— 572	— 406	+ 640	— 455	— 665	+ 1180	— 1120	+ 1820
VII	0,50	2,28	0,433	— 412	— 307	+ 950	— 708	— 717	+ 1463	— 1425	+ 2413
VIII	0,60	1,60	0,256	— 274	— 208	+ 1070	— 813	— 379	+ 1258	— 1193	+ 2328
	0,60	1,60	0,256	+ 150	+ 489,5	— 586	+ 740	— 379	+ 1258	+ 361	+ 672
IX	0,70	1,21	0,171	— 128	— 87,5	+ 750	— 510	+ 370	+ 631	— 140	+ 1381
	0,70	1,21	0,171	+ 99	+ 138	— 578	+ 805	+ 370	+ 631	+ 1175	+ 53
XII	0,50	1,63	0,222	— 206	— 139	+ 928	— 626	+ 693	+ 338	+ 67	+ 1266
	0,50	1,63	0,222	+ 169	+ 210	— 761	+ 945	+ 693	+ 338	+ 1638	— 423
XIV	0,50	3,11	0,805	— 406	— 253	+ 503	— 314	— 48	+ 588	— 362	+ 1091
	0,50	3,11	0,805	+ 177	+ 221	— 220	+ 274	— 48	+ 588	+ 226	+ 368
XVI	0,43	4,36	1,365	— 530	— 267	+ 388	— 196	— 283	+ 778	— 479	+ 1166

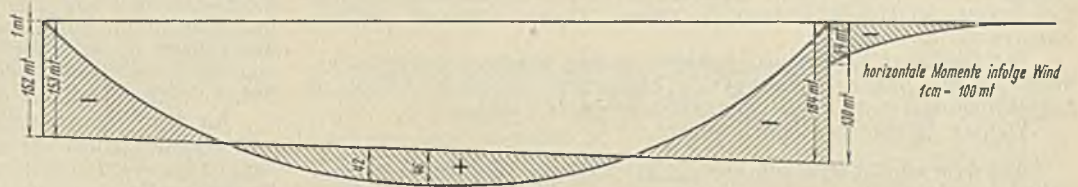


Abb. 25. Waagerechte Windmomente.



Abb. 26. Alte Neckarbrücke bei Köngen.

Das Lehrgerüst wurde im Scheitel um 10 cm, am Kämpfer um 1,5 cm überhöht. Die Neckarbrücke paßt sich gut in die Umgebung ein. Die weitgespannten, flachen Eisenbetonbogen stehen in wirksamem Gegensatz zu den kleinen, hohen Gewölben der nahegelegenen alten Neckarbrücke bei Köngen, einem Meisterwerk spätmittelalterlicher Baukunst (Abb. 26). Bemerkenswert an der alten Brücke sind die sanft geschwungenen Auffahrten und die langen Auslaufwangen, die einen natürlichen Anschluß an das Gelände herstellen.

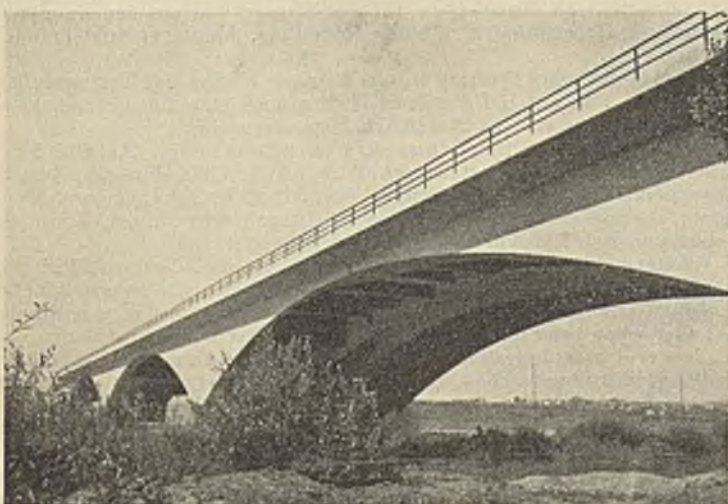


Abb. 27a.

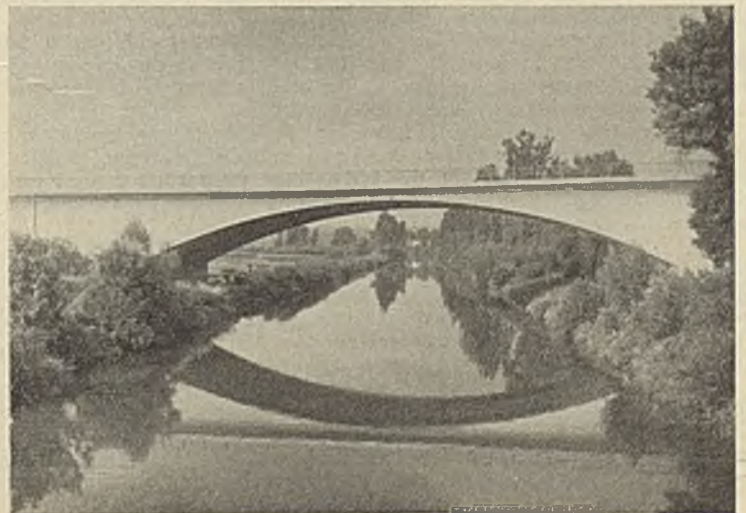


Abb. 27b.

Abb. 27a u. b. Die fertige Neckarbrücke.

Die Autobahn, die auf einem hohen Damm das Neckartal in einer langen Geraden überquert, bedeutet einen gewaltsamen Eingriff in das Landschaftsbild. Bei der neuen Brücke wäre es falsch gewesen, mittelalterliche Bauformen nachahmen zu wollen.

Die Rücksicht auf die Umgebung durfte nicht zu erzwungener Gestaltung, Unterordnung unter Bestehendes, Verkleidung oder gar Überhöhung führen. Man wollte bewußt mit den Mitteln, die die fortgeschrittene Wissenschaft und Technik bieten, ohne Altertümelei und architektonisches Beiwerk künstlerische Wirkungen erzielen. Die Bogen-

scheibenkonstruktion ergab bei den günstigen Baugrundverhältnissen die wirtschaftlichste Lösung der Bauaufgabe und gleichzeitig ein eigenartiges und ausdrucksvolles Brückenbild (Abb. 27 a u. b).

Die Neckarbrücke ist von der Neuen Baugesellschaft Wayß & Freytag in Frankfurt a. M., Zweigstelle Stuttgart, in kürzester Frist und meisterhaft ausgeführt worden. Die Entwürfe sind in enger Zusammenarbeit mit der beteiligten Firma vom Brückenbüro der OBK Stuttgart unter Leitung von Regierungsbaumeister Hummel nach den Weisungen des Verfassers bearbeitet worden.

Vermischtes.

Dr. Ing. W. Petry 25 Jahre beim Deutschen Beton-Verein. Am 1. Januar 1936 war Regierungsbaumeister a. D. Dr. Ing. Wilhelm Petry 25 Jahre als Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins in Obercassel (Siegkreis) in erfolgreicher und dankenswerter Weise tätig. Wir wünschen ihm aufrichtig, daß es ihm vergönnt sein möge, diese seine Arbeit zum Nutzen des Eisenbetonbaufaches noch viele Jahre wie bisher fortzusetzen.

Eine internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungsbau ist in Aussicht genommen für die Zeit vom 22. bis 26. Juni 1936 in der Ingenieurhochschule der Harvard-Universität, Cambridge (Mass.), VStA, und zwar unter dem Vorsitz von Prof. Dr. Karl von Terzaghi, Wien. Der Rektor der Harvard-Universität, James Bryant Conant, hat den Ehrenvorsitz übernommen.

Die Konferenz betreffende Anfragen werden bis auf weiteres erbeten an Mr. Arthur Casagrande, Secretary, Graduate School of Engineering, Harvard University, Cambridge (Mass.), USA.

Weitere Mitteilungen sollen folgen.

Aus dem vorläufigen Jahresrückblick 1935 der Deutschen Reichsbahn¹⁾ entnehmen wir, daß trotz der notwendigen Rücksicht auf die Finanzlage die Bautätigkeit im Geschäftsjahr 1935 im Rahmen der verfügbaren Mittel sehr rege war.

Von Streckenausbauten wurden u. a. fertiggestellt: die Senkung der Strecke Dortmund—Soest von km 169 bis km 171 zur Beseitigung von Straßenübergängen in Schienenhöhe, die Einführung der Neubaustrecke von Barmen in den Bhf. Witten West. Auf der Strecke Berlin—Nauen wurde ein Abschnitt hochgelegt, um für die Kreuzung mit dem Vorflutkanal Brieselang—Zeestrow ein neues Bauwerk herstellen zu können.

Von wichtigeren Bauten, an denen noch gearbeitet wird, ist zu nennen die Berliner Nordsüd-S-Bahn. Im Rahmen ihrer Ausführung wurden die beiden nördlich vom Stettiner Bhf. liegenden Vorortbahnhöfe Humboldt-hain und Bornholmer Straße in Betrieb genommen. Die Tunnelstrecke ist von Norden her bis zur Auguststraße im Rohbau fertig. Auf der anschließenden Strecke bis zum nördlichen Spreeufer wurden die Bauarbeiten begonnen. Auch an dem nördlichen (2.) Bauabschnitt der Spreeuferführung wird gearbeitet, nachdem der südliche Abschnitt im Rohbau fertiggestellt und der Schiffahrtweg auf die südliche Spreehälfte verlegt war. Die Rampe bis zur Überführung über die BVG-Bahn in der Friedrichstraße ist vollendet. Am Bhf. Friedrichstraße sind die Abfangkonstruktionen eingebaut, mit dem Ausschachten der Baugrube wurde begonnen. Auf der anschließenden Strecke bis zur Hermann-Göring-Straße Ecke Lennestraße ist der Bau fortgeschritten. Auf dem Potsdamer Platz wird als Vorbereitung zunächst das Gewirr der Leitungen umgelegt. Vom Anhalter Bahnhof ab nach Süden hin herrscht rege Bautätigkeit. Die Unterführung des Landwehrkanals ist fertig. Im Süden gehen die Erdarbeiten für den Abstellbahnhof Priesterweg weiter.

Der Bau des Rügenammes hat große Fortschritte gemacht. Die Erdarbeiten sind nahezu beendet. Die Brücke (Eisenbahn- und Straßenbrücke) über den Ziegelgraben ist bis auf Restarbeiten fertig. Von der Strelasundbrücke stehen die Pfeiler und Widerlager zum Teil schon. Die Schlffahrtrinne im Ziegelgraben erfordert nur noch geringfügige Arbeiten.

Im Zuge der Hamburger Umgebungsbahn wurde an den Bauten für die schienenfreie Kreuzung der Vorort- mit der Güterbahn beim Güterbahnhof Barmbeck weitergearbeitet.

Für die Rheinbrücke bei Maxau wurden die Rampenschüttungen auf der badischen Seite fortgesetzt. Die Bauwerke, die in der Rampe vorgesehen sind, sind bereits hergestellt. Für die Rheinbrücke bei Speyer wurde die badische Rampe bereits fertiggestellt.

Von der Neubaustrecke Türkismühle—Kusel ist eine zweite Teilstrecke Wolfersweiler—Freisen (5,88 km) im Oktober eröffnet worden. Die 260 m lange Talbrücke und der 216 m lange Tunnel bei Oberkirchen sind vollendet, der Oberbau ist von Türkismühle her bis km 14 und von Kusel her bis zum Bhf. Diedelkopf vorgestreckt.

Die Bauarbeiten an den Strecken Schwerin (Warthe)—Altbeelitz—(Kreuz), Heydebreck (Oberschl.)—Groß-Strehlitz und Heiligenbeil—Zinten—Pr.-Eylau wurden fortgeführt. Auf der Strecke Schwerin (Warthe)—Altbeelitz wurde im Oktober 1935 der 18,3 km lange Teilabschnitt Schwerin—Lipke (Neumark) in Betrieb genommen. An der ostpreußischen Bäderbahn Palmnicken—Warnicken wurde weitergearbeitet.

Der zweigleisige Ausbau schritt weiter fort im Bereiche der württembergischen Nordsüdbahn Osterburken—Hattlingen. Von Norden her wurden folgende Arbeiten ausgeführt: In Roigheim wurde die Herichtung des Unterbaues für die Bahnhofserweiterung fortgesetzt, auf Bhf. Möckmühl sind die Unter- und Oberbauarbeiten für die Einführung

des zweiten Gleises Möckmühl—Roigheim beendet. Im südlichen Teil wurde das zweite Gleis zwischen den Bahnhöfen Neckarhausen und Sulz in Betrieb genommen, die Erweiterungsarbeiten auf Bhf. Rottweil wurden fortgeführt, der Umbau des Empfangsgebäudes daselbst ist beendet. Auf dem südlich folgenden Abschnitt Neufra—Aldingen wird das zweite Gleis zu Beginn 1936 betriebsfertig, auf dem anschließenden Abschnitt Aldingen—Spaichingen sind die Bauarbeiten für das zweite Gleis bereits aufgenommen.

Auf der Strecke Großkorbetha—Weißenfels ist der Unterbau für das dritte Gleis fertiggestellt. Der viergleisige Ausbau der Strecke Köln—Duisburg wurde fortgesetzt. Zwischen den Bahnhöfen Langenfeld und Düsseldorf-Benrath wurde das Streckengleis Köln—Düsseldorf in neuer Lage in Betrieb genommen. Bhf. Köln-Longerich ist hochgelegt und der Bau seines neuen Empfangsgebäudes vollendet. Auch auf Bhf. Köln-Ehrenfeld sind die Hochlegungsarbeiten durchgeführt.

An dem zweiten Gleis der Strecke Biebermühle—Pirmasens wurde weitergearbeitet und der neue Fehrbachtunnel in Angriff genommen. Der viergleisige Ausbau der Strecke von Charlottenburg nach Wannsee ist aus Mangel an Mitteln eingestellt worden.

Zur Bewältigung des Verkehrs, der anlässlich der Olympischen Winterspiele 1936 zwischen München und Garmisch-Partenkirchen zu erwarten ist, wurde der Streckenabschnitt Huglfing—Hechendorf zweigleisig ausgebaut. Im Zusammenhang damit ist die Linienführung in größerem Umfange verbessert worden. Der Ausbau der Reichsstraße München—Garmisch-Partenkirchen bot Gelegenheit, deren Kreuzungen mit der Reichsbahnstrecke in Schienenhöhe durch Unter- oder Überführungen zu ersetzen.

Im Bezirk Stuttgart wurde der zweigleisige Ausbau der Strecke Stuttgart-Zuffenhausen—Renningen und die Elektrisierung dieser Strecke und der anschließenden eingleisigen Strecke Renningen—Weil der Stadt in Angriff genommen.

Umbau und Erweiterungsarbeiten wurden auf einer Reihe von Bahnhöfen beendet. Der Umbau der Bahnhöfe Augsburg-Oberhausen und Glogau ist fertig. Im Zusammenhang mit den Vorbereitungen zu den Olympischen Winterspielen ist Bhf. Garmisch-Partenkirchen wesentlich erweitert und verbessert worden. Die neue Umladeanlage auf dem Verschiebebahnhof Nürnberg wurde dem Betrieb übergeben. In Berlin ist die Sammelgutanlage auf dem Gbh. Spreeufer im ersten Ausbaubereich fertiggestellt und in Betrieb genommen worden.

Um Platz für den weiteren großzügigen Ausbau des Partietageländes zu gewinnen, wird die Bahnlinie Nürnberg Vbf.—N. Dutzendteich/Fischbach nach Südosten verlegt. An ihr wird auch ein neuer Bahnhof entstehen. Die Bauvorbereitungen sind hierfür bereits getroffen. — Auch im Aufmarschgebiete am Bückeberg wurden die Bahnanlagen noch weiter ausgebaut. Hierdurch wird die Leistungsfähigkeit des Betriebes bei den Reichserntedanktagen verbessert. Im Rahmen dieser Arbeiten wurde der Haltepunkt Tündern zu einem Bahnhof mit zwei Überholungsgleisen und zwei je 300 m langen Außenbahnsteigen erweitert und der Verbindungsweg zwischen Westbahnsteig und Kundgebungsgelände südlich vom Bahnhof unter den Streckengleisen mittels einer 10 m weiten Unterführung hindurchgeführt.

Die anlässlich der Elektrisierung der Strecke Augsburg—Nürnberg eingeleiteten Bauarbeiten auf der Strecke und auf den Bahnhöfen Donauwörth, Treuchtlingen, Möhren, Mündling, Meltingen und Pleinfeld sind beendet.

Im Hauptbahnhof Freiburg wurde die neue fünfgleisige Dreisambrücke fertiggestellt und auf Bhf. Freiburg-Wiehre noch eine Anlage zum Überladen von Wagen auf das Straßenfahrzeug vorgesehen.

Der Umbau von Bhf. Flensburg ist nahezu fertig. Auf Bhf. Saalfeld wurden die Gruppengleise erweitert und die Güter-Ein- und Ausfahringleise verlängert. Die Erweiterung der Bahnhöfe Jüterbog und Denzlingen, die Bahnsteigunterführungen in Altbach und Stuttgart-West, der Umbau von Bhf. Kipsdorf sind ebenfalls vollendet.

Weiter gearbeitet wurde an der Erneuerung der Südhalle des Schlessischen Bahnhofs in Berlin und am Bhf. Zoo. Hier ist der neue S-Bahnsteig neben dem alten schon fertig, und seit dem 27. Oktober wird das neue S-Bahn-gleis Ost-West befahren. Die Räume unter diesen beiden Anlagen sind östlich der Hardenbergstraße im Rohbau fertig. Das alte S-Bahn-gleis Ost-West wird abgebrochen, um für das neue West-Ost-Gleis mit seinem weitgespannten Überbau über die Hardenbergstraße Platz zu schaffen. Zwischen Hardenberg- und Kantstraße entsteht der westliche Zu- und Abgang und der Verbindungsgang zur Kantstraße.

Die Erweiterung der Bahnhöfe Ebingen, Plauen (Vogl.) und Zwickau sowie der Umbau der Bahnhöfe Bergedorf, Chemnitz und Dresden nahmen ihren Fortgang. Auf Bhf. Düsseldorf Hbf. sind die neuen Bahnsteige 6

¹⁾ Über den Geschäftsbericht 1934 s. Bautechn. 1935, Heft 30, S. 414.

und 7 fertiggestellt. Die Bahnhofsbauten in Breslau Hbf. (Lokomotivbehandlungsanlage), Glatz Stadt, Kaiserslautern, Biebermühle, München Hbf. und München Ost, Lichtenfels, Beuthen und Gleiwitz und der Wiederaufbau des Güterschuppens in Hannover wurden ebenfalls fortgeführt.

Von neu angefangenen Bauvorhaben seien erwähnt die Erweiterung des Bahnhofs Bitterfeld (Neubau der Lokomotivanlage und Überführung der Zörbiger Straße). In Berlin wurden die S-Bahnhöfe Reichsportfeld und Pichelsberg erweitert; der Bau der Deutschlandhalle machte die Einrichtung eines zweiten Zugangs zum Bhf. Eichkamp notwendig. Auf Bhf. Dortmund-Wambel wurde mit dem Bau einer Abstellanlage für Triebwagen begonnen, auf Bhf. Emden West wurden die Arbeiten zu seinem Ausbau in Angriff genommen. Im Zusammenhang mit der Elektrisierung der Strecke Nürnberg—Halle/Lepzig wurde mit dem Umbau des Burgbertunnels bei Erlangen begonnen.

Der Reichsbahnkraftverkehr hat die Vermehrung der Unterstellräume und Kraftwagenbetriebswerke notwendig gemacht. Der Bau der Kraftverkehrshalle Berlin, Markgrafendamm, ist fertig. Weitere derartige Anlagen entstanden in Altenburg, Wittenberg, Nürnberg, Kempten (Allgäu), Stuttgart, Hamburg und Frankfurt (Oder).

Die Hochbautätigkeit wurde ebenfalls gefördert. Der Neubau des Empfangsgebäudes in Düsseldorf wurde fortgesetzt und die Eingangshalle fertiggestellt. Mit dem Bau von neuen Empfangsgebäuden wurde in Braubach, Bad Nenndorf und Biebermühle begonnen, der Umbau der Empfangsgebäude in Garmisch-Partenkirchen und Regensburg fortgeführt und der Empfangsgebäude in Mainz und Magdeburg begonnen. Die Empfangsgebäude Humboldtthain und Bornholmer Straße in Berlin sowie Glogau, Heiligendamm, Meitingen und Urach wurden in Benutzung genommen. Der Bau eines Sammelgutschuppens mit Abfertigungsräumen in Stuttgart sowie eines neuen Abfertigungsgebäudes nebst Güterschuppen in Biebermühle wurde begonnen; ähnliche Anlagen in Köln-Gereon und in Berlin-Spreuer wurden dem Verkehr übergeben.

In Altona, Regensburg und Münster sind Erweiterungsbauten für die Geschäftsgebäude der Reichsbahndirektionen im Gange.

In Berlin, Invalidenstraße, wurde der Bau eines fünfgeschossigen Ämtergebäudes in Angriff genommen. Der Umbau des Verkehrs- und Baumuseums in Berlin wurde beendet. —

Die Unterhaltung und Erneuerung der baulichen Anlagen wurde im vorgesehene Umfang durchgeführt. In den stark zu Rutschungen neigenden Einschnitten und Dämmen des Juraüberganges der Strecke Donauwörth—Treuchtlingen wurden die Trockenlegungs- und Sicherungsarbeiten am Bahnkörper fortgesetzt. An dem 274 m langen Schönhuter Tunnel zwischen den Bahnhöfen Fellhammer und Dittersbach der Strecke Dittersbach—Hirschberg wurden die Arbeiten zur Beseitigung des Tunnels fortgeführt. Der 1600 m lange Ochsenkopftunnel und der 350 m lange Köhlerbergtunnel auf der Strecke Dittersbach—Glatz, der 914 m lange Fehrbachtunnel zwischen Biebermühle und Pirmasens sowie der Altenhoftunnel zwischen Hochspeyer und Enkenbach und der Neuhof-tunnel zwischen Münchweiler und Rodalben erfuhren größere Erneuerungsarbeiten. Trockenlegungen und Mauerwerkerneuerungen waren bei den besonders nassen Tunneln Kochemer, Meulenwald-, Kyllburger, Rellerhals-, Petersberg- und Spitzelichtunnel notwendig. Auf der Odenwaldbahn sind in verschiedenen Tunneln weitere durch druckhaftes Gebirge beschädigte Gewölbeteile erneuert worden, und am Schlüchterner Tunnel wurde ein Schacht von 40 m Tiefe abgeteuft, um die Gewölbeabdichtung erneuern zu können. Auf der Strecke Niederwasser—Triberg wurde der Umbau der Tunnel und auf der Wiesentalbahn die Teilerneuerung des Fahrnauer Tunnels durchgeführt.

An den Wegübergängen sind Sichtverbesserungen und Ersatz von fernbedienten Schranken durch solche mit örtlicher Bedienung durchgeführt, Warnlichtanlagen bis jetzt an über 100 Wegübergängen aufgestellt worden. Auch sind viele Wegübergänge durch den Bau von Unter- und Überführungen oder Herstellung von Seitenwegen aufgehoben worden. Die Aufstellung von Baken zur besseren Kennzeichnung von Wegübergängen ist in die Wege geleitet worden. —

Die Oberbauarbeiten wurden in Anpassung an die vorhandenen Arbeitskräfte möglichst über das ganze Jahr verteilt. Es konnten nur 1300 km Gleise und 4500 Weicheneinheiten erneuert werden.

Im Herrichten der Strecken für höhere Geschwindigkeiten wurden weitere Fortschritte erzielt. Es konnten für diesen Zweck Mittel bereitgestellt werden, die vor allem auf den Strecken verwendet wurden, auf denen im Laufe des Jahres Schnelltriebwagen eingesetzt wurden (Berlin—Köln, Berlin—Frankfurt [Main], Köln—Hamburg). Als wertvolles Hilfsmittel bei der Verbesserung der durchgehenden Hauptgleise in den Bahnhöfen hat sich die neue Flachweiche mit 1200 m Stammgleishalbmesser und der Herzstückneigung 1:18,5 erwiesen.

Die Gleisabstände wurden weiter vergrößert. Von der Gesamtlänge der zweigleisigen Strecken haben jetzt bereits 56% Gleisabstände von 3,75 m u. m. und 44% haben Gleisabstände von 4,00 m u. m.

Die beiden Oberbaumeßwagen prüften bei der Reichsbahn 54 000 km

Gleise 1. und 2. Ordnung und etwa 5000 km Gleise bei ausländischen Verwaltungen. —

Über Brücken hat Geh. Baurat Dr. Schaper bereits in Bautechn. 1936, Heft 1, 3, besonders berichtet; auf diesen Bericht, der noch fortgesetzt werden wird, wird hier ausdrücklich verwiesen. —

Die Sicherungs- und Fernmeldeanlagen sind an vielen Stellen ergänzt und verbessert worden. Veraltete und abgenutzte Stellwerke wurden erneuert; manche wurden durch elektrische Kraftstellwerke (auch Mehrreihenstellwerke) ersetzt. Größere neue Stellwerksanlagen haben u. a. die Bahnhöfe Berlin Schlesischer Bahnhof, Breslau Hbf., Falkenberg, Hamburg Hgbf. Han, Hannover Hbf., Immendingen, Nordstemmen, Saalfeld, Uelzen und Vilshofen erhalten.

Die Ausrüstung von Bahnen mit elektrischer Streckenblockung wurde fortgesetzt.

Auf einer Reihe von Schnellzugstrecken wurden die Abstände der Vorsignale vom Hauptsignal auf 1000 m erhöht und hierbei Vorsignale mit Zusatzflügel eingeführt. Gleichzeitig wurde mit dem Einbau von Zugbeeinflussungseinrichtungen fortgefahren. Auf zahlreichen Nebenbahnen sind die Sicherungsanlagen durch Aufstellen von Ausahrsignalen usw. ergänzt und zum Teil Zugmelde- und Läuteleitungen hergestellt worden. Die Einrichtung elektrischer Weichen und Signalbeleuchtung schreitet weiter fort. Die Fernsprechverbindungen für den Nah- und Fernverkehr wurden vermehrt und 21 neue Fernsprech-Selbstanschlußämter in Betrieb genommen. Auf mehreren Bahnhöfen wurden Lautsprechanlagen zur Regelung des Personenverkehrs geschaffen.

Selbsttätig arbeitender Stampfbagger. Bei den gewöhnlichen, als Stampfer verwendeten Umbaubaggern müssen das Heben und Herabfallen der Stampfplatte durch den Baggerführer von Hand gesteuert werden. Weil dadurch der Baggerführer zahlreiche Bewegungen zu steuern hat, besteht die Gefahr einer Verringerung der an sich möglichen Stampfleistung des Gerätes. An den als Stampfer eingesetzten Umbaubaggern des Eisenwerkes Weserhütte AG. geschieht daher das Heben und Fallenlassen der Stampfplatte selbsttätig, so daß der Baggerführer seine Aufmerksamkeit nur auf das Verfahren und Schwenken zu richten braucht.

Die Stampfplatte hängt an einem Seil (Abb. 1) und ist gleichzeitig mit dem Hubwerk durch eine ausziehbare Steuerstange (Abb. 2) verbunden. In der glockenförmigen Aufhängung der Stampfplatte ist das Verbindungsstück 2 befestigt und an die Stange 3, die in der Steuerstange 1 ausziehbar gelagert ist, angelenkt. Beim Heben der Stampfplatte, wobei gleichzeitig die Stange 1 gehoben wird, spannt sich die Feder 4 an der Stange 5 infolge einer in der Abb. 2 nicht dargestellten Verbindung der Stange 1 mit dem Hebel 6. Hat die Stampfplatte eine gewisse Höhenlage erreicht, so wird die Feder 4 ausgelöst, und die Stange 5 bewegt sich nach oben, wodurch infolge einer Hebelübersetzung das Gestänge 7 nach rechts gedrückt wird. Durch diese Bewegung schiebt sich die Rolle 8 unter das Gewicht 9 und löst auf diese Weise die Kupplungsbremse der Hubtrommel, so daß die Stampfplatte herabfällt.

Beim Auffallen der Stampfplatte auf den Boden rollt das Gewicht 10 an der Stange 1 nach links und bewegt die Zugstange 11 in der gleichen



Abb. 1. Umbaubagger als Stampfgerät mit selbsttätiger Steuerung der Stampfplatte.

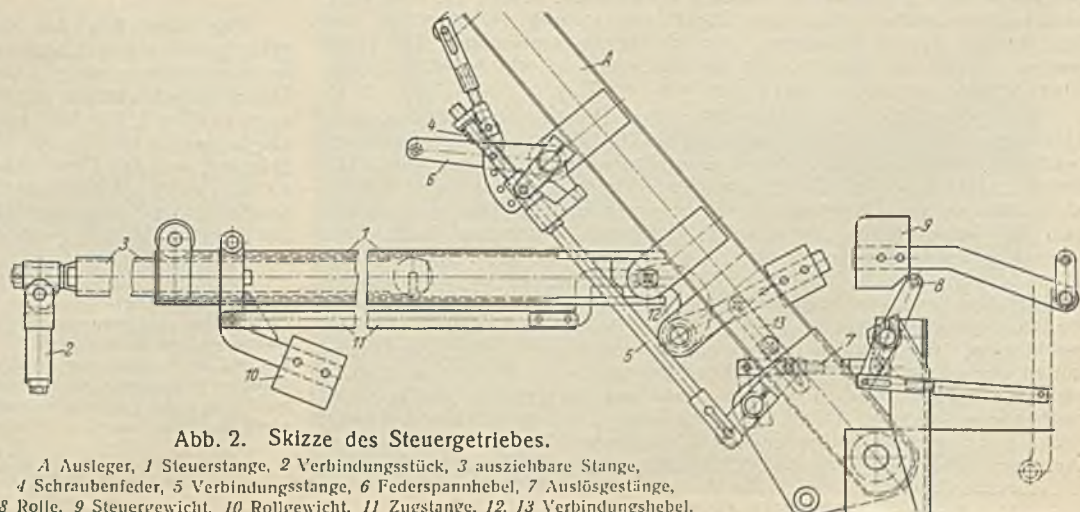


Abb. 2. Skizze des Steuertriebes.

A Ausleger, 1 Steuerstange, 2 Verbindungsstück, 3 ausziehbare Stange, 4 Schraubenfeder, 5 Verbindungsstange, 6 Federspannhebel, 7 Auslösgestänge, 8 Rolle, 9 Steuergewicht, 10 Rollgewicht, 11 Zugstange, 12, 13 Verbindungshebel.

Richtung. Ueber die Hebel 12 und 13 wird das Gestänge 7 ebenfalls nach links verschoben, so daß sich die Rolle 8 wieder nach rechts bewegt und das Gewicht 9 freigegeben wird. Das Gewicht fällt nach unten und rückt die Kupplungsbremse der Hubtrommel wieder ein. R.—

Einzelheiten der Stauanlage von Maréges¹⁾ ergeben sich aus einem Bericht in Gen. Civ. 1935, Nr. 17 vom 26. Oktober.

Danach sind die Hochwasserablässe für eine Leistung von 3000 m³/sek berechnet. Davon gehen 700 m³/sek durch den auf der rechten Seite angeordneten Überlauf, während 2000 m³/sek durch die beiden Stollen des linkseitigen Hochwasserablasses gehen. Der Rest fließt durch die

sonderen Ausnehmung untergebracht ist und elektrisch bewegt wird. Mit Ausnahme dieser unmittelbar elektrisch angetriebenen Einrichtung werden alle sonstigen Hilfseinrichtungen durch Drucköl angetrieben.

Die Druckstollen sind 145 bzw. 112 m lang. Ihr vor dem Steigschacht liegender Teil hat einen lichten Durchmesser von 6,20 m. Hinter dem Steigschacht sind die eigentlichen Druckstollen von 4,40 m l. Durchm. abgezweigt. Sie bestehen in der oberen Hälfte aus Beton mit eingelegten Rundisenringen. Die untere Hälfte besteht ebenfalls aus Beton im Mittel 40 cm Wanddicke. Bei der Herstellung wurden auf je 1 m Stollenslänge, um den Umfang des Stollens liegend, zwei Kabel vorgesehen, die einige Wochen nach dem Einbringen des Betons in die Schalung durch eine Last von 135 t angespannt werden, so daß der Betonstollen eine tangential Vorspannung (Druck) erhält, die größer ist als der unter der Druckbelastung entstehende tangential Zug. Kurz vor den Turbinen gehen die Druckstollen in Eisenrohre über.

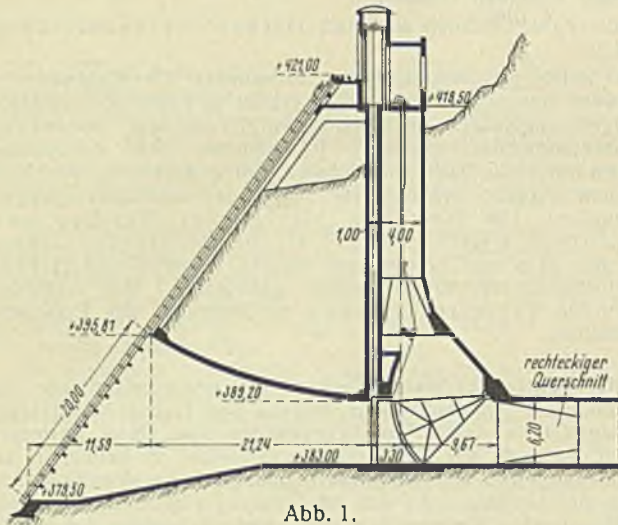


Abb. 1.

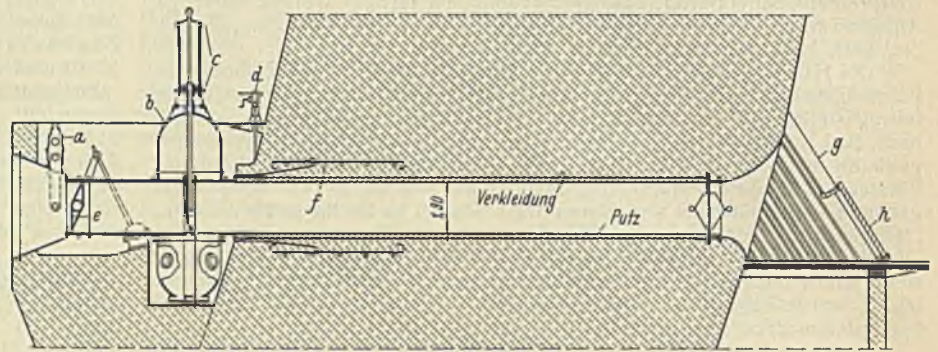


Abb. 2.

a Entlüftung, b Schiebergehäuse, c Druckölanlüsse, d Handantrieb,
e Drehklappe, f Verankerung, g Rechen aus Eisenbetonstäben, h abnehmbares Rechenschütz.

Turbinen. Die gesamte Menge entspricht der doppelten bisher gemessenen Hochwassermenge der Dordogne. Der rechtseitige Überlauf befindet sich über dem seitlichen Widerlager. Dort ist die Mauerkrone entsprechend verbreitert, um die Auslaßschütze mit ihren Antrieben unterzubringen, ohne daß eine besondere Einengung oder eine Verlegung der auf der Dammkrone vorgesehenen Fahrbahn nötig ist. Drei Auslässe von 7,5 m Breite mit 5 m hohen Schützen sind vorgesehen. Die Schütze laufen in den Abschlußpfeilern, zwischen denen zwei ebenfalls der Schützenführung dienende Stützpfiler vorgesehen sind. Die Schütze besitzen eine 1,5 m hohe Abblaßklappe. Der Antrieb geschieht durch ein Druckölgetriebe. Die das Drucköl liefernden Pumpen werden wahlweise entweder von Elektromotoren oder Turbinen von je 12 PS angetrieben. Die Antriebsmaschinen werden entweder selbsttätig vom Wasserstande aus oder von Hand angelassen. Die Hubgeschwindigkeit der Schütze beträgt 0,8 m/min, und alle drei Schütze können in 26 min vollständig geöffnet werden. Die Schütze schließen sich unter ihrem Eigengewicht. Ihre Abwärtsbewegung wird durch eine besondere, in die Ölleitung eingebaute Drosselöffnung gebremst. Der Ablauf ist seitlich von Mauern eingefasst, von denen eine als Aufstiegtreppe dient. Am Fuße des Ablaufs ist eine Tosschwelle vorgesehen.

Die beiden Hochwasserablaßstollen auf der linken Seite haben einen lichten Durchmesser von 8 m und münden beide in einen Einlauf von 12 m Breite und 11 m Höhe. Die Stollen vereinigen sich in einem offenen zur Dordogne führenden Ablaufkanal. Die Abschlußschütze der Ablässe sind zweiflügelig ausgebildet und werden selbsttätig durch Drucköl gesteuert und bewegt. Zunächst wird bei steigendem Wasserstande die obere Schützenhälfte entsprechend abgesenkt, bis schließlich mit weiter steigendem Wasserstande die beiden Schützenhälften gemeinsam hochgezogen werden und dann den vollen Auslaßquerschnitt freigeben. Die selbsttätige Steuerung der elektrisch oder durch Turbinen angetriebenen Druckölpumpen geschieht durch einen Schwimmer, dessen die Steuerung bewirkendes Getriebe mit einer Rückführvorrichtung versehen ist, um Pendelungen in der Bewegung der Schütze zu verhindern. Die Hubgeschwindigkeit der Schütze, die innerhalb von 37 min vollständig geöffnet werden können, beträgt 0,3 m/min.

Die beiden zum Kraftwerk führenden Druckstollen münden, wie Abb. 1 zeigt, je in ein Übergangsstück, an das sich die Schützenkammer anschließt, die ihrerseits durch eine injektorartige Erweiterung mit dem Stausee verbunden ist. Die Schützenkammer ist 6,2 m hoch und 4,88 m breit. Das in ihr untergebrachte Segmentschütz wird von einem oberhalb der Staukante angeordneten Druckölgetriebe über ein durch einen Schacht geführtes Hubschütz bewegt. Gemeinsam mit dem Schützenantrieb ist auch der Antrieb für den selbsttätigen Reiniger des den Wassereintritt abschließenden Rechens untergebracht. Das Schütz wird, sobald die Wassergeschwindigkeit im Stollen 3,88 m/sek überschreitet, selbsttätig geschlossen. Die Auslösung geschieht elektrisch durch einen im Druckstollen angeordneten Meßflügel. Zur Sicherung ist eine Akkumulatortablette aus Nickel-Kadmium für die Auslösung vorgesehen, die bei ausbleibendem Strom wirkt und selbsttätig mitgeladen wird. Ihre Leistung reicht aus, um die nötige Energie 12 Std. ohne Aufladung zu liefern. Vor dem Schütz ist eine Verschlussplatte vorgesehen, die in einer be-

Die Wasserablässe in der Stauwand haben 1,90 m l. Durchm. Wie Abb. 2 zeigt, besitzt jeder der vorgesehenen beiden Ablässe einen Verschlusschieber und eine Drehklappe, deren beide Flügel linsenförmig ausgebildet sind. Die Abblaßrohre sind wasserseitig mit einem isolierenden geglätteten Schutzmörtel mit gehärteter Oberfläche versehen. Am Eingang ist eine Sitzfläche für ein von einem Taucher einzubringendes Verschlussstück vorgesehen.

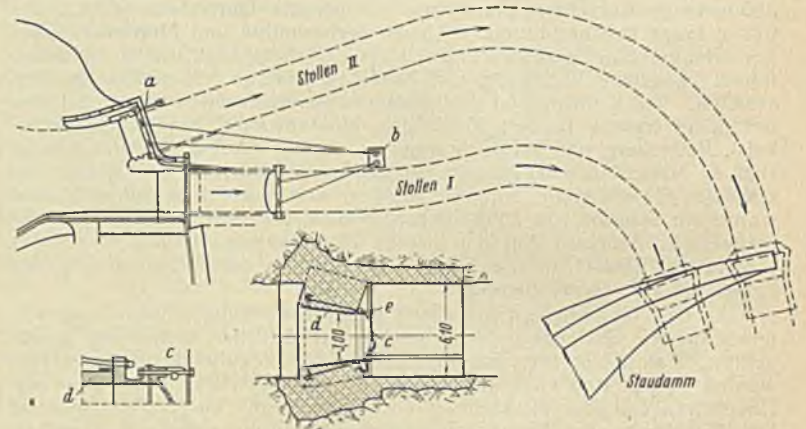


Abb. 3.

a Belätigung für den Schieber, b Schieberantrieb, c Verschlussdeckel,
d bewehrter Putz, e Verschlusschraube mit Dynamitpatrone.

Die beim Bau des Staudammes zunächst errichteten beiden Umgehungsstollen gehen senkrecht durch den Staudamm und sind dort durch je ein kugelhaubenartiges Verschlussstück aus Beton abgeschlossen worden. Dieses Verschlussstück ist, wie Abb. 3 zeigt, von einem Rohrstück durchsetzt, das 3 m l. Durchm. besitzt und mit einem kesselbodenartigen Deckel abgeschlossen ist. In die Verschlusschrauben sind Dynamitpatronen eingelassen, um den Verschlussdeckel im Notfall abtrennen zu können und so einen weiteren Notauslaß zu schaffen. In die Umgehungsstollen wurde je ein Stahlgüßschieber eingebaut, der für die Zeit des Einbaues der Verschlussdeckel geschlossen wurde. Schm.

INHALT: Abstimmung des Sicherheitsgrades von Balkenbrücken auf das Verhältnis der Beanspruchungen durch ruhende und bewegliche Last (R-Verfahren). — Bau einer geschweißten Unterführung in Zagreb (Agram). — Sparbeckenabklärung zur Erzielung einer ruhigen Lage des Schiffes während der Schleusung. — Der Übergang der Reichsautobahn Stuttgart—Ulm über das Neckartal bei Unterboltingen. (Schluß). — Vermischtes: Dr.-Ing. W. Petry 25 Jahre beim Deutschen Beton-Verein. — Eine internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungsbau. — Aus dem vorläufigen Jahresrückblick 1935 der Deutschen Reichsbahn. — Selbsttätig arbeitender Stampfbagger. — Einzelheiten der Stauanlage von Maréges.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1934, Heft 43, S. 578.