

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 117/118 (1941)
Heft: 12

Artikel: Die Fürstenland-Brücke bei St. Gallen
Autor: Brunner, Adolf
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83522>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 21.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Die Fürstenland-Brücke bei St Gallen

Von Dipl. Ing. ADOLF BRUNNER, St. Gallen

(Fortsetzung von Seite 110)

STATISCHE BERECHNUNG DER ANSCHLUSSVIADUKTE

Belastungen. Die Anschlussviadukte sind nach der Verordnung über die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Aufsicht des Bundes unterstellten Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton vom 14. Mai 1935 entworfen. Nach diesen Vorschriften sind der Berechnung vier Lastwagen von 13 t Totalgewicht, bzw. von 10 t und 3 t Achsdruck in ungünstiger Stellung zu Grunde zu legen; außerhalb der Lastwagen ist eine gleichmässige Belastung von $p = (500 - 2 l) \text{ kg/m}^2$ anzunehmen, wo l die Spannweite des betreffenden Konstruktionsteiles in m bedeutet. Hierbei ist ein Stosszuschlag von $\frac{550 + l}{10 l}$ in Prozent zu berücksichtigen. Mit diesen Annahmen ergeben sich für die vier Rahmen für Eigengewicht und für den Belastungsgleichwert der Nutzlast folgende Belastungen pro m Brücke:

	Belastungen pro m Brücke		
	Rahmen R 0 u. 1	Rahmen R 2	Rahmen R 3
Eigengewicht	21,4 t/m	21,4 t/m	20,5 t/m
Nutzlast	11,0 t/m	11,7 t/m	12,5 t/m
Totallast	32,4 t/m	33,1 t/m	33,0 t/m

Auf die ganze Brücke verteilt ergeben sich folgende Eigengewichte und Belastungsgleichwerte für die Nutzlast:

	Lasten pro m^2 Grundriss		
	Rahmen R 0 u. 1	Rahmen R 2	Rahmen R 3
Eigengewicht	1,54 t/ m^2	1,54 t/ m^2	1,47 t/ m^2
Nutzlast	0,79 t/ m^2	0,84 t/ m^2	0,89 t/ m^2
Totallast	2,33 t/ m^2	2,38 t/ m^2	2,36 t/ m^2

Die statischen Berechnungen sind für folgende Einflüsse durchgeführt: 1. Eigengewicht, 2. Nutzlast, 3. Schwinden des Betons $\Delta t = -20^\circ$, 4. Temperatureinflüsse -20° , 5. Wind quer zur Brücke 150 kg/m^2 , 6. Wind in Längsrichtung der Brücke 150 kg/m^2 , 7. Bremskraft in Längsrichtung der Brücke von 4 t und 8. Knicken der Pfeiler.

Fahrbauskasten. Der Fahrbauskasten (Abb. 3) ist als in sich geschlossener dreifeldriger Rahmen mit veränderlichem Trägheitsmoment gerechnet. Die untere Platte wirkt als biegungssteifes, an die äussern Hauptunterzüge nahezu starr angeschlossenes Zugband. Die Hauptunterzüge bilden die Stiele dieses dreifeldrigen Rahmens. Die Zugspannungen, die die in die Stiele übergeleiteten Biegungsmomente erzeugen, werden durch die Bügel der Hauptträger aus hochwertigem Stahl 54 aufgenommen. Die Stiele sind nur sehr schwach in der unteren Platte eingespannt; diese Einspannung nähert sich der Gelenkwirkung. Die untere Platte ist für eine Nutzlast von 200 kg/m^2 berechnet.

Da die Füsse der Stiele durch die untere Platte festgehalten sind, ist die Einspannung des Außenfeldes der Fahrbauplatte im äusseren Hauptträger eine nahezu vollkommen. Dies hat den wesentlichen Vorteil, dass die Biegungsmomente in den Außenfeldern und im Innenfeld nahezu gleich werden.

Diese Biegungsmomente betragen:

	M_{\max}	M_{\min}
Eigengewicht	0,29 mt	— 0,67 mt
Radlasten	1,35 mt	— 2,30 mt
Total-Moment	1,64 mt	— 2,97 mt

Die Verteilungseisen betragen $47,5\%$ der Hauptarmierung. Der Stosszuschlag für den Raddruck berechnet sich zu $42,5\%$, sodass die Einzellast, die der statischen Berechnung zu Grunde liegt, $7,13 \text{ t}$ beträgt; die Beanspruchung gegen Durchdrücken der 18 cm-Platte berechnet sich zu 4 kg/cm^2 . In der Querrichtung verteilt sich diese Einzellast mit Berücksichtigung der Belag-Stärke auf $0,84 \text{ m}$ und in der Längsrichtung unter Berücksichtigung des oben angegebenen Verhältnisses der Verteilungseisen zur Hauptarmierung auf $2,20 \text{ m}$. Die durch die Einzellast von $P = 7,13 \text{ t}$ erzeugte Flächenbelastung berechnet sich demgemäß zu $3,86 \text{ t/m}^2$. Der Belastungsgleichwert, der dieser Flächenbelastung entspricht, beträgt $2,58 \text{ t/m}^2$.

Für das Eigengewicht sind folgende Werte massgebend:

18 cm Eisenbetonplatte	450 kg/ m^2
18 cm Betonbelag	400 kg/ m^2

$$\text{Total: } g = 850 \text{ kg/m}^2$$

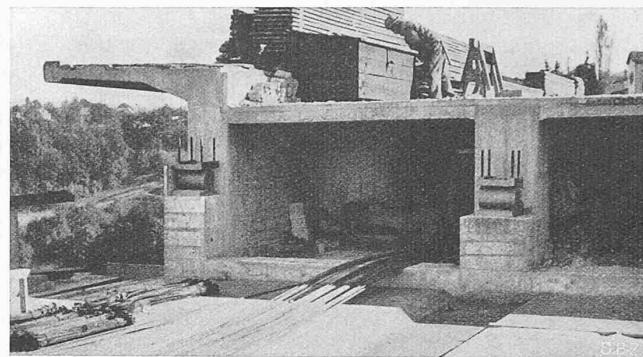


Abb. 7. Rollenlager der eingehängten Träger

Nebenstehende Momenten-Werte ergeben folgende Koeffizienten:

Pos. Momente in Mitte der Öffnung	Negative Momente am Anschluss der Voute an den Träger
$M_g = + \frac{gl^2}{32}$	$M_g = - \frac{gl^2}{14}$
$M_p = + \frac{pl^2}{21}$	$M_p = - \frac{pl^2}{12}$
$M_q = + \frac{ql^2}{23}$	$M_q = - \frac{ql^2}{13}$

Bei einseitiger Belastung beträgt das Stielmoment, das durch die Träger-Bügel aufzunehmen ist, 2,5 mt.

Trottoirkonsole ist für einen Raddruck von 4 t, am Geländer stehend, bemessen. Sie hat am Rande eine Stärke von 16 cm und am Anschluss an den äussern Hauptträger eine solche von 31 cm. Diese Konsole ist an jeder Querrahmen-Ebene durch eine mit Igaskitt gedichtete Fuge getrennt. Diese Trennung erfolgte einerseits wegen der Schwindspannung, andererseits zur Ausschaltung der Temperaturspannungen infolge ungleichmässiger Erwärmung und Abkühlung der Trottoirplatte gegenüber dem Fahrbauskasten. Die Konsolplatte des Trottoirs ist sehr empfindlich für diese Temperaturdifferenz. Es ist deshalb eine starke Zusatzarmierung von Rundreisen 16 mm am äussern Ende der Konsolen vorgesehen. Wenn die Konsolplatte z. B. 10° kälter ist als der Fahrbauskasten, so ergeben sich am äussern Konsolende Zugspannungen bis zu 20 kg/cm^2 , gerechnet mit einem Elastizitätsmodul von 400000 kg/cm^2 .

Aus dem gleichen Grunde sind für diese langen Bauwerke reichliche sekundäre Längsarmierungen vorgesehen. Trottoirkonsolen und Fahrbauplatte weisen eine obere und untere Längsarmierung von Rundreisen $\varnothing 10$ im Abstand von 20 cm auf; außerdem sind die Hauptträger auf ihre ganze Höhe mit einer sekundären Oberflächen-Armierung für Temperatur- und Schwindwirkungen von Rundreisen $\varnothing 12$ armiert.

Die eingehängten Träger sind als freiaufliegende Balken berechnet. Der max. Auflagerdruck beträgt 60 t. Die schrägen Zugspannungen werden durch die abgebogenen Eisen allein ohne Zuhilfenahme der Bügel aufgenommen. Die max. Schubspannung im Steg der Konsole beträgt 15 kg/cm^2 . Außerdem sind die waagrechten Schenkel der an den Auflagern umgebogenen schrägen Eisen für sich allein im Stande, den Auflagerdruck mit einer Scheerspannung von 800 kg/cm^2 aufzunehmen. Die Walzen der beweglichen Auflager haben einen Durchmesser von 22 cm. Rollenlager und feste Lager sind bei den verschiedenen eingehängten Trägern abwechselnd angebracht; d. h. im Zuge der Brücke folgen auf zwei feste Auflager je zwei Rollenlager. Dadurch wird erreicht, dass die Rollenreibungskräfte nur Normal-

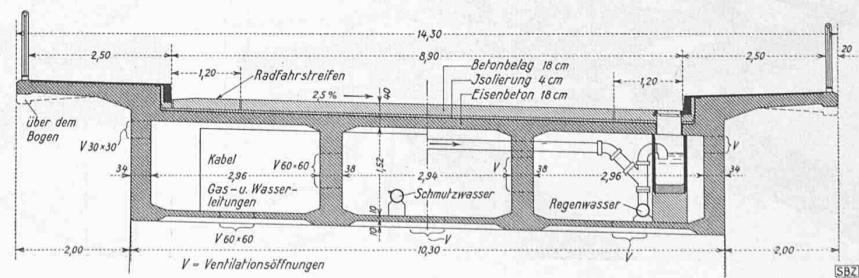


Abb. 3. Querschnitt des Fahrbauskastenträgers. — Masstab 1:120

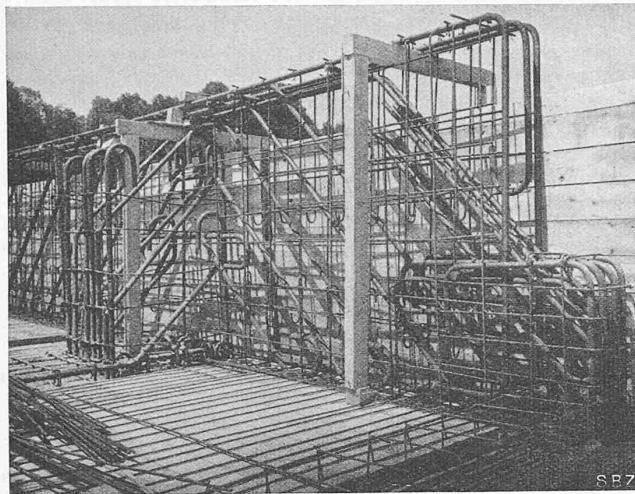


Abb. 6. Armierung der Konsolen für die eingehängten Träger

spannungen in den Rahmenriegeln, jedoch keine Biegungsspannungen in den Rahmenstielen hervorrufen. Die Dilatationen infolge Temperaturänderungen von Sommer zu Winter weisen je nach Länge des Bauteiles Werte von 2 bis 5 cm in der Fuge auf. — Zur Einhaltung der zulässigen Schubspannungen von 15 kg/cm^2 sind die Stegbreiten der Hauptträger an den Auflagern entsprechend verbreitert worden. Der Übergang von der normalen zur vergrösserten Breite geschieht allmählich.

Rahmen in der Längsrichtung. Der Rahmen R 0 weist drei Öffnungen von 17 bis 21,5 m Spannweite mit drei Querrahmen von 6,00 bis 40 m Höhe auf. Der Rahmen R 1 hat vier Öffnungen von 21 bis 22 m mit fünf Querrahmen von einer mittleren Höhe von 28 m. Die Rahmen R 2 und R 3 bestehen aus je drei Öffnungen von 15 bis 20 m Spannweiten mit sieben Querrahmen von 5,00 bis 17,50 m Höhe (Abb. 2). Durch diese Anordnung wurde erreicht, dass der Rahmen R 1 mit den höchsten Pfeilern und vier Öffnungen ungefähr die gleiche Steifigkeit besitzt wie der Rahmen R 2 mit niederen Pfeilern und weniger Öffnungen. Dabei ist als Kriterium für die Steifigkeit die Beanspruchung gewählt, die eine Horizontalkraft in Riegelhöhe in den Rahmenstilen hervorruft. Auch die Temperaturspannungen in den Rahmen R 1 und R 2 werden dann nahezu gleich. Bei den drei Rahmen 1, 2 und 3 erfolgt die Dilatation zentral von der Mitte des betreffenden Rahmens aus, sodass deren Grösse bei den Dilatationsfugen auf die Hälfte herabgesetzt wird.

Die Rahmen sind unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes nach der Festpunktmetode berechnet, wobei die Verschiebung des Riegels bei den Rahmen 1, 2, 3 in Berücksichtigung gezogen wurde. Es sind zwei Berechnungen durchgeführt worden; für die eine wurde volle Einspannung der Stiele in den Stampfbetonfundamenten vorausgesetzt; für die andere gelenkartige Lagerung in der auf dem Gelände liegenden Stampfbetonfundamentfuge angenommen, wobei der Fundamentkörper als unterer Teil des Stieles aufgefasst wurde. Dadurch erhält man die beiden Extremalwerte für das Biegungsmoment am Stielkopf. Der wirkliche Wert dieses Momentes wird dazwischen liegen, da der Mergel eine gewisse unbekannte Bettungsziffer aufweist, die jedoch einen hohen Wert haben wird. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind für die Stiele des Rahmens R 1 im Diagramm Abb. 8 dargestellt.

Von den totalen Stielmomenten entfallen:

	Im Fundament fest eingespannt	Gelenk in der Fundamentfuge
Eigengewicht und einseitige Nutzlast	31 %	18 %
Temperaturdifferenz	44 %	14 %
Wind längs der Brücke	10 %	48 %
Bremeskraft	15 %	20 %
	100 %	100 %

Dank des verhältnismässig hohen Riegels ergeben sich beim Abschneiden der Momentenfläche U.K. Riegel in beiden Fällen ungefähr gleich grosse Momente am Stielkopf. Die totalen Kopfmomente inkl. der Momente der Nebeneinflüsse sind bei der Annahme eines Gelenkes in der Fundamentfuge um 20 % kleiner als bei voller Einspannung. Für das Eigengewicht plus einseitiger Nutzlast sind die Kopfmomente des Stieles bei Gelenkannahme um 40 % kleiner als bei voller Einspannung.

Zur Winkelberechnung sind die Trägheitsmomente für Riegel und Stiele, da wo diese sich gegenseitig durchdringen, als unendlich gross angenommen. Infolge der prismatischen Form der Stiele verringern sich die Momente, die von den Riegeln in die Stielköpfe übergehen, und die Momente an den Stielköpfen infolge Temperatur und Schwindwirkung werden kleiner als bei Stießen von konstantem Trägheitsmoment gleich dem mittlerem Trägheitsmoment der prismatischen Stiele. Die gewählte Form der Pfeiler ist also, was die Momente am Pfeilerkopf anbetrifft, in statischer Beziehung günstiger als für prismatische Pfeiler von ungefähr gleichem Volumen.

Die totalen Biegungsmomente pro m Brücke betragen:

Pos. Momente in Mitte der Öffnung	Für die grösste Öffnung bei Rahmen R 1		Für die kleinste Öffnung bei Rahmen R 2	
	Innenöffnung mt	Aussenöffnung mt	Innenöffnung mt	Aussenöffnung mt
Eigengewicht	+ 387		+ 323,0	
Nutzlast	+ 484		+ 254,0	
Nebeneinflüsse	+ 72		+ 36,0	
Total	+ 943		+ 613,0	

Die Nebeneinflüsse betragen im Mittel 6 % der Einflüsse aus Eigengewicht plus Nutzlast.

Neg. Momente über Stütze	Für die grösste Öffnung bei Rahmen R 1		Für die kleinste Öffnung bei Rahmen R 2	
	Innenöffnung mt	Aussenöffnung mt	Innenöffnung mt	Aussenöffnung mt
Eigengewicht	- 943		- 562,0	
Nutzlast	- 698		- 392,0	
Nebeneinflüsse	- 126		- 211,0	
Total	- 1767		- 1165,0	

In Bezug auf Eigengewicht und Nutzlast allein ergeben sich folgende Koeffizienten:

Pos. Momente in Mitte der Öffnung	R 1	R 3
	Innenöffnung	Aussenöffnung
Eigengewicht	gl^2 27	gl^2 10,6
Nutzlast	pl^2 11,6	pl^2 8,2
Total	ql^2 18,4	ql^2 9,8

Neg. Momente über Stütze	R 1	R 3
	gl^2	gl^2
Eigengewicht	13,8	8,2
Nutzlast	pl^2 11,0	pl^2 7,2
Total	ql^2 12,7	ql^2 7,8

Für die einzelnen Träger (innere Träger) betragen die grössten auftretenden Momente:

$$M_{\max} = + 240 \text{ mt} \quad M_{\min} = - 440 \text{ mt}$$

Beim Rahmen R 0 wurde das Schwinden der sehr ungleich hohen Stiele in der Rechnung berücksichtigt. Es ergeben sich erhebliche Zusatzmomente am Anschluss an den Brückenkopf Winkeln, die einen max. Wert von rd. 200 mt erreichen. Bei der Windbeanspruchung des Rahmens R 0 werden die Querrahmen infolge der festen Verbindung des Fahrbahnkastens mit dem Brückenkopf Winkeln auf Torsion beansprucht. Die Berechnung zeigt, dass vom totalen Winddruck von etwa 57 t, der auf den Rahmen R 0 entfällt, etwa 65 % durch Konsolwirkung des Fahrbahnkastens auf den Brückenkopf Winkeln übertragen und rund 35 % durch die Torsion der Querrahmen aufgenommen wird.

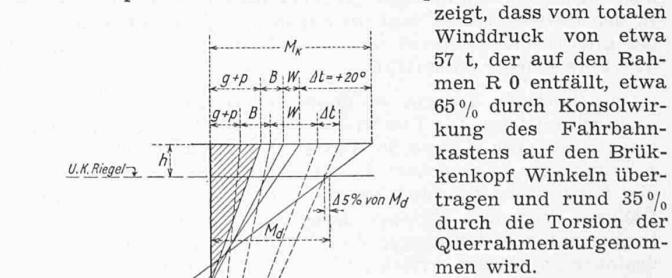


Abb. 8. Total-Momente bei Einspannung im Fundament und bei Gelenk in Fundamentfuge

Für den Rahmen R 1 wurde eine Berechnung mit elastisch senkbaren Stielen durchgeführt, die durch die elastische Kompression der sehr hohen Pfeiler unter der Nutzlast bedingt ist. Diese elastische Kompression unter der Nutzlast beträgt etwa 1 mm

und ruft über den Stützen positive Zusatzmomente hervor, die rd. 10% der neg. Momente betragen.

Die hohen Stiele des *Rahmens R 2* wurden auf *Knicken* unter Berücksichtigung der Verschieblichkeit der Riegel nach der Energiemethode von Timoshenko mit verschiedenen Ansätzen für die elastische Linie untersucht. Der Unterschied zwischen einem trigonometrischen Ansatz und zwischen einem Ansatz eines Polynomes 4. Grades beträgt rd. 3%; für die *Knickkraft* wurde im Mittel gefunden

$$P_K = 1,12 \frac{4 \pi^2 E J_m}{l^2}$$

worin J_m das mittlere Trägheitsmoment des prismatischen Stiels bedeutet. Für die teilweise Einspannung des Stiels im Riegel mit $J = \text{konstant} = J_m$ wurde der Wert

$$P_{K'} = 0,95 \frac{4 \pi^2 E J_m}{l^2} \text{ ermittelt.}$$

Es kann daher für den vorliegenden Fall der interessante Schluss gezogen werden: Der *prismatische Stiel* mit *teilweiser Einspannung* im Riegel verhält sich wie ein *prismatischer Stiel* mit einem Trägheitsmoment, das dem mittleren des prismatischen Stabes entspricht, der an beiden Enden *fest eingespannt* ist. (Es ist dies eine Bestätigung dafür, dass ein Obelisk mehr trägt als ein Prisma von gleichem Volumen.)

Eine weitere Untersuchung wurde dem *Einfluss verschiedener Bettungsziffern* auf die Knicklast gewidmet, deren Ergebnisse im Diagramm Abb. 9 zur Darstellung gelangen. Es zeigt sich, dass von einer Bettungsziffer von etwa 20 an nahezu volle Einspannung herrscht.

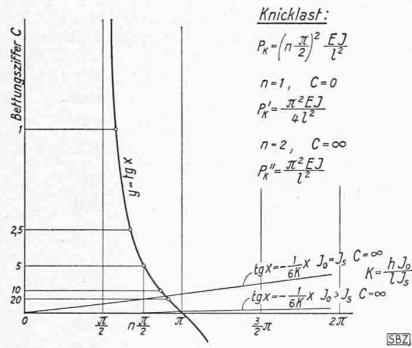


Abb. 9. Einfluss der Bettungsziffer auf die Knicklast der Stiele

sehr grosse Anzahl von Belastungsfällen, die nicht durch Einflusslinien, sondern nur durch Einflussflächen unter einem nicht zu rechtfertigenden Arbeitsaufwand auszuwerten wären. Man hat sich daher veranlasst gesehen, nur die beiden Grenzfälle, nämlich: *Grösste Normalkraft und dazugehöriges Biegemoment* und *grösstes Biegemoment mit dazugehöriger Normalkraft* zu untersuchen. Die neutrale Axe wurde alsdann für den homogenen Querschnitt ermittelt und der Zugkeil dem Eisen zugewiesen. Die maximale Zugbeanspruchung der Eisen beträgt nach dieser zu ungünstigen Berechnungsart etwa 400 kg/cm². In den meisten Fällen liegt die Zugspannung im Beton unter 1/10 der grössten Kantenpressung, sodass dann obige Berechnungsart den Vorschriften entspricht.

Querrahmen. Die ein- bis dreistöckigen Querrahmen sind für senkrechte Lasten und Temperatur nach der Methode der Winkelgleichungen, für waagrechte Lasten z. T. nach der Methode der Arbeitsgleichung berechnet. Die Stiele der Querrahmen sind durch den Fahrbahnkasten hindurch bis O.K. Fahrbahnplatte geführt. Dadurch wird eine grössere Einspannung des obersten Querriegels unter gleichzeitiger Reduktion des neg. Kopfmoments des obersten Stiels erreicht. Die Normalkraft in der Platte, die diese grössere Einspannung und diese Reduktion des neg. Einspannungsmomentes bewirkt, beträgt 80 bis 100 t. Die Durchbiegung der sehr hohen Querrahmen des Rahmens R 1 beträgt infolge Winddruck von 150 kg/cm² quer zur Brücke etwa 3 mm.

Torsion. Durch einseitige Stellung der Nutzlast wird der Fahrbahnkasten auf Torsion beansprucht. Er verhält sich dabei als kontinuierliche Konstruktion, die an den Auflagern durch die Querrahmen elastisch gegen Torsion gestützt wird. Obwohl dadurch beträchtliche Nebenspannungen entstehen dürften, konnte dieses schwierige Problem nicht näher untersucht werden, umso mehr als es nur durch Modellversuche einwandfrei geklärt wer-

den könnte. Kommt noch Wind in der Querrichtung dazu, so haben wir es mit einem dreiaxigen Spannungszustand zu tun.

Die Beanspruchungen von Beton und Eisen weisen folgende maximalen Werte auf:

Rahmenstiele (durchgängig mit 1% armiert):
Betonspannung für zentrische Belastung rd. 25 kg/cm²
unter Berücksichtigung aller Exzentrizitäten
und Nebeneinflüsse rd. 70 kg/cm²

Riegel
Bei den pos. Momenten aus Eigengewicht u. Nutzlast rd. 58 kg/cm² mit Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse rd. 60 kg/cm²
Bei den neg. Momenten aus Eigengewicht u. Nutzlast rd. 128 kg/cm² mit Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse rd. 137 kg/cm²
Im Eisen: Stahl 37 1200 bis 1400 kg/cm²
Stahl 54 1600 bis 1700 kg/cm²

Die Betonzugspannung in den Riegeln mit Berücksichtigung der Armierung errechnet sich im Mittel zu 30 kg/cm².

BRÜCKEN-BELAG (Abb. 10 bis 13)

Die Isolierung der Tragkonstruktion besteht aus zwei Asphalt-Jute-Lagen mit Bitumen-Anstrichen und weist eine Stärke von etwa 1 cm auf. Auf diese Isolierung ist eine Schutzmörtelschicht mit Glattstrich von 3 cm Stärke aufgebracht; der Schutzmörtel ist mit einem Drahtgeflecht «Helvetia» 40 mm Maschenweite armiert. Dann folgt der Betonbelag von total 18 cm; dieser besteht aus einem Unterbeton mit einer Mischung von P 250 von 13 cm Stärke. Die Kieszusammensetzung für den Unterbeton besteht aus 45 Vol. % Natursand 0/8 mm und 55 Vol. % Rundkies 8/35 mm. Für die Oberschicht von 5 cm Stärke beträgt die Mischung P 350 kg mit Ballast aus:

rund 40 Vol. % Natursand	0 / 8 mm
rund 5 Vol. % Brechsand	0 / 5 mm
rund 20 Vol. % Grubensplitt	8 / 15 mm
rund 35 Vol. % Grubensplitt	15 / 30 mm

Unter- und Oberschicht sind durch Stahlnetze Perfekt No. 10 und 11 armiert. Daneben sind noch Zusatzarmierungen von Rundelenen zur Plattenverankerung im Gewicht von etwa 0,3 kg/m² vorgesehen. Zwischen Glattstrich des Schutzmörtels und des Betonbelages liegt eine Lage Patentfaserpapier No. 260.

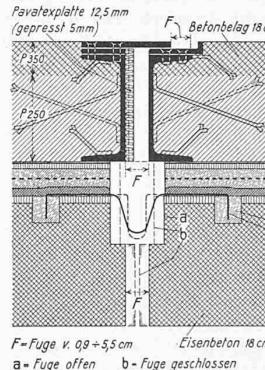


Abb. 13. Brückenbelag und Fugenabdichtung. — 1 : 10

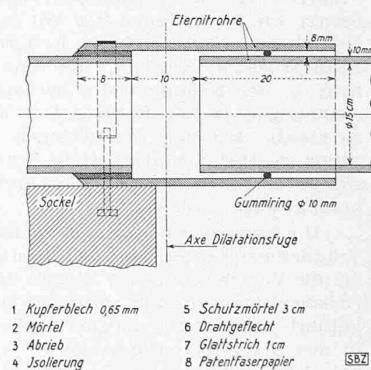


Abb. 14. Dilatation der Entwässerungsleitung. — 1 : 10

Der Betonbelag weist eine durchgehende Längsfuge und Querfugen in Abständen von 4,00 bis 6,60 m auf. Die Fugen sind mit Igaskitt beziehungsweise Syntafix gedichtet. Die beidseitigen Radfahrstreifen von je 1,20 m Breite sind zur Unterscheidung von der eigentlichen Fahrbahn von 6,50 m mit Eisenoxydrot No. 20 gefärbt. Die beiden Gehwege sind mit 2 cm Gussasphalt versehen.

Da sich die Betonplatten des Betonbelages infolge der harten Unterlage der Fahrbahnplatte bei Temperaturunterschieden zwischen O.K. und U.K. kugelig wölben, was bei plötzlichen Temperaturwechseln (im Sommer Gewitter, im Winter Frost) von Einfluss sein kann, wurde auch diese Frage theoretisch untersucht. Als Grenzlänge wurde jene Länge definiert, bei der die Wölbung der Platte infolge der Temperatur gerade durch ihr Eigengewicht ausgeglichen wird. Für rechteckige Platten wurde hierbei folgender Ausdruck gefunden:

$$\text{Grenzlänge} = \sqrt{\frac{6 \cdot \lambda \cdot h}{1 + \lambda^2}}$$

worin λ = Temperaturdifferenz, h = Höhe der Platte, λ = Verhältnis von Breite zur Länge.

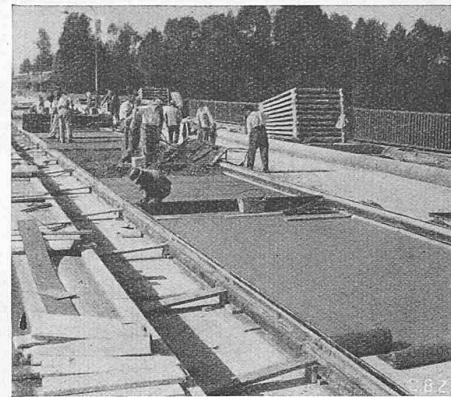
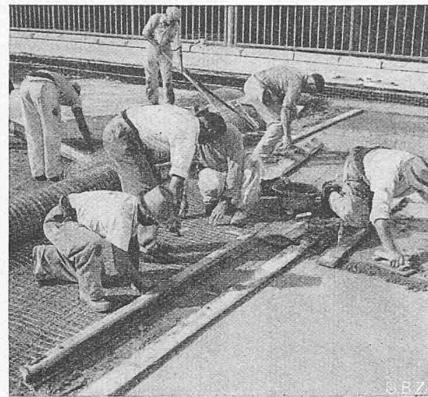
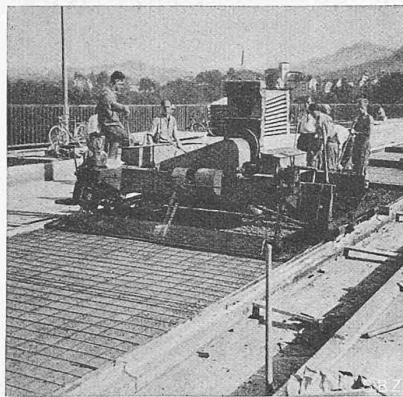


Abb. 10 bis 12. Verschiedene Herstellungsphasen der Isolierschicht unter dem Fahrbahnbeton

BAUMATERIAL

Beton: Das ganze Bauwerk ist in vibriertem Beton erstellt. Kies und Sand wurden durchgängig getrennt angeliefert. Für die Fundation wurde Stampfbeton in den Mischungen von 200 und 250 kg Zement pro m³ fertigen Beton verwendet. Für die Zusammensetzung des Kiessandes für diesen Fundamentbeton waren vorgeschrieben:

35 Vol. % Sand 0/8 mm und 65 Vol. % Kies 8/50 mm

Für den Beton der Pfeiler und des grossen Bogens sind 350 kg Zement auf den m³ fertigen Beton verwendet. Die Zusammensetzung des Kies-Sandes beträgt:

43 Vol. % Sand 0/8 mm und 57 Vol. % Kies 8/40 mm

Der Fahrbahnkasten ist mit Beton mit einem Zementgehalt von 350 kg/m³ fertigen Beton ausgeführt und die Kies-Sand-Zusammensetzung stellt sich auf:

45 Vol. % Sand 0/8 mm und 55 Vol. % Kies 0/30 mm

Der Auflockerungskoeffizient ergibt sich für Stampfbeton zu 1,195, für Eisenbeton zu 1,255. Das spez. Gewicht des Eisenbetons wurde im Mittel zu 2,45 ermittelt.

Auf der Baustelle war eine Betonpresse Amsler und eine Balkenbiegemaschine installiert. Die mittlere Beton-Würfeldruckfestigkeit beträgt rund 450 kg/cm², die Zugfestigkeit etwa 30 kg; der Elastizitätsmodul wurde durch die Eidg. Materialprüfungsanstalt an Prismen zu 470 000 kg/cm² ermittelt. Es wurden im ganzen 641 Würfel geprüft, d.h. ein Würfel auf etwa 20 m³ ausgeföhrten Eisenbeton und Stampfbeton.

Eisen: Pfeiler, untere Platte des Fahrbahnkastens und obere Platte des Fahrbahnkastens sind mit Stahl 37 bewehrt. Für den grossen Bogen, die Hauptträger des Fahrbahnkastens und die oberen Riegel der Querrahmen kam hochwertiger Stahl 54 zur Verwendung; dessen Streckgrenze wurde zu rund 3900 kg/m² ermittelt.

Schalung: Für alle Konstruktionen mit Ausnahme der Fundation wurde gehobelte Schalung in Nut und Feder verwendet.

Lager: Für die eingehängten Träger sind Stahlgusslager (Rollenlager und Kipplager) eingebaut (Abb. 7). Die Dilatationsfugen sind bei den eingehängten Trägern mit geschweiften Kupferblechen gedichtet (Abb. 13).

Ebenfalls über den Fugen sind die Dilatationen der aus Eternitrohren von 15 bis 20 cm Durchmesser bestehenden Entwässerungsleitungen im Innern des Fahrbahnkastens angeordnet (Abb. 14). (Fortsetzung folgt.)

Grundlagen der Zerstörungstechnik

Im Rahmen einer Reihe von Abhandlungen über die Grundlagen der Zerstörungstechnik in den «Techn. Mitteilungen für Sappeure, Pontoniere und Mineure» (Nr. 2, Sept. 1940) berichtet Hptm. F. Stüssi über allgemeine Grundlagen und Sprengungen von Holz und Stahl. Ausgehend von den vielfachen militärischen Brückenerstörungen in den vom Krieg heimgesuchten Gegenden wird als besonders auffallend auf die vielen Misserfolge der Zerstörungen und die grosse Zahl wohl vorbereiteter aber nicht durchgeföhrter Sprengungen hingewiesen. Als Ursache dieser Feststellungen wird das mangelhafte soldatisch-technische Können und das Versagen primitivster Pflichterfüllung verantwortlich gemacht und es ergibt sich aus diesen in ihren Folgen schwerwiegenden Fehlern die Berechtigung zur neuerlichen Forde rung harter militärischer Erziehung. Die Misserfolge legen

aber auch eine sachliche Ueberprüfung unserer eigenen Sprengvorschriften nahe, da sie auf ähnlichen Voraussetzungen wie bei allen europäischen technischen Truppen aufgebaut sind.

Wenn man als Zweck der kriegsgemässen Sprengungen die defensive Verlangsamung des feindlichen Vormarsches bezeichnet, so müssen sie in breiter Front alle Verkehrsmöglichkeiten umfassen, mit einer Sperrlinie von Objekten erster Dringlichkeit und solcher von sekundärer Bedeutung. Diese Abstufung hat auch Geltung bei den einzelnen Objekten, wie beispielsweise bei einer eisernen Brücke die Zerstörung des Tragwerkes eines solchen der Stützen vorauszugehen hat, soweit die Gleichzeitigkeit ausgeschlossen ist. Vom ökonomischen Standpunkt aus sollen auch nur solche Kunstdämmen zerstört werden, die eine Sperrlinienumgehung ermöglichen könnten.

Über den Sprengmittelbedarf für die gründliche Zerstörung von Verbindungswegen nennt das als zutreffend erachtete französische Reglement für ein Gebiet von 2 km² einen Aufwand von 1 t Sprengstoff und 100 Arbeitstage, bzw. von 1 kg Sprengstoff pro Arbeitsstunde, wogegen für die Wiederherstellung mit dem 10fachen Aufwand an Mannschaft, dem 100fachen an Material und dem doppelten bis 100fachen an Zeit gerechnet wird.

Für die Zerstörungstechnik ist von besonderer Wichtigkeit die Brisanz des Sprengmittels. Die Energieentwicklung ist dabei gering, jedoch wichtig der zeitliche Reaktionsverlauf, der sich in Bruchteilen einer Sekunde abwickelt. Der Explosionsdruck nimmt mit wachsender Distanz vom Explosionsherd ab und es ändert daher seine Wirkung von sicherer Zerstörung bis zur blosen Erschütterung. Ladungsformeln für die erstgenannte Wirkung können nur auf Erfahrungen über Materialzertrümmerungen am Explosionsherd und auf der Widerstandüberwindung der Trägheitskräfte des Objektes aufgebaut werden. So kann z. B. bei Sprengung eines Fachwerkträgers die Ladung für einen Gurtstab in Feldmitte, wo nur Trägheitskräfte zu überwinden sind, einen etwas grösseren Sprengstoffaufwand erfordern, als in Knotenpunktnähe, wo die Stabnachgiebigkeit wegen fester Auflagerung geringer ist. Immer aber besteht die Forderung des satten Ladungsanschlusses an das zu zerstörende Material zur Vermeidung eines Wirkungsabfallen. Von besonderer Wichtigkeit ist, bei genieteten Konstruktionen den ungünstigen Nietkopfeinfluss auszuschalten durch Holzfuttereinlagen, Ausschneiden von Vertiefungen in den Sprengpatronen usw. Bei Stahlbrücken mit Sprengvorbereitung — und das werden in Zukunft wohl alle grösseren Objekte sein — werden die Rundkopfnieten an den Sprengstellen durch versenkte Nieten ersetzt sein, soweit nicht Schweißung angewendet werden kann.

*

Die bis heute verwendeten empirischen Ladeformeln auch unserer Armee beruhen in der Hauptsache auf Versuchen und Studien der altösterreichischen Genietruppe.

Für Holzsprengungen lautet diese $L = 0,05 b d^2$ (wobei L die Ladung in Troylb in Gramm, b die Breite des Balkens in cm und d seine Höhe bedeutet). In Anpassung an Versuchsergebnisse entwickelte sodann v. Vessel eine neue österr. Formel $L = 0,094 d^{2,6}$, die aber in ihrer Auswertung unpraktisch ist. Einen weit besseren Einblick in die Zusammenhänge zwischen Querschnitt und Ladung gibt die neuartige Darstellung von Hptm. Stüssi durch Einführung der spezifischen Ladungsmengen $\frac{L}{F}$ in g/cm², mit dem überraschenden Ergebnis, dass die Versuchsergebnisse mit grosser Genauigkeit auf einer Geraden mit der Gleichung $\frac{L}{F} = 0,24 + 0,0165 d$