Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 78 (1960)
Heft: 26

Artikel: Das Überführwerk Zizers, Graubündens grösste Strassenbrücke
Autor: Weder, A.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-64910

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: 03.10.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Das Überführungsbauwerk Zizers, Graubündens grösste Strassenbrücke

DK 624.21.012.47

Von **A. Weder**, dipl. Ing. ETH/S. I. A., in Firma Weder & Prim, St. Gallen/Bern

1. Allgemeines

Im Zuge des Ausbaues der Durchgangsstrasse Zürich—Chur wurde an Stelle der bekannten, sehr engen Dorfdurchfahrt bei Zizers eine Umfahrung ausgeführt. Das Kernstück dieser neuen Linienführung bildet der 196 m lange Autobahnviadukt über die SBB und die Rh. B., welcher Ende 1958 dem Verkehr übergeben werden konnte (s. SBZ 1959, H. 4, S. 51).

2. Gestaltung und Formgebung

Da bei der Planung eines modernen Strassenzuges in der Regel keine Rücksicht auf die Kunstbauten genommen werden kann, sind diese dem Verkehrsträger vollkommen untergeordnet, was sich auch in der Formgebung widerspiegeln soll. Die spitzwinklige Ueberschneidung der Durchgangsstrasse mit drei Bahnlinien und zwei Strassen bestimmte den Pfeilerrhythmus in sehr engen Grenzen und liess zudem nur minimale Pfeilerabmessungen zu. Das schlanke Längenprofil des Autobahn-ähnlichen Verkehrsbandes erforderte eine minimale Konstruktionshöhe des Brückenoberbaues zur Vermeidung von hohen, unschönen Dämmen. Die schöne Rheinlandschaft mit dem Dorf Zizers im Hintergrund verlangte ein leichtes, schlichtes Bauwerk, um so mehr als das Trasse zum Teil sehr nahe an bestehenden Bauten vorbeiführt.

Diese Gesichtspunkte führten nach sorgfältigen Modellstudien zu einem schlanken Balken-Tragwerk (Hohlkasten mit weitauskragenden Konsolen), das sich auf T-förmige Einzelpfeiler abstützt, Bild 1.

3. Statische Berechnung

Das statische System und der Bauvorgang sind aus Bild 2 ersichtlich. Der in der Mitte eingeschobene Einhängeträger unterteilt das Bauwerk in zwei voneinander unabhängige Teilstücke, welche beide als Rahmensysteme mit gelenkigen Pfeilerköpfen ausgebildet sind.

3.1. Stützen

Die nicht alltägliche Pfeilerform (Bild 6) besteht aus einem schmalen Schaft und einem weitauskragenden Pfeilerkopf. Die durch die Konsolwirkung entstehenden grossen Biegemomente und Schubkräfte werden durch eine Vorspannarmierung aufgenommen. Die Kabel sind entsprechend dem Spannungsverlauf im Pfeilerkopf gegen aussen stark nach unten gekrümmt und endigen auf der Stirnseite der Stützen, Bild 4. Für die Berechnung der Schubspannung im stark variablen Querschnitt wurde die Beziehung für den Zustand I (homogener Querschnitt) benützt.

$$\tau = \left(\frac{Q - N \operatorname{tg}\beta}{J} - \frac{M}{J^2}\frac{dJ}{dx}\right)\frac{S}{b} + \left(\frac{N}{F^2}\frac{dF}{dx} + \frac{M}{J}\operatorname{tg}\beta\right)\frac{F_1}{b}$$

Für den Rechteckquerschnitt ausgewertet ergaben sich maximale Schubspannungen von 13 kg/cm² und maximale Hauptzugspannungen von — 4,4 bzw. + 53,9 kg/cm².

Besondere Beachtung erforderte der Bauzustand. Die verhältnismässig hohe Vorspannung der Stützen hätte eine Ueberbeanspruchung im unbelasteten Zustand ergeben. Es war deshalb nötig, die Stützen stufenweise und im Zusammenhang mit dem Absenken des Lehrgerüstes vorzuspannen, was auch ohne Zwischenfall gelang.

3.2. Oberbau

Das schlanke Längenprofil der Autobahn erforderte ein sehr gedrungenes Brückenbauwerk (h/l = 1/30 bis 1/38), was mit Hilfe einer Hohlplatte (Bild 7) erreicht wurde. Der Hohlquerschnitt weist fünf Längsträger auf und ist durch steife Querträger über den Auflagern und in den Drittelspunkten ausgesteift. Die obere Platte hat eine konstante Stärke von 20 cm, während die untere Plattenstärke dem Momentenverlauf angepasst wurde, wodurch sich seine Stärke von 20 bis 40 cm verändert.

Das Eigengewicht des Brückenoberbaues beträgt 15,53 t/m, die verteilte Nutzlast einschliesslich Stosszuschlag 4,38 t/m und die idealisierte Einzellast 35 t. Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte mit Hilfe der Festpunktmethode,

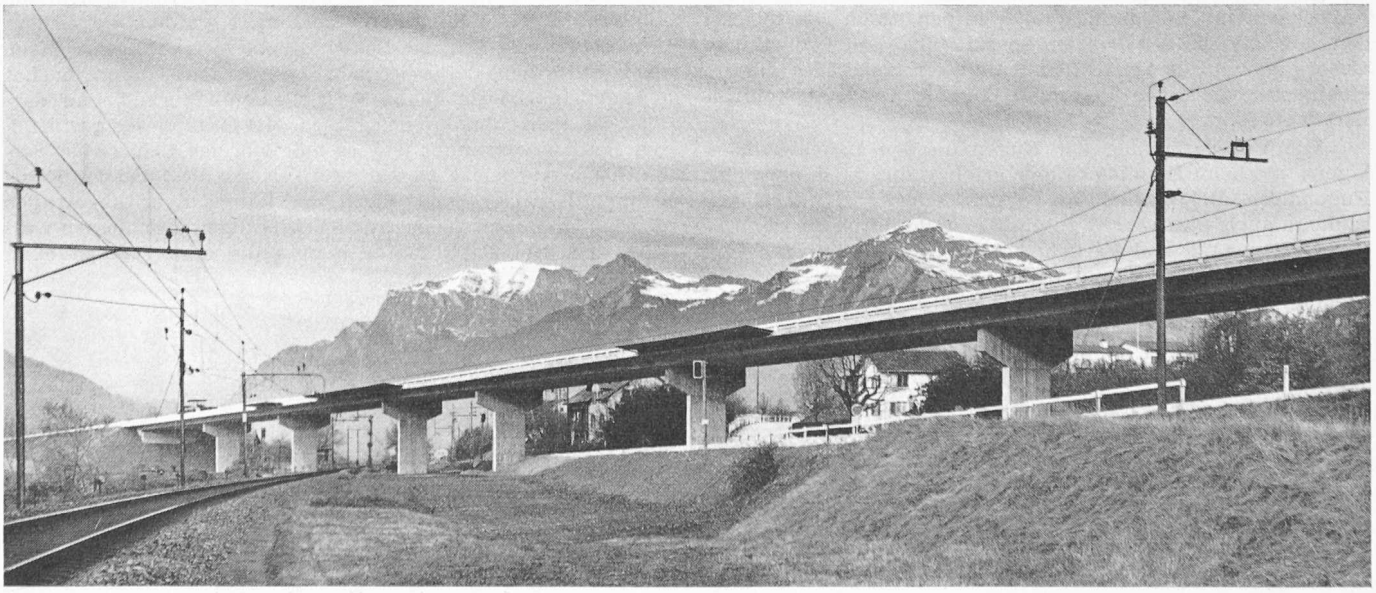

Bild 1. Gesamtaufnahme der Brücke Zizers

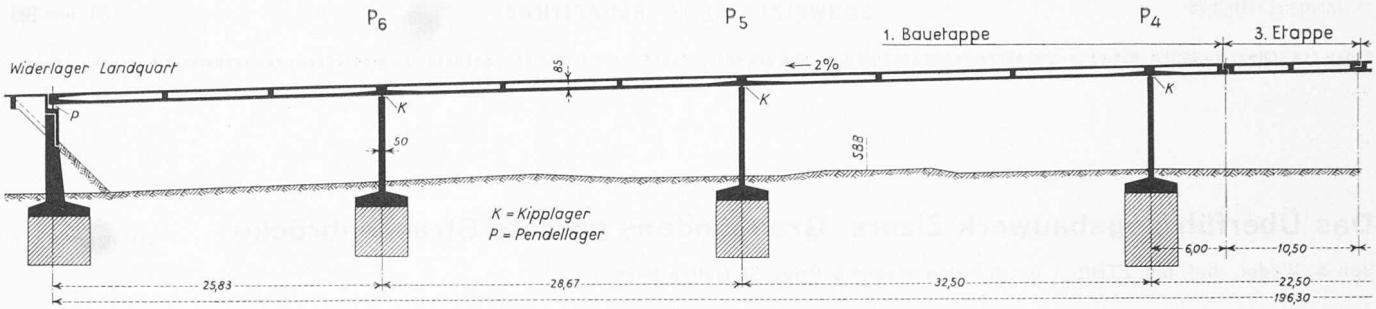

Bild 2a. Längsschnitt des Ueberführungswerkes Zizers, Masstab 1:600

wobei die Einflusslinien in den Zehntelspunkten ausgewertet worden sind.

Die Vorspannkraft von total 4400 t wurde mit 30 durchlaufenden und 4 Zusatzkabeln nach dem System BBRV aufgebracht. Die gemessenen Reibungsverluste betragen im Maximum 12 %, was einem Reibungskoeffizienten $\mu = 0{,}25$ entspricht. Die Spannungsverluste infolge Schwindens und Kriechens sind im Maximum 10 %, während die Parasitärmomente im Durchschnitt 20 % des grössten negativen Stützenmomentes ausmachen.

Die gewählte Querschnittsform erforderte eine besondere Ueberprüfung der Lastverteilung bei einseitiger Belastung. In der Statik wurde dazu das Verfahren von Guyon-Massonnet nach den Tabellen von K. Sattler benützt. Eine Diskussion dieser Berechnungsergebnisse auf Grund der Messungen am fertigen Bauwerk erfolgt im Abschnitt 6.

Besondere Aufmerksamkeit wurde den Beanspruchungen infolge ungleicher Erwärmungen der Brücken-Ober- und -Unterseite gewidmet, da die Bauherrschaft beabsichtigt, die Brücke später zu heizen. Auf Grund der seinerzeitigen Messungen an der geheizten Strassenbrücke in Murg muss mit Temperaturdifferenzen von $\pm 4°$ C gerechnet werden. Die daraus sich ergebenden Zusatzspannungen machen im Maximum ± 10 kg/cm² aus.

4. Konstruktive Einzelheiten

Anstelle der normalen, unschönen vertikalen Schutzgitter bei Bahnüberführungen sind horizontale Schutzdächer in Aluminium- und Aluman-Abdeckung ausgeführt worden. Diese stören das Aussehen des Bauwerkes nicht und erfüllen ihre Schutzaufgabe trotzdem, Bild 1.

Um bei starkem Föhn unschöne «Wasserschnäuze» zu verhindern und um die Kurzschlussgefahr bei den Bahnen infolge Wassereinwirkung zu verkleinern, wurde eine Quer- und Längs-Entwässerung eingebaut, Bild 7. Die Entwässerungsrinne weist alle 30 m einen Einlaufschacht und ein Anschlussrohr auf, das das Wasser in die Eternit-Längsleitung bringt. Am Ende der Brücke wird das Wasser über einen Fallschacht mit Schlammsammler in den Rhein geleitet. Bei den Dilatationsfugen sorgen Spezialstücke mit gelenkigen Uebergangsmuffen für den einwandfreien Anschluss. Die im Hohlkasten verlegten Leitungen können jederzeit kontrolliert werden.

Die Ueberbrückung der Fugen an den Brückenwiderlagern und beim Einhängeträger erfolgte durch ein normales Fugenblech. Bekanntlich ist es sehr schwierig, solche Anschlüsse auch wasserdicht zu gestalten, da durch die dauernden Bewegungen und Verkehrsschläge die Blechprofile verkrümmt werden und dann das Wasser eindringt. Ein neuartiges, geripptes Fugenband aus Kunststoff soll nun die Dichtigkeit garantieren, Bild 5, und zugleich die Ueberfahrt «weicher» gestalten.

Da es sich im vorliegenden Fall um eine «Nur-Auto-Bahn» handelt, konnte die Geländer-Konstruktion auf neuartige Weise gelöst werden. Die Radabweiser (System Hunziker) sind mit Aussparungen versehen, in welche die leichte Geländerkonstruktion gesteckt wurde. Dieses niedere Schutzgeländer besteht nur aus wenigen vertikalen Stäben und einem leichten Aluminium-Handlauf, Bild 1. Damit kann das Auftreten des bekannten «Wand-Effektes» beim Autofahrer vermieden werden. Das Geländer wirkt leicht und elegant und ist preislich sehr günstig.

5. Bauvorgang

5.1. Unterbau

Die unterschiedlichen Fundationstiefen der einzelnen Pfeiler führten zu verschiedenen Gründungsarten. Die Stützen auf der Seite Landquart stehen auf normalen Flachfundamenten. Auf der Seite Chur mussten die Fundationskörper bis 10 m unter Terrain geführt werden. Dies erfolgte durch das Absenken von runden Stahlschalungen, welche als Senkbrunnen-Mantel dienten. Im Schutze dieser Schalungen wurden Armierungen und Beton eingebracht. Die Stahlelemente konnten durch fortwährendes Ziehen beim Betonieren wieder gewonnen werden.

Die Herstellung der Pfeiler und Widerlager erfolgte mit Rücksicht auf den Bahnbetrieb in verschiedenen Etappen. Die stark frequentierten Bahnlinien bildeten ein dauerndes Gefahrenmoment und erforderten von Bauleitung und Unternehmung höchste Aufmerksamkeit und stetes, umsichtiges Vorausplanen.

5.2. Oberbau

Der Brückentisch wurde in drei Bauetappen (zwei Rahmensysteme und ein Einhängeträger) auf einem aus I-Trägern und Holzjochen bestehenden Lehrgerüst erstellt. In jedem Bauabschnitt sind zunächst die untere Druckplatte und die Tragrippen (Längsträger) betoniert worden, wobei über den Lehrgerüst-Stützen Schwindfugen offen blieben. Nach dem Entfernen der seitlichen Längsträgerschalungen hat man vorfabrizierte Beton-Fertigelemente verlegt und darüber die Fahrbahnplatte gegossen. Mit Hilfe dieses gestaffelten Betoniervorganges war es möglich, das Lehrgerüst verhältnismässig leicht zu konstruieren, da die Last der Fahrbahnplatte weitgehend durch die Längsträger abgetragen wurde. Am Schlusse sind alle Schwindfugen geschlossen worden, und drei Tage später konnte die erste Vorspannung ausgeführt werden.

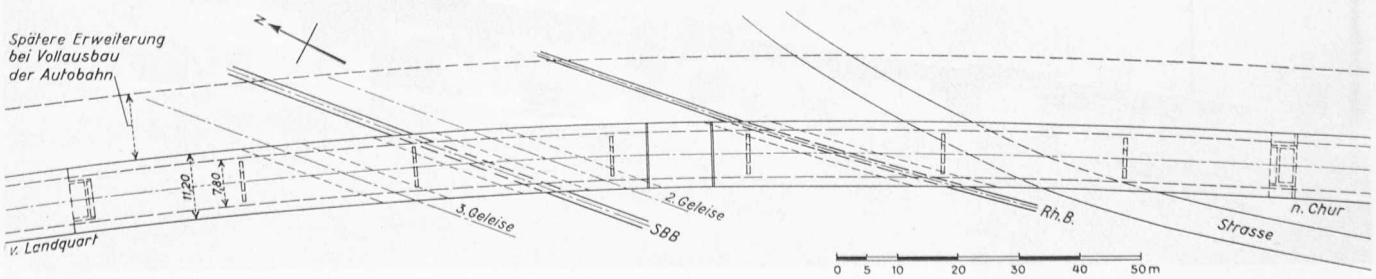

Bild 3. Ueberführungswerk Zizers, Grundriss 1:1250

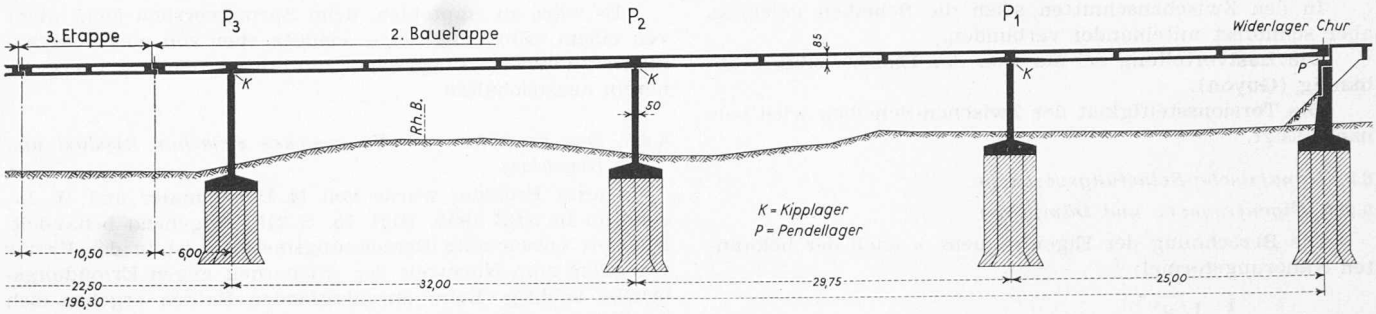

Bild 2b. Fortsetzung von Bild 2a

6. Belastungsproben

Das Tragwerk wurde von der EMPA einer eingehenden Belastungsprobe unterzogen, deren Ergebnisse nachfolgend kurz besprochen werden sollen.

6.1. Statische Belastungsversuche

Mit Hilfe von Dehnungsmessungen für die verschiedenen Lastfälle konnte der mittlere E-Modul zu 483 000 kg/cm² (Druckfestigkeit etwa 500 kg/cm²) ermittelt werden. Die Nachberechnung der Summen-Einflusslinien auf Grund der ausgewerteten Mess-Ergebnisse ergab grösste Abweichungen von 6 % gegenüber der statischen Berechnung.

Die Torsionssteifigkeit des Tragwerkes wurde durch die Anordnung einseitiger Laststellungen besonders geprüft, da diese Werte für Hohlkastenprofile nicht leicht zu berechnen sind. Es zeigte sich eindeutig, dass der Hohlkasten infolge seiner grossen Steifigkeit eine ausserordentlich gute Lastverteilung aufweist, die fast derjenigen einer vollen Platte entspricht. Die Erfassung der Torsionssteifigkeit mit Hilfe einer der bekannten Trägerrostberechnungen (z. B. ∞ steife Querträger oder Tabellen von Sattler) führt zu Ergebnissen, die wesentlich ungünstiger sind als die tatsächlichen.

Da die Steifigkeit der einzelnen Längsträger im Verhältnis zur Gesamtverdrehungssteifigkeit des Kastens klein ist, ergibt sich unter folgenden Voraussetzungen eine einfache Näherungsberechnung, die gute Ergebnisse liefert:

Die Endquerträger seien unendlich torsions- und biegesteif, und die Auflagerdrehwinkel entsprechen den Festpunktabständen. Im Bereiche der Feldquerträger bleiben die Winkel erhalten.

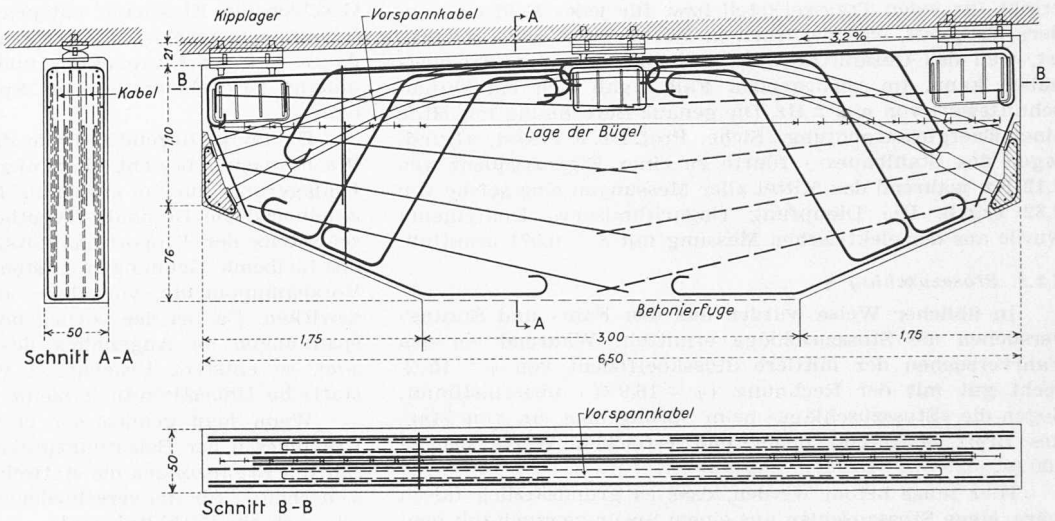

Bild 4. Einzelheiten des Pfeilerkopfes, Masstab 1:60

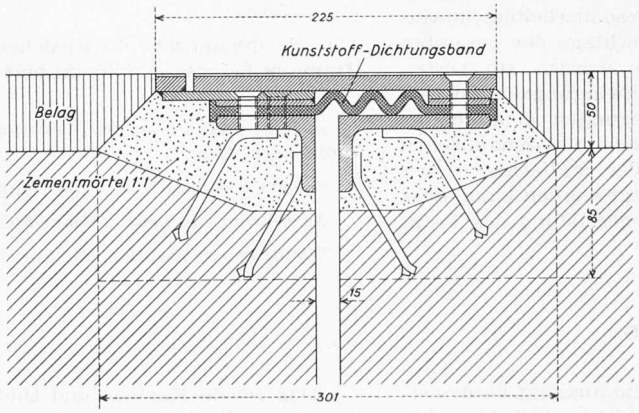

Bild 5. Fugenband-Detail 1:5

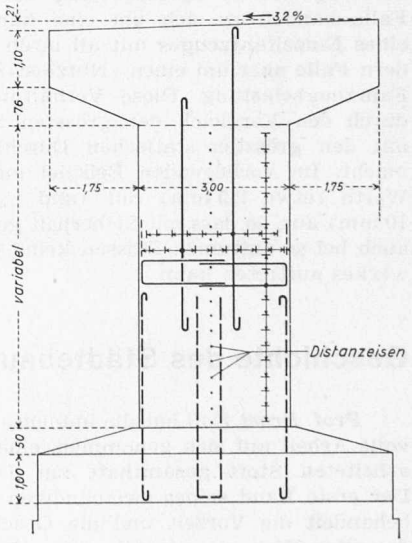

Bild 6 (rechts) Pfeiler-Ansicht 1:150

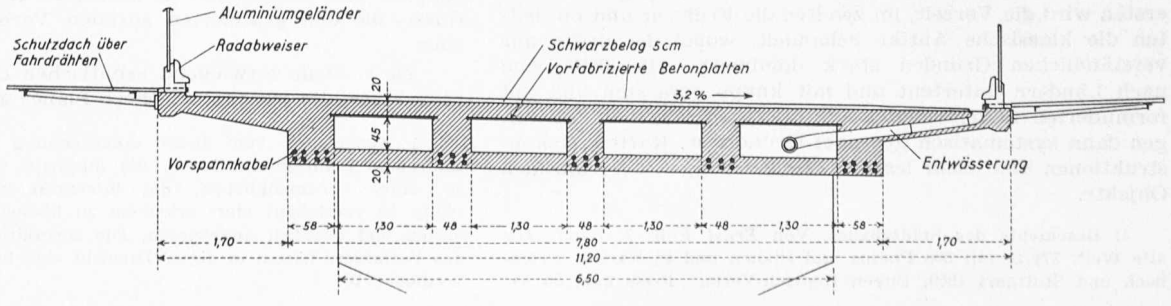

Bild 7. Fahrbahn-Querschnitt, Masstab 1:100

In den Zwischenschnitten seien die Scheiben gelenkig, aber schubfest miteinander verbunden.

Die Lastverteilung sei nur von der Exzentrizität e abhängig (Guyon).

Die Torsionssteifigkeit der Zwischen-Scheiben wird vernachlässigt.

6.2. Dynamische Belastungsversuche

6.2.1. Eigenfrequenz und Dämpfung

Die Berechnung der Eigenfrequenz n nach der bekannten Näherungsformel:

$$n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g^*}{y_g}}$$

ergibt für jeden Tragwerksteil bzw. für jedes Feld eine andere Frequenz, was natürlich in Wirklichkeit nicht möglich ist, weil das Gesamttragwerk nur eine Resonanz-Frequenz haben kann. Im vorliegenden Fall ergab sich ein Durchschnittswert von $n \cong 2$ Hz. Die genaue Berechnung mit Hilfe einer Energiebetrachtung (Siehe: Prof. Dr. *F. Stüssi*, «Grundlagen des Stahlbaues») führte zu einer Eigenfrequenz von 2,12 Hz, während das Mittel aller Messungen eine solche von 2,32 ergab. Die Dämpfung (logarithmisches Dekrement) wurde aus der elektrischen Messung mit $S = 0{,}071$ ermittelt.

6.2.2. Stosszuschlag

In üblicher Weise wurden aus den Fahr- und Sprungversuchen die Stosszuschläge ermittelt. Während bei den Fahrversuchen der mittlere Stosskoeffizient von $\varphi = 15\ \%$ recht gut mit der Rechnung ($\varphi = 16{,}9\ \%$) übereinstimmt, liegen die «Stosszuschläge» beim Sprung über ein 4 cm starkes Brett bedeutend höher und erreichen Werte bis zu 100 %.

Hier muss betont werden, dass es grundsätzlich falsch wäre, einen Stosszuschlag aus einem Sprungversuch mit dem normengemässen Stosszuschlag zu vergleichen. Im einen Falle handelt es sich um eine kurzfristige Kraftwirkung eines Einzelfahrzeuges mit all ihren Besonderheiten, im andern Falle aber um einen «Nutzlast-Zuschlag» der gesamten Fahrzeugbelastung. Diese Verhältnisse werden am besten durch den Vergleich der grössten Schwingungsamplituden mit den grössten statischen Durchbiegungen deutlich gemacht. Im vorliegenden Beispiel machen die dynamischen Werte (etwa 2,5 mm) nur rund $^1/_4$ der statischen (etwa 10 mm) aus, so dass mit Sicherheit gesagt werden kann, dass auch bei so extremen Stössen keine Ueberlastung des Tragwerkes auftreten kann.

Es wäre zu empfehlen, beim Sprungversuch nicht mehr von einem «Stosszuschlag», sondern eher von einem «dynamischen Beiwert» zu sprechen, um falsche Schlüsse von vornherein auszuschalten.

6.2.3. Das Verhalten des Tragwerkes zwischen Risslast und Bruchlast

Dieses Problem wurde von M. Birkenmaier und W. Jacobsohn in SBZ 1959, Heft 15, S. 218, eingehend behandelt. Die dort entwickelte Berechnungsmethode ist in der Praxis vor allem zum Nachweis der «Sicherheit gegen Ermüdungsbruch» wichtig. Beim durchlaufenden Balken ergeben sich zusätzliche Schwierigkeiten, weil in diesem Belastungsbereich die Momentenverteilung nicht mehr unbedingt den Gesetzen der Elastizität entspricht. Die Grösse der Momentenumlagerungen ist bis heute noch nicht genauer bekannt, da sie von der Einspannung und von der Belastungsart abhängig ist (Generalbericht Spannbetonkongress Amsterdam).

Da im vorliegenden Falle die Nutzlast vorwiegend aus Wechsellasten besteht, darf angenommen werden, dass die Umlagerung nur in geringem Masse stattfindet und dass annähernd die Bernoulli-Hypothese gilt. Infolge des Ueberschreitens der Proportionalitätsgrenze im Spannstahl werden bleibende Dehnungen entstehen, welche ein Absinken der Vorspannmomente, vor allem auch der Parasitärmomente, bewirken. Da bei der vorliegenden Konstruktion die Stahlspannungen im Augenblick des Bruches nicht ausgenützt sind, so entsteht Bruchart 2 (nach Leonhardt), d. h. die statische Unbestimmtheit bleibt erhalten.

Wenn man gemäss der entwickelten Theorie und den Ergebnissen der Belastungsprobe sowie mit den oben angeführten Ergänzungen die statischen und dynamischen Bruchsicherheiten für die verschiedenen Schnitte berechnet, so ergibt sich ein Verhältniswert:

$$\frac{S_{dyn}}{S_{stat}} = 0{,}88 \text{ bis } 0{,}90$$

d. h. die dynamische Bruchsicherheit der Brücke dürfte im Minimum bei etwa 1,6 liegen, was sicher sehr befriedigend ist.

Bauherrschaft und Oberbauleitung: Tiefbauamt des Kantons Graubünden, Chur.

Projekt und Bauleitung: Ing.-Büro Weder & Prim, St. Gallen/Bern.

Ausführung: S. Bianchi Söhne & Co., Landquart.

Vorspannung: Stahlton AG., Zürich.

DK 711.4:93

Geschichte des Städtebaues

Prof. *Ernst Egli* hat die immense und äusserst verdienstvolle Arbeit auf sich genommen, einen bisher noch nicht bearbeiteten Stoff gesamthaft zur Darstellung zu bringen. Der erste Band seines zweibändigen Werkes[1]) liegt vor. Er behandelt die Vorzeit und die Geschichte des Städtebaues der alten Welt bis ungefähr 600 n. Chr. Der zweite Band ist in Vorbereitung, er soll sich mit dem mittelalterlichen Städtebau auf dem Boden der alten Welt, den Entwicklungen in den Ländern der neuen Welt und dem Zeitalter der Entdekkungen befassen. Die neueste Entwicklung seit der Industrialisierung wird einer besondern Studie vorbehalten bleiben.

Räumlich beschränkt sich der erste Band auf Nordafrika, das Mittelmeer, Mitteleuropa, Vorderasien, Kleinasien, Indien und China. Er ist in drei Teile gegliedert. Im ersten wird die Vorzeit, im zweiten die Frühzeit und im dritten die klassische Antike behandelt, wobei der dritte aus verständlichen Gründen stark dominiert. Alle Teile sind nach Ländern unterteilt und mit knapp gefassten und gut formulierten allgemeinen Beschreibungen versehen. Es folgen dann systematisch geordnet Grundrisse, Karten, Rekonstruktionen und leicht lesbare Beschreibungen der einzelnen Objekte.

Das reiche Karten- und Bildmaterial ist sorgfältig gesichtet, das Buch ist sehr schön aufgemacht[2]). Mit Genehmigung des Verlages begleiten wir diese Buchbesprechung mit Text- und Abbildungsproben aus dem Werk, die unsern Lesern einen Einblick in dessen Charakter ermöglichen. Auf den zweiten Band darf man mit Recht gespannt sein. *H. M.*

Abriss der Stadtgeschichte von Assyrien und Babylonien

Die Grundlage des assyrischen und babylonischen Städtebaues war gegeben durch das Erbe von Sumer und Akkad. Doch gibt es Einflüsse, die dem babylonischen und noch mehr dem assyrischen Städtebau eine besondere Art verleihen. Diese Einflüsse sind: 1. Der Nationalcharakter der Assyrer und Babylonier. 2. Einflüsse der Umwelt. 3. Einflüsse, die den geänderten sozialen Verhältnissen entsprechen.

Zu 1: Dem vorwiegend semitischen Charakter entsprechen einerseits rationalistischere Pläne, anderseits Undiszi-

[1]) **Geschichte des Städtebaues.** Von *Ernst Egli*. I. Band: Die alte Welt. 371 S. mit 300 Photos und Plänen und 28 Karten. Erlenbach und Stuttgart 1959, Eugen Rentsch-Verlag. Preis geb. 55 Fr.

[2]) Ausnehmen von dieser Anerkennung müssen wir leider zahlreiche Planreproduktionen, die durchaus unleserlich sind und es daher verunmöglichen, die interessanten Textausführungen völlig zu verstehen; statt erkennen zu können, ist man auf Vermuten und Glauben angewiesen. Die sorgfältigen Untersuchungen des Verfassers hätten in dieser Hinsicht eine bessere Unterstützung verdient! W. J.