Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 87 (1969)
Heft: 8

Artikel: Spannbandbrücken: Vortrag
Autor: Walther, René
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-70602

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: 14.12.2025

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

praxis wieder opfern, um sich der obersten Leitung der Schule zu widmen. Hier erwartet ihn nun, angesichts der heutigen Lage, eine besonders dornenvolle Aufgabe, welcher er aber zuversichtlich entgegensieht.

Schulratspräsident Burckhardts Worten war zu entnehmen, wie grossen Wert er, der als Aussenseiter ins Poly hineingekommen ist, auf die Hilfe legt, die er von seinem Vizepräsidenten erfährt. Den Schlusspunkt der Reden setzte Dr. h. c. Hermann Fietz mit einer humorvollen Schilderung seiner Amtszeit als DC-Präsident in den Tagen des Generalstreiks von 1918. So ging man denn in der Überzeugung auseinander, hier wieder einmal ad oculos demonstriert erhalten zu haben, dass das gute Junge, Frische, Neue auf solidem Grund gebaut worden ist und wir in Zukunft vom «kleinen Büro Fietz» und der «grossen ETH Zürich» gerade in den Schwierigkeiten der heutigen Zeit noch vollgültige Leistungen erwarten dürfen. *W. J.*

Professor Otto Steinhardt sechzigjährig

DK 92

Dr.-Ing. Otto Steinhardt, Professor für Stahlbau und Leichtmetallbau und Direktor der «Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine» an der Universität Fridericiana (T. H.) in Karlsruhe, seit 1965 Ehrendoktor unserer Eidg. Technischen Hochschule, ist am 25. Februar 1909 in Oberhausen (Rheinland) geboren worden. Nach dem Abschluss seines Studiums an der Technischen Hochschule Darmstadt war er zunächst als Assistent bei Prof. Kayser, dann in der Industrie, zuletzt als Oberingenieur im Stahlbau tätig, bevor er im Frühjahr 1949 auf den Lehrstuhl von Friedrich Engesser in Karlsruhe gewählt wurde. Aus seiner erfolgreichen Tätigkeit als Lehrer, Forscher und technischer Berater sei hier besonders auf seine grundlegenden Untersuchungen über die Verwendung hochfester Schrauben hingewiesen, aus denen auch der schweizerische Stahlbau grossen Nutzen gezogen hat. Unter den zahlreichen Veröffentlichungen von Prof. Steinhardt möchte ich in erster Linie seine schöne Würdigung von Friedrich Engesser (Karlsruhe 1949) sowie das Buch Hawranek/Steinhardt «Theorie und Berechnung der Stahlbrücken» (Berlin 1958) hervorheben. Dieses letztere Buch, das zu den anerkannten Standardwerken des Stahlbrückenbaues gehört, geht zurück auf ein Manuskript von Prof. Hawranek, das 1943 vom Deutschen Stahlbauverband als vervielfältigter Umdruck herausgegeben worden war. Die von Prof. Steinhardt besorgte Buchausgabe ist weit mehr als eine Überarbeitung des Hawranekschen Manuskriptes, nämlich eine eigenständige Neubearbeitung des Stoffes, die eine vorbildliche Synthese von Tradition und Fortschritt darstellt, wie sie mir überhaupt für die Denkweise von Prof. Steinhardt charakterisch scheint.

Freunde und Kollegen von Prof. Steinhardt beglückwünschen ihn an seinem sechzigsten Geburtstag zu seinen bisherigen wertvollen Leistungen und wünschen ihm weiteres fruchtbares Wirken.

Fritz Stüssi

Spannbandbrücken

DK 624.21:624.012.47

Von Prof. Dr.-Ing. **René Walther**, Basel. Vortrag, gehalten an der Studientagung der FGBH über aktuelle Ingenieurprobleme vom 18. und 19. Okt. 1968 in Zürich

1. Allgemeines

Der Begriff «Spannband-Brücke» wurde von Dr.-Ing. E. h. *U. Finsterwalder* geprägt, der diese neuartige Konstruktion verschiedentlich für die Überbrückung grosser Spannweiten vorgeschlagen hat, so unter anderem bei der Bosporus-Brücke und der Zoo-Brücke in Köln. Die Tragkonstruktion besteht dabei aus leicht durchhängenden Spanngliedern, die in einer im Vergleich zur Spannweite sehr dünnen Betonplatte eingebettet sind. Diese Platte dient als Fahrbahn, hat aber ausser der örtlichen Lastverteilung und der Einhaltung der Kontinuität keine tragende Funktion. Es handelt sich also um eine Art Hängebrücke, bei der die Tragseile so straff gespannt sind, dass sie über die sie umgebende Betonplatte direkt befahren werden können. Im Vergleich zu einer Hängebrücke – oder auch einer Schrägseilbrücke – ist das Spannband eine äusserst einfache Konstruktion: Da die Spannglieder über den ganzen Querschnitt verteilt werden, entfallen alle Sekundärtragelemente, wie Querträger, Windverbände, Hängestangen usw.; andererseits werden natürlich die Seilkräfte sehr gross und deren Verankerung unter Umständen recht aufwendig, was sich auf die Wirtschaftlichkeit nachteilig auswirken kann.

In Bild 1 ist ein Wettbewerbsentwurf von *U. Finsterwalder* für die Kölner Zoo-Brücke über den Rhein gezeigt. Die vorgesehene Mittelspannweite betrug hier 294 m bei einer Plattendicke = Konstruktionshöhe von nur 24 cm. Die Eleganz dieser Konstruktion hätte allerdings durch einen sehr grossen Spannstahlverbrauch von ~ 300 kg/m² Brückenfläche und durch aufwendige, massive Widerlager zur Aufnahme der grossen Horizontalkräfte erkauft werden müssen. Diese Schwierigkeiten können vermindert und die Wirtschaftlichkeit wesentlich verbessert werden, wenn die verkehrstechnischen Voraussetzungen einen grossen Durchhang erlauben. Dies war zum Beispiel bei der 216 m langen Transportbrücke der Cementfabrik Holderbank-Wildegg der Fall, wo erstmals ein Spannband zur Anwendung kam (Bilder 2 und 3). Im eigentlichen Brückenbau für den öffentlichen Verkehr wurde das Prinzip des Spannbandes erstmals bei der Fussgängerüberführung Bircherweid über die Nationalstrasse N3 bei Pfäffikon (SZ) verwirklicht (Bilder 4, 5 u. 6). Bevor wir auf diese Bauwerke zurückkommen, seien noch einige grundsätztliche Fragen behandelt.

2. Form und Beanspruchung von Spannbändern

Theoretisch kann das Spannband wie ein gespanntes, infolge Eigengewicht etwa gleichförmig belastetes Seil betrachtet werden. Es wird demnach die Form einer Kettenlinie haben:

$$y = \frac{S}{q} \cosh\left(\frac{q}{S} x\right)$$

Mit y = Ordinate von der Scheitelabszisse aus gemessen
x = Abszisse (Nullpunkt = Scheitel)
S = Seilkraft
q = Belastung

Bei kleinem Durchhang unterscheidet sich die Kettenlinie nur sehr geringfügig von einer Parabel 2. Ordnung oder von einem Kreisbogen mit konstantem Radius R. Ohne Berücksichtigung einer allfälligen Vorspannung wird die Seilkraft somit in erster Näherung

$$S = qR \simeq q \frac{L^2}{8f}$$

und die Seilform $y = \frac{4f}{L^2} x^2$

mit L = Spannweite
f = Pfeilhöhe (Durchhang)

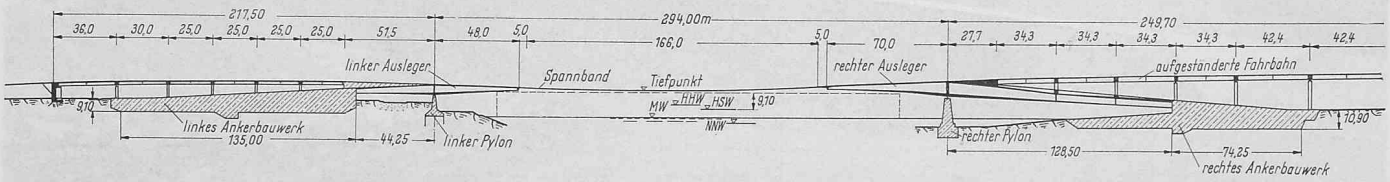


Bild 1. Zoo-Brücke über den Rhein bei Köln, Längsschnitt 1:4000. Die Hauptöffnung von L = 294 m wird durch zwei Kragarme (Auslegerpylone) und ein 166 m langes Spannband mit einer Plattendicke von nur 24 cm überbrückt

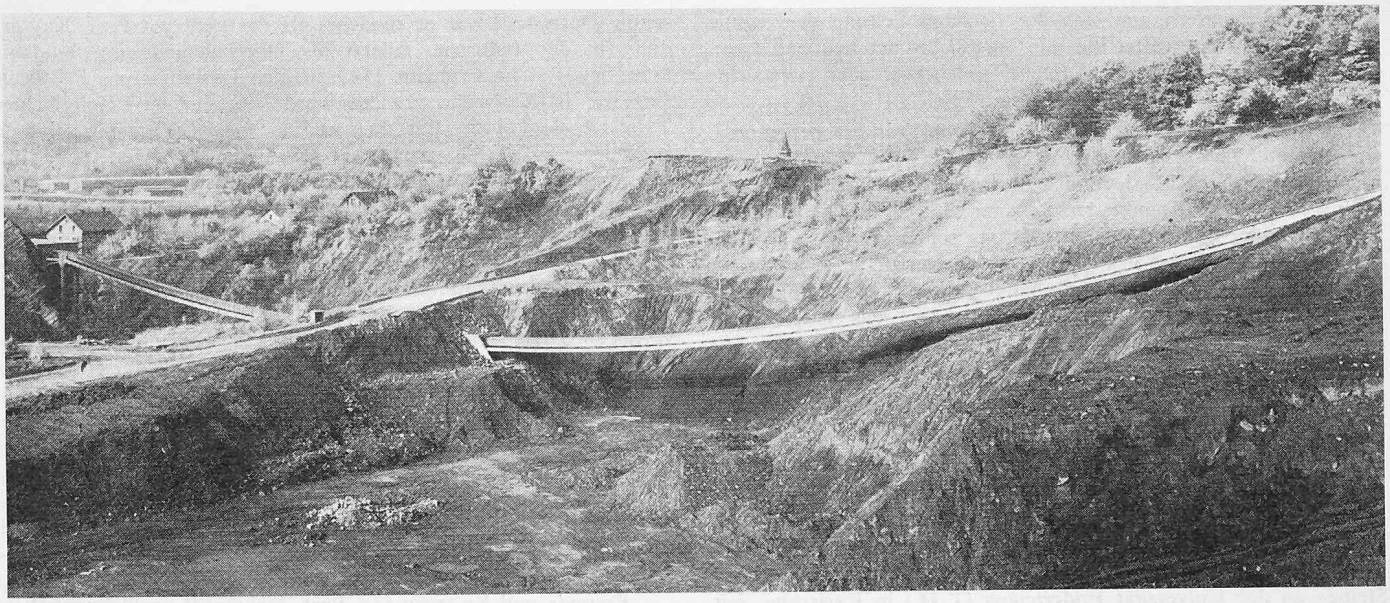


Bild 2. Transportbandbrücke der Cementfabrik Holderbank-Wildegg. Da hier ein grosser Durchhang zulässig war, konnte das 216,4 m lange, auch im Stollen (Bildmitte) freihängende Spannband mit geringem Spannstahlaufwand wirtschaftlich gebaut werden

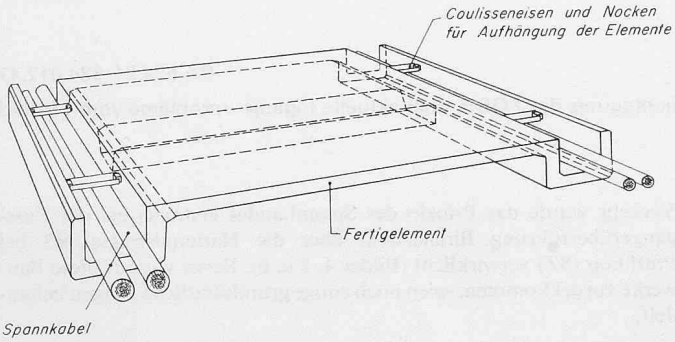


Bild 3. Fertigelementplatte des Transportbandes Holderbank. Die seitlichen Kabelkanäle wurden nachträglich ausbetoniert und anschliessend vorgespannt

Aus diesen Näherungsformeln geht hervor, dass die erforderliche Seilkraft umgekehrt proportional zum Durchhang f zunimmt. Von der Wirtschaftlichkeit aus gesehen wäre daher ein grosser Durchhang vorteilhaft, was jedoch aus verkehrstechnischen und ästhetischen Gründen meist nicht möglich ist. Im allgemeinen wird das maximal zulässige Längsgefälle max y' = k und damit auch der Durchhang $f = \frac{kL}{4}$ vorgegeben sein, beispielsweise für

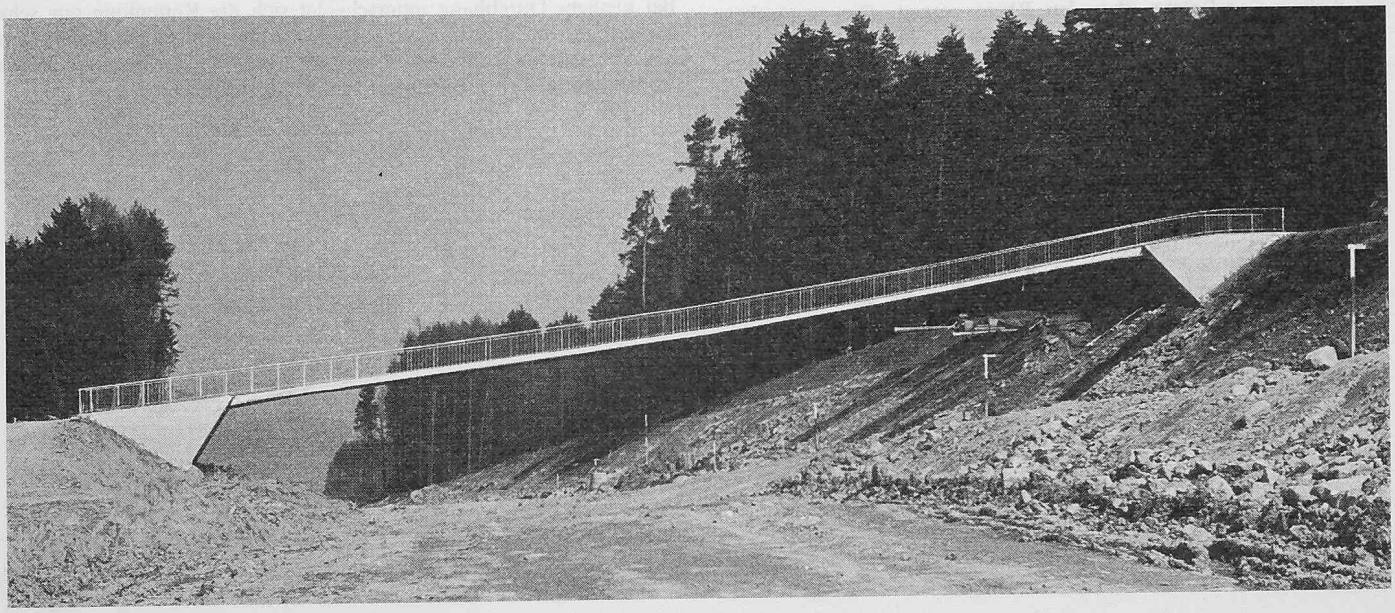
$k = 4\%$	$f = \frac{L}{100}$	$S = 12{,}5\ qL$
$k = 8\%$	$f = \frac{L}{50}$	$S = 6{,}25\ qL$
$k = 16\%$	$f = \frac{L}{25}$	$S = 3{,}13\ qL$

Für Strassenbrücken wird auch bei schnellem Verkehr etwa ein Grenzwert von k = 4% genügen; dieser Wert war zum Beispiel bei der Kölner Zoo-Brücke vorgesehen. Die erforderliche Seilkraft wird damit ungefähr

$$S = \frac{qL}{2k} = 12{,}5 \cdot qL$$

Diese Beziehung zeigt eine wesentliche Eigenschaft des Spannbandes: Da das Eigengewicht hier im Gegensatz zu üblichen Spannbeton-Konstruktionen mit wachsender Spannweite L nicht oder nicht wesentlich zunimmt, steigt der Spannstahlbedarf nur etwa linear zur Spannweite an. Bei einem maximalen Längsgefälle von k = 4% und Spann-

Bild 4. Spannband der Fussgängerüberführung Bircherweid über die Nationalstrasse N 3 bei Pfäffikon (SZ)



weiten bis zu 200 m wird der Spannstahlverbrauch aber trotzdem erheblich höher liegen als bei vergleichbaren Spannbetonbrücken; hingegen lassen sich mit Spannbändern auch wesentlich grössere Spannweiten überbrücken, als dies mit Spannbetonträgern überhaupt noch möglich wäre. So war zum Beispiel im ersten Projekt der Bosporus-Brücke eine freie Mittelöffnung von L = 600 m vorgesehen, was sonst nur mit Schrägseil- oder Hängebrücken erreicht werden kann.

Die grossen Seilkräfte von Spannbändern erfordern im allgemeinen recht aufwendige Verankerungskonstruktionen an den Widerlagern. Bei der Kölner Zoo-Brücke waren dazu massive, im Grundriss trapezförmige Betonplatten mit einer Gesamtkubatur von je über 100000 m³ Beton (zum Teil Magerbeton) vorgesehen. Bei der erwähnten Transportbandbrücke Holderbank und bei der Fussgängerüberführung Bircherweid dagegen lagen günstige geologische Verhältnisse vor, so dass die Seilkräfte dort mit vorgespannten Injektionsankern direkt in den anstehenden Fels geleitet werden konnten.

3. Bauvorgang

Abgesehen von den Widerlagern und allfällig erforderlichen Auslegerpylonen stellt ein Spannband eine äusserst einfache Konstruktion dar, die auch einfach und rationell gebaut werden kann. Nachdem Widerlager und Auslegerpylone erstellt sind, können die Tragseile ausgelegt und anschliessend die Fahrbahnplatte auf einem Montagewagen von der Feldmitte aus betoniert werden. Lehrgerüste, Derrik-Krane oder Abspannpylone sind dazu nicht erforderlich, und der Aufwand für Schalung, schlaffe Armierung und Beton ist im Vergleich zu Hohlkastenträgern sehr gering. Dies kann unter günstigen Umständen den Mehraufwand an Spannstahl kompensieren und Spannbänder wirtschaftlich konkurrenzfähig machen. Es ist auch möglich, die Fahrbahn aus nachträglich zusammenbetonierten Fertigelementen zu erstellen, wie dies bei der Transportbrücke Holderbank geschah (Bild 3).

4. Hauptdaten einiger geplanter und ausgeführter Spannbandbrücken

4.1 Brücke über den Bosporus (Bild 7)

Entwurf: Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. *U. Finsterwalder,* Dyckerhoff & Widmann, mit Architekt *G. Lohner*

Spannweiten: 396/408/396 m

Spannband: 190 m

Dicke der Fahrbahnplatte: d = 30 cm

Breite der Fahrbahnplatte: b = 20 m

Spannbewehrung: S = 80000 t 2600 ⌀ 26 mm St 80/105

Durchhang zwischen den Auslegerpylonen: $f = 1{,}45\ m = \frac{L}{130}$

4.2 Zoo-Brücke Köln (Bild 1)

Entwurf: Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. *U. Finsterwalder,* Dyckerhoff & Widmann

Bild 6. Untersicht und bergseitiges Widerlager (Linienabwälz-Lager) des Spannbandes Bircherweid

Spannweiten: Mittelöffnung: 294 m

Kragarme (Auslegerpylone): 53 m/75 m

Spannband: 166 m

Dicke der Fahrbahnplatte: d = 24 cm

Breite der Fahrbahnplatte: b = 33,5 m

Spannbewehrung: S = 74000 t 2400 ⌀ 26 mm St 80/105

4 Lagen zu 600 Stäben

Durchhang: $f = 1{,}75\ m = \frac{L}{95}$

4.3 Transportbandbrücke Holderbank (Bilder 2 und 3)

Entwurf: *Ed. Züblin & Cie. AG,* Zürich

Spannweite: L = 216,4 m

Breite: b = 3,16 m

Spannbewehrung: S = 1160 t 4 VSL Kabel zu 290 t St 140/160

Durchhang: $f = 14{,}7\ m \cong \frac{L}{15}$

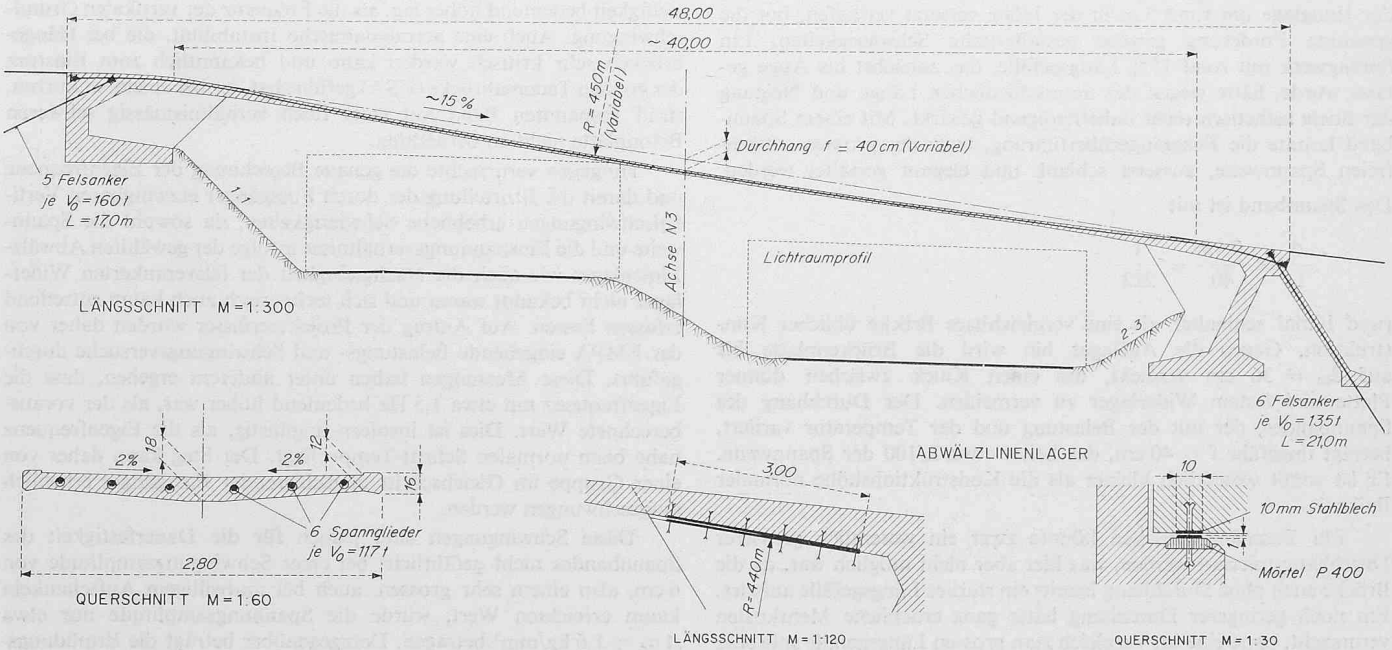


Bild 5. Längsschnitt und Konstruktionsdetails des Spannbandes Bircherweid

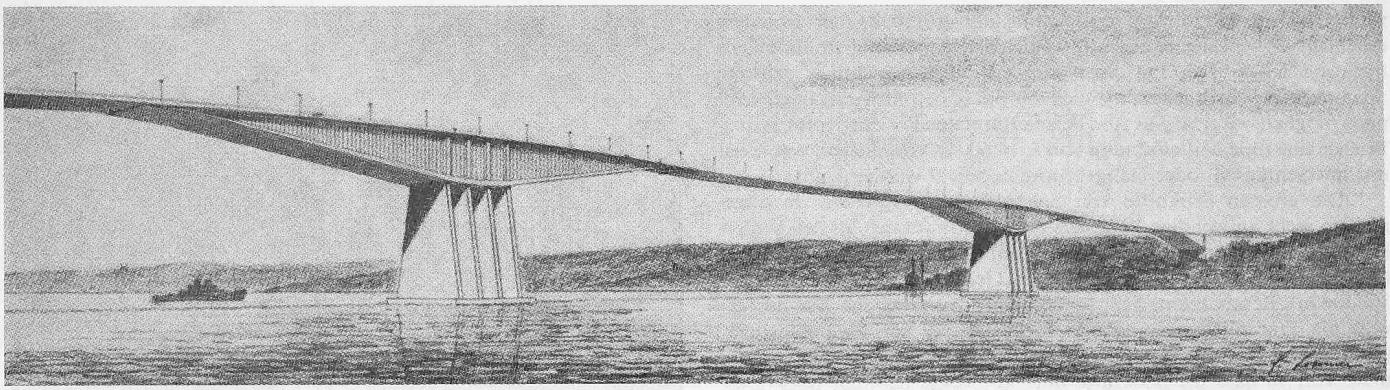


Bild 7. Spannbandbrücke über den Bosporus (Projektvorschlag)

Bei dieser erstmaligen Ausführung eines Spannbandes (Baujahr 1963/64) konnte ein grosser Durchhang und damit eine verhältnismässig kleine Seilkraft gewählt werden, da es als Transportbandträger nicht dem öffentlichen Verkehr dient. Daher lagen auch die Kosten nicht über denjenigen einer üblichen, mehrfach gestützten Konstruktion. Das Band wird etwa in der Mitte freihängend durch einen Stollen geführt, da sich dort eine nicht abgetragene Auffahrtsrampe befindet. Die vier Hängekabel zu 290 t waren an den seitlichen Rändern angeordnet. Als Brückenplatte kamen Fertigelemente (Bild 3) zur Verwendung, die ohne Lehrgerüst von einem Kran aus an die zuvor verlegten Spannglieder gehängt wurden. Da am einen Spannbandende eine Pendelstütze angeordnet ist, mussten die Spannglieder dem Baufortschritt entsprechend laufend nachgespannt und schliesslich nach dem Ausbetonieren der seitlichen Kabelkanäle endgültig vorgespannt werden. Wie bereits erwähnt, konnten die Horizontalkräfte mit vorgespannten Felsankern über verhältnismässig kleine Widerlager direkt in den anstehenden Kalkfels geleitet werden.

4.4 Fussgängerüberführung Bircherweid (Bilder 4, 5 und 6)

Entwurf: Ingenieurbüro *Dr. R. Walther & H. Mory,* Basel

Spannweite: $\sim$ 40 m

Dicke der Fahrbahnplatte: $d = 12 \div 18$ cm

Breite der Fahrbahnplatte: $b = 2{,}8$ m

Spannbewehrung: S = 700 t 6 VSL Spannglieder zu 117 t St 140/160

Durchhang: $f \cong 40 \text{ cm} \cong \frac{L}{100}$

Für die Fussgängerüberführung Bircherweid wurde – wie für die meisten Brücken in diesem Abschnitt der Nationalstrasse N3 – von der Bauherrschaft eine Konstruktion ohne Abstützung im Mittelstreifen gefordert. Da die Trassen der beiden Fahrrichtungen wegen der Hanglage um rund 3 m in der Höhe versetzt verlaufen, bot die genannte Forderung gewisse gestalterische Schwierigkeiten. Ein Sprengwerk mit rund 15% Längsgefälle, das zunächst ins Auge gefasst wurde, hätte wegen der unterschiedlichen Länge und Neigung der Stiele ästhetisch recht unbefriedigend gewirkt. Mit einem Spannband konnte die Fussgängerüberführung, trotz der grossen stützenfreien Spannweite, äusserst schlank und elegant gestaltet werden. Das Spannband ist mit

$$\frac{d}{L} = \frac{0{,}18}{40} = \frac{1}{222}$$

rund 10mal schlanker als eine vergleichbare Brücke üblicher Konstruktion. Gegen die Auflager hin wird die Brückenplatte bis auf $d_m = 36$ cm verdickt, um einen Knick zwischen dünner Platte und festem Widerlager zu vermeiden. Der Durchhang des Spannbandes, der mit der Belastung und der Temperatur variiert, beträgt ungefähr $f = 40$ cm, das heisst etwa L/100 der Spannweite. Er ist somit wesentlich kleiner als die Konstruktionshöhe normaler Balken.

Für Fussgängerbrücken könnte zwar ein wesentlich grösserer Durchhang toleriert werden, was hier aber nicht möglich war, da die Brücke auch ohne Durchhang bereits ein starkes Längsgefälle aufwies. Ein noch geringerer Durchhang hätte ganz erhebliche Mehrkosten verursacht, ohne eine im Vergleich zum grossen Längsgefälle spürbare Verbesserung der Linienführung zu bringen. Der gewählte Durchhang von $f = 40$ cm ist nur ein Mittelwert. Rechnerisch stellt sich der kleinste Durchhang mit min. $f = 29$ cm im Winter ($T = -20$ °C, ohne Nutzlast) und der Grösstwert von max. $f = 55$ cm im Sommer unter Vollast ein. Durchbiegungsmessungen haben diese ausgeprägte Temperaturabhängigkeit bestätigt: demnach führt eine Temperaturdifferenz von 10 °C zu einer Durchbiegungsdifferenz von rund 3 cm.

Das Tragseil besteht aus 6 VSL-Spanngliedern zu $V_0 = 117$ t mit einer zulässigen Gesamtseilkraft von $S = 702$ t. Diese Seilkraft ist etwas grösser als zur Aufnahme der äusseren Lasten notwendig wäre; die restliche Seilkraft dient zur Vorspannung der dünnen Betonplatte. Der resultierende Vorspanngrad des Betons ist allerdings wiederum stark von der Belastung und der Temperatur abhängig. Die grossen, nahezu horizontalen Seilkräfte des Spannbandes werden an beiden Widerlagern umgeleitet und von vorgespannten Felsankern aufgenommen. Bergseitig wurden 6 Felsanker zu je $V_0 = 160$ t ($\Sigma V_0 = 960$ t) und talseitig die gleiche Anzahl zu je $V_0 = 135$ t ($\Sigma V_0 = 810$ t) angeordnet. Die Länge der Felsanker betrug $15 \div 25$ m. Um grosse Biegespannungen an den Übergangsstellen von Gehwegplatte zu den Widerlagern zu vermeiden, wurden spezielle Abwälz-Linienlager entwickelt. Diese bestehen aus je zwei, in Längsrichtung leicht gekrümmten Stahlblechstreifen, die sich je nach Belastung und Temperatur mehr oder weniger gegeneinander abwälzen. Aus diesem Grunde ist auch die Brückenspannweite variabel.

5. Schwingungsverhalten

Ähnlich wie bei Hängebrücken stellt das Schwingungsverhalten ein entscheidendes Kriterium für die Brauchbarkeit und Sicherheit eines Spannbandes dar.

Für das Spannband Bircherweid war es verhältnismässig leicht, rechnerisch nachzuweisen, dass keine Instabilität durch Vertikal- und Horizontalschwingungen auftreten würde, da hier – im Unterschied zu Hängebrücken – die Horizontalfrequenz infolge der grossen Quersteifigkeit bedeutend höher lag, als die Frequenz der vertikalen Grundschwingung. Auch eine aerodynamische Instabilität, die bei Hängebrücken sehr kritisch werden kann und bekanntlich zum Einsturz der grossen Tacomabrücke (USA) geführt hat, ist bei einem so kurzen, straff gespannten Band mit einer doch verhältnismässig schweren Betonplatte nicht zu befürchten.

Hingegen verursachte die genaue Berechnung der Eigenfrequenz und damit die Beurteilung der durch Fussgänger erzwingbaren Vertikalschwingungen erhebliche Schwierigkeiten, da sowohl die Spannweite und die Einspannungsverhältnisse infolge der gewählten Abwälz-Linienlager wie auch die Nachgiebigkeit der felsverankerten Widerlager nicht bekannt waren und sich rechnerisch auch kaum zutreffend erfassen liessen. Auf Antrag der Projektverfasser wurden daher von der EMPA eingehende Belastungs- und Schwingungsversuche durchgeführt. Diese Messungen haben unter anderem ergeben, dass die Eigenfrequenz mit etwa 1,5 Hz bedeutend höher war, als der vorausberechnete Wert. Dies ist insofern ungünstig, als die Eigenfrequenz nahe beim normalen Schritt-Tempo liegt. Der Steg kann daher von einer Gruppe im Gleichschritt marschierender Fussgänger erheblich aufgeschwungen werden.

Diese Schwingungen sind jedoch für die Dauerfestigkeit des Spannbandes nicht gefährlich: bei einer Schwingungsamplitude von 6 cm, also einem sehr grossen, auch bei mutwilligem Aufschaukeln kaum erreichten Wert, würde die Spannungsamplitude nur etwa $\Delta \sigma_z = 1{,}6$ kg/mm² betragen. Demgegenüber beträgt die Ermüdungsfestigkeit – das heisst die Spannungsamplitude, die von den Spann-

drähten im vorhandenen Lastbereich, 2 Millionen mal ohne Bruch ertragen werden kann – ungefähr 30 ÷ 40 kg/mm². Übrigens ist auch die statische Bruchsicherheit mit ungefähr $\nu = 7$ sehr hoch, und zwar deshalb, weil sich das Spannband unter der Bruchbelastung sehr stark dehnen und damit über 2 m durchbiegen würde, was nach der eingangs genannten Formel zu einer grossen Tragkraftzunahme führt.

Die genannten Belastungs- und Schwingungsversuche wurden am «Rohbau», das heisst ohne Geländer und Belag vorgenommen. Obwohl für die schlanke Brücke ein leichtes, feingliedriges Geländer gewählt wurde, zeigte sich nach der Montage, dass dieses das Schwingungsverhalten des Spannbandes wesentlich verbessert. Dank der grossen Dämpfung der im Vergleich zur Platte hohen Geländerkonstruktion sind die Schwingungen bei normalem Fussgängerverkehr kaum mehr spürbar.

6. Schlussbemerkungen

Die Anwendung des Spannbandes im Brückenbau wird zweifellos auch in Zukunft nur in Spezialfällen möglich sein. Sie kommt grundsätzlich nur bei völlig geraden Brücken in Frage, die heute die Ausnahme bilden. Der hohe Spannstahlverbrauch und die Verankerung der grossen Horizontalkräfte erschweren es, gegen Spannbetonbrücken oder – bei grossen Spannweiten – gegen Schrägseil- oder Hängebrücken wirtschaftlich konkurrieren zu können. Diese Schwierigkeiten können aber unter Umständen durch verschiedene, dem Spannband eigene Vorteile aufgewogen werden; dies sind vor allem: einfache Baumethode ohne Lehrgerüst, geringe Betonkubatur der dünnen, leichten Fahrbahnplatte, schlanke und elegante Konstruktion ohne hohe Pylone u.a.m. Heute würde man Spannbänder mit Vorteil in Leichtbeton erstellen, womit sich ganz erhebliche Einsparungen an Spannstahl erzielen liessen.

Die beiden ersten praktischen Anwendungen von Spannbandbrücken zeigen, dass sich dabei auftretende technische Probleme gut bewältigen lassen. Trotz der sicher beschränkten Anwendungsmöglichkeit sollte diese elegante und interessante Konstruktion bei künftigen Projektierungen nicht aus den Augen verloren werden.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr.-Ing. *R. Walther*, Aeschenvorstadt 21, 4000 Basel.

Schwingversuche an der Fussgängerüberführung Bircherweid

DK 624.21:624.012.47:620.178.3

Von **P. Scartazzini**, dipl. Ing., EMPA Dübendorf

Als Ergänzung zu seinem Vortrag und im Einvernehmen mit Prof. Walther können wir den folgenden Bericht der EMPA veröffentlichen. *(Red.)*

1. Allgemeines

Wie aus dem Aufsatz von Prof. Dr. *R. Walther* hervorgeht, wurde für die Fussgängerüberführung Bircherweid erstmals ein ganz neuartiges Brückensystem angewendet, nämlich ein Spannband als tragendes Element. Da bei dieser Konstruktion vor allem das Schwingverhalten für den Gebrauch von entscheidender Bedeutung ist, war es ohne Zweifel gegeben, in Versuchen das Verhalten unter dynamischer Belastung zu untersuchen und die entsprechenden Kennwerte wie Eigenfrequenz, Schwingamplituden und Dämpfungswerte zu bestimmen. Diese Messungen wurden im Auftrage des Strassenbauamtes des Kantons Schwyz von der EMPA in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro Dr. *R. Walther* und *H. Mory* durchgeführt.

2. Statischer Versuch

Um einen Vergleichswert zu den dynamischen Messungen zu erhalten, wurde die Brücke vorerst mit 3 Personenwagen (Gesamtgewicht 2400 kg) in der Mitte der Spannweite statisch belastet (Bild 1). Dabei stellte sich eine grösste Durchbiegung von 14 mm ein, was rund $^1/_{3300}$ der Spannweite entspricht. An den Verankerungen und Abstützböcken konnten weder horizontale noch vertikale Verschiebungen beobachtet werden. Die Verankerung des Spannbandes ist also praktisch unnachgiebig.

3. Dynamische Versuche

a) Versuche mit Fussgängern

Zur Beurteilung des dynamischen Verhaltens unter tatsächlicher Verkehrslast wurden die Schwingungen bei verschiedenen Durchgängen eines Einzelfussgängers sowie einer Fussgängergruppe (5 Personen) gemessen (Bild 2). Die Schrittfrequenzen, die in jedem einzelnen Durchgang möglichst konstant gehalten wurden, variierten zwischen 0,70 und 2,89 Hz, was 40 bzw. 170 Schritten pro Minute entspricht. Dies umfasst also den Bereich vom langsam gehenden bis zum eilenden Fussgänger.

Sowohl für den Einzelfussgänger wie auch für die Fussgängergruppe im Gleichschritt trat Resonanz bei einer Frequenz der Brükkenschwingung von 1,59 Hz auf mit Schwingweiten von 10,3 mm bzw. 35,3 mm. Beim Durchmarsch der Fussgängergruppe im Freimarsch waren die Schwingweiten erwartungsgemäss kleiner. Je nach den zufälligen zeitlichen Unterschieden in den Einzelwirkungen wurde die einfache Schwingung der Brücke gestört. Beim Versuch mit der Schrittfrequenz im Bereich der Eigenfrequenz der Brücke

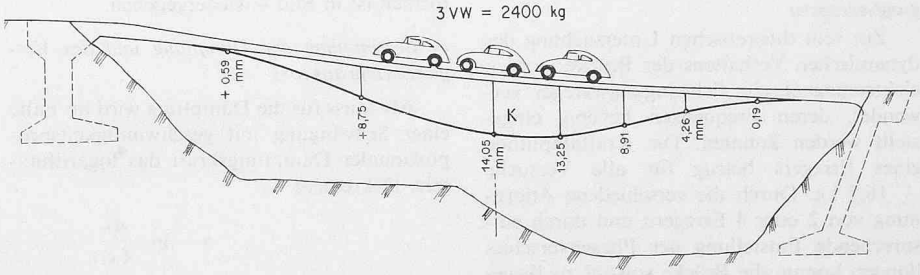


Bild 1. Schematische Darstellung der statischen Biegelinie

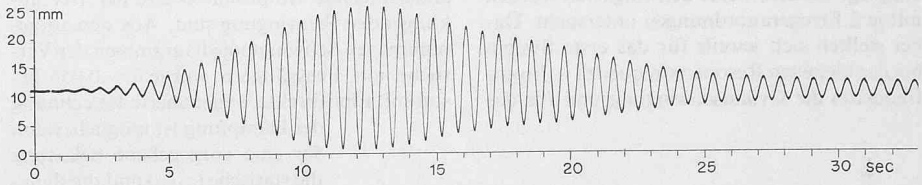


Bild 2. Dynamischer Versuch mit Fussgängergruppe im Gleichschritt. Oszillogramm für Punkt K (Bild 1). Frequenz 1,62 Hz

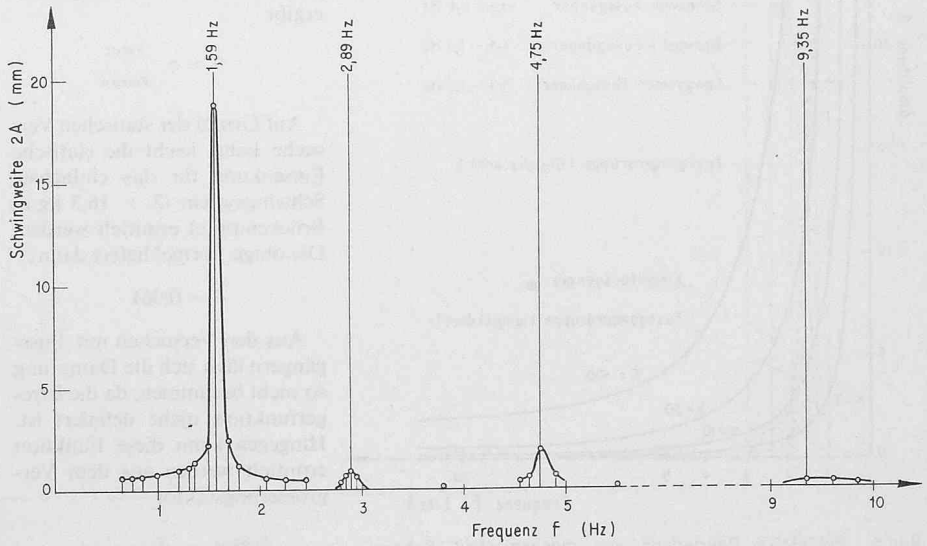


Bild 3. Frequenzspektrum der Brücke. Schwingungserregung durch zwei Erreger in Brückenmitte