

Dozent Ing. Dr. J. KREBITZ, Graz:

Die neue Bahnhofbrücke in Leoben

Die vor kurzem dem Verkehr übergebene Bahnhofbrücke über die Mur in Leoben zählt gegenwärtig zu den größten Massivbrücken Österreichs und bietet hinsichtlich Entwurf und Ausführung Bemerkenswertes, das nachstehend kurz besprochen werden soll (Abb. 1 und 2).

Die Brücke hat eine gesamte Verkehrsbreite von 14 m, wovon 9 m auf die Fahrbahn und je 2,5 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen. Es lag daher nahe, als Tragwerk zwei Bogen zu verwenden, von denen einer ganz außerhalb der

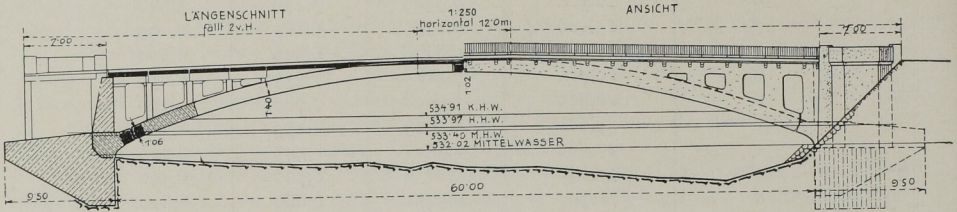


Abb. 1

alten, schmalen Holzbrücke lag, während der zweite an deren Stelle errichtet wurde. Die alte Brücke konnte während des Baues der halben neuen noch dem Verkehr dienen, während nach ihrem Abtrage schon die fertige neue Hälfte zu befahren war.

Auf diese Weise wurde eine Notbrücke erspart und konnte das Lehrgerüst zweimal verwendet werden.

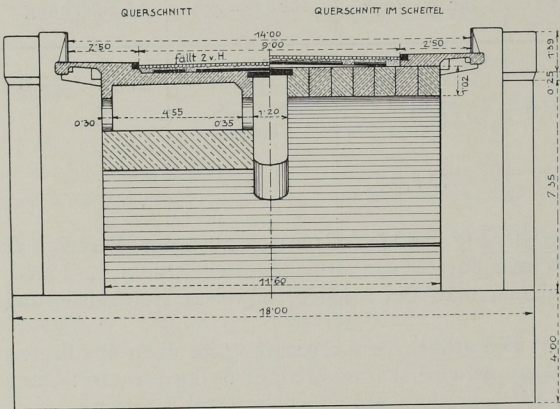


Abb. 2

Als Tragwerk dienen zwei Dreigelenksbogen aus Beton, die bei 60 m Widerlagerentfernung, 57 m Stützweite und 5,3 Pfeilhöhe aufweisen. Das Pfeilverhältnis beträgt demnach 1 : 10,7. Der für jeden Bogen getrennt angeordnete Fahrbahnaufbau ist in statisch bestimmte Teile aufgelöst und an den Ansichtsflächen verblendet. Die Verbindung zwischen den sonst voneinander unabhängigen Brücken-

hälften wird durch eine Eisenbetonplatte hergestellt. Die Widerlager sind gemeinsam und in der Breitenrichtung der Brücke so lang gewählt, daß ein Abheben von der Sohle auch bei Belastung durch ein Tragwerk allein nicht erfolgt, also so, daß die resultierende Stützkraft einer Tragwerkshälfte noch im Drittel der Widerlagerlänge angreift. Die größte Pressung der Widerlager auf die aus diluvialen Schotter bestehende Sohle wurde mit 4,7 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen, da bei einer bis 5,6 kg/cm<sup>2</sup> gesteigerten Probelastung des aufgeschlossenen Baugrundes die Verpressung nur 0,8 mm betrug.

Um das obgenannte Pfeilverhältnis, das auch für Dreigelenksbogen schon nahe der unteren Grenze liegt, erreichen zu können, mußten die Kämpfergelenke unter

dem höchsten beobachteten Hochwasserstande angeordnet werden. Für diese war, wie sonst üblich, Stahl als Baustoff nicht mehr geeignet, und wurde daher zu bewehrten Betonwälz Gelenken gegriffen, obwohl der Gelenksdruck 4210 kg für den Zentimeter Berührungslänge betrug. Um eine gute Zentrierung der Drucklinie zu erzielen, wurden die Krümmungshalbmesser verhältnismäßig klein gewählt, im Scheitel 2,5 m und 2,9 m, im Kämpfer wegen der kleineren Verdrehung 2,5 und 2,7 m. Die Gelenke wurden mit Lorünser frühhochfestem Zement hergestellt und als Zuschlag dasselbe Gemenge verwendet wie für die Bögen. Ein 73 cm breites Versuchsgelenk mit den Abmessungen des Scheitels wurde an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien geprüft.

Obwohl der Versuch bei einer Gelenkstärke von 1,02 m nur mit 70 cm breiten Druckplatten, also unter wesentlich ungünstigerer Beanspruchung als im Bauwerke durchgeführt wurde, zeigte sich der erste Riß erst bei 300 t Belastung, ein Bruch trat trotz Steigerung der Last auf 800 t nicht ein. Die von einem solchen Gelenk im Bauwerke aufzunehmende Höchstlast beträgt 307 t, so daß noch ausreichende Rißsicherheit angenommen werden kann. Die Beanspruchung der Kämpfergelenke ist bei ungefähr gleicher Pressung für die Längeneinheit infolge des kleineren Krümmungsunterschiedes wesentlich geringer, ihre Rißsicherheit dementsprechend höher, so daß trotz des Tauchens ins Hochwasser keine Rostgefahr für die Einlageneisen besteht. Immerhin ist festzustellen, daß trotz der erzielten hohen Betondruckfestigkeit — sie wurde an dem Beton des Versuchsgelenkes entnommenen Würfeln mit  $300 \text{ kg/cm}^2$  erhoben — die Rißlast niedrig ist. Der Grund hierfür liegt jedoch nicht, wie bei

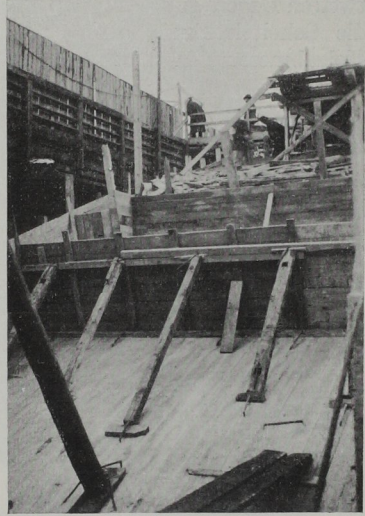


Abb. 3

einem gebogenen Balken, in der geringen Dehnungsfähigkeit des Betons, sondern in der durch eine ungewollt hohe Elastizitätsziffer (rund  $400\,000 \text{ kg/cm}^2$ ) bedingten starken Konzentrierung des Gelenksdruckes. Es ist zu hoffen, daß es bei weiteren, in Vorbereitung befindlichen Versuchen gelingen wird, unter Beibehaltung der hohen Druckfestigkeit die Härte der Wälzflächen zu mildern und die Rißlast wesentlich zu erhöhen, so daß die Anwendbarkeit von Betonwälz Gelenken auch bei Einheitspressungen erwiesen wäre, die über dem Werte von  $4,2 \text{ t/cm}$  liegen.

Infolge der tiefen Lage der Bogenkämpfer mußte auch das Lehrgerüst so ausgebildet werden, daß die wagrechten Streckbäume nur knapp über der unteren Hochwassergrenze lagen. Um den Bestand des Lehrgerüsts nicht zu gefährden, waren daher die Bogen in der erfahrungsgemäß hochwasserfreien Zeit, d. i. in den Monaten zwischen November und Mai, zur Ausführung zu bringen. Infolge Verzögerungen bei der Gründung der Widerlager konnte erst am 1. Februar 1928 mit der Betonierung des ersten Bogens begonnen werden. Obwohl die dazugehörige Brückenhälfte vor Inangriffnahme des zweiten Bogens wenigstens für Fußgänger benützlich sein mußte, war auch der zweite am 1. Mai geschlossen und somit außer Gefahr. Sehr kurz waren die Zeiten, die zwischen Betonierungsbeginn und Ausrüstung jedes der beiden Bogen lagen. Beim ersten wurden hierfür 36, beim zweiten nur 29 Tage benötigt. Durch die Herstellung in einzelnen Teilabschnitten (Abb. 3) konnten zwar durch die Formänderung des Lehrgerüsts bedingte Vorspannungen

im Beton vermieden, hingegen wegen der zur Beschleunigung der Arbeit rasch vorgenommenen Fugenfüllung die durch die Verwendung frühhochfesten Zements noch erhöhte Schwindwirkung fast gar nicht ausgeschaltet werden. Die beobachtete Bogenverkürzung durch Schwinden allein entsprach einer Temperaturabnahme von  $26^{\circ}\text{C}$ .

Für die Ausrüstung wurden Zufferbügel verwendet, die beim ersten Bogen aus Weichholz hergestellt und für einen Flächendruck von  $30\text{ kg/cm}^2$  bemessen waren. Da die die Unterlage der Bügel bildenden Jochkappbäume wegen der mit  $34\text{ cm}$ , also ziemlich groß, vorgeschriebenen Querschnittsbreite teilweise waldkantig waren, traten örtlich hohe Drucke und daher allgemein starke Verpressungen der Bügel auf. Die Folge war eine Lehrgerüstsetzung von  $11\text{ cm}$  im Scheitel. Beim zweiten Bogen wurde für die Bügel statt Fichten-, Lärchenholz verwendet und damit die Scheitelsenkung auf  $6\text{ cm}$  herabgedrückt. Da Waldkanten bei stärkeren Holzabmessungen fast unvermeidlich sind, empfiehlt es sich, zur Sicherheit die Flächenpressung von Zufferbügeln bei Weichholz mit höchstens  $25\text{ kg/cm}^2$  zu wählen, bei  $30\text{ kg/cm}^2$  aber schon das härtere Lärchenholz zu verwenden.



Abb. 4

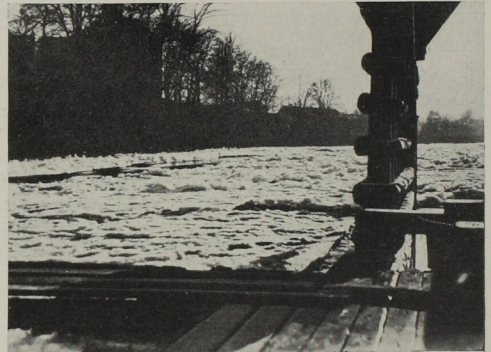


Abb. 5

Da natürlicher Betonschotter aus den in der Nähe von Leoben gelegenen Gruben durchwegs etwas Lehm enthält, wurde als Betonzuschlag ein künstliches Gemenge von gebrochenem Kalkstein und gekörnter Hochofenschlacke, die aus dem nahen Stahlwerk Donawitz der Alpinen Montangesellschaft leicht beschafft werden konnte, verwendet. Die mit diesem Gemenge erzielten Ergebnisse waren sehr gute. Es wurde bei einem Gehalte von rund  $320\text{ kg}$  frühhochfestem Lorünsener Zementes in  $1\text{ m}^3$  Fertigbeton eine durchschnittliche Baufestigkeit von  $315\text{ kg/cm}^2$  erreicht. Besonders hervorzuheben ist die außerordentlich hohe Elastizitätsziffer für Druck, die sich nach dem Ergebnisse der Probelastung auf  $409000\text{ kg/cm}^2$  beläuft. Darauf wäre bei Verwendung von solchem Schlackensand für Verbundkörper entsprechende Rücksicht zu nehmen.

Nun noch einige nicht alltägliche Beobachtungen während der Bauausführung. Beim Aushub der  $4,3\text{ m}$  unter den Normalwasserstand reichenden Widerlager konnte hinter eisernen Spundwänden bis auf  $3\text{ m}$  Tiefe ohne Wasserhaltung vorgestoßen werden. In dieser Tiefe lag erst der Grundwasserspiegel, unabhängig vom Wasserstande im Flußbette, das durch die fetten Abwässer des Stahlwerkes Donawitz vollständig gedichtet ist. In Abb. 4 erkennt man unten an der Spundwand die Höhe,

bis zu der das Grundwasser bei Ausschaltung der Pumpen anstieg. Der weiße Strich oben deutet den niedersten Wasserstand außerhalb der Spundwand an.

Das Rammen der Spundwandisen, System Larssen, erfolgte im allgemeinen trotz des schweren Schotterbodens ohne Schwierigkeiten, nur vereinzelt wurde das Vortreiben durch größere Kiesstücke verhindert.

Die aus den schon früher erwähnten Gründen in die Wintermonate verlegte Ausführung der Tragwerke brachte für den Bestand des Lehrgerüsts eine nicht erwartete Gefahr. Ein seit mehr als 30 Jahren nicht aufgetretener Eisstoß von



Abb. 6

durchschnittlich 1,5 m Stärke drohte das noch unbelastete Lehrgerüst abzuscheren. Abb. 5 gibt einen Blick vom Lehrgerüstboden gegen die sich aufstauenden Eismassen wieder, die glücklicherweise, ohne nennenswerten Schaden anzustiften, nach Eintritt von Tauwetter wieder abgetriftet werden konnten.

Zur Vervollständigung des Berichtes zeigt schließlich noch Abb. 6 eine Ansicht der fertigen Brücke.

Dr. Ing. PETER PASTERNAK, Privatdozent für Eisenbetonbau und technische Statik an der E. T. H. Zürich:

### Die praktische Berechnung der durch mehrere Querriegel versteiften Brücken-Zwillingsgewölbe auf Winddruck<sup>1</sup>

Die strenge Lösung der in der Überschrift genannten, für den Brückenbau wichtigen Aufgabe bietet nach dem allgemeinen energo-analytischen Verfahren keine prinzipiellen Schwierigkeiten. Eine solche Lösung ist auch schon früher von Dr. W. NAKONZ gegeben worden.<sup>2</sup> Bei einer größeren Anzahl von Querriegeln gestaltet sich aber das strenge Verfahren, das allgemeine Elastizitätsgleichungen benützt, dermaßen zeitraubend, daß es kaum allgemeine Verwendung in der Praxis finden kann.

<sup>1</sup> Der vollständige Vortrag ist in der „Schweizerischen Bauzeitung“, H. 18, Jahrg. 1928, erschienen.

<sup>2</sup> Die Berechnung des oberen Rahmen-Windverbandes bei einer Eisenbetonbrücke mit angehängter Fahrbahn. „Die Bautechnik“ 1923, S. 488.