

Fortschritte im Massivbrückenbau

Autor(en): **Birkenmaier, Max / Friedrich, Thomas**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **105 (1987)**

Heft 12

PDF erstellt am: **19.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-76535>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Fortschritte im Massivbrückenbau

Von Max Birkenmaier und Thomas Friedrich, Zürich

Die Projektierung und der Bau weitgespannter Brücken gehören seit je zu den grossen und faszinierenden Aufgaben des Bauingenieurs. Solche Aufgaben sind aber auch sehr anspruchsvoll, denn ihre erfolgreiche Lösung muss nicht nur bautechnische, sondern auch architektonische und wirtschaftliche Überlegungen miteinander in Einklang bringen. So ist es nicht verwunderlich, wenn es in jeder Epoche nur eine kleine Zahl von Bauingenieuren gibt, welche diese weitreichenden Anforderungen gleichzeitig zu erfüllen vermögen. Es sind dies diejenigen, welche mit ihren Werken neue Wege aufzeigen und damit Beiträge zur Weiterentwicklung der Kunst des Brückenbaus liefern.

In unseren Tagen zählt Christian Menn, der am 3. März 1987 seinen 60. Geburtstag feiert, zu diesen erfolgreichen Brückenbauern. Nachfolgend soll auf einige von ihm im Brückenbau eingeführte Neuerungen hingewiesen werden.

Bogenbrücken

Bei der 1962 erbauten Rheinbrücke Reichenau GR (Bild 1) hat Menn mit Hilfe der Vorspannung ein neues Tragkonzept für weitgespannte Bogenbrücken eingeführt. Damit wurde ein Bauwerk geschaffen, welches sich harmonisch in die schöne Landschaft einpasst und auf den Beschauer angenehm, «wie aus einem Guss» wirkt. Tatsächlich ist die Konstruktion dieser 160 m langen Brücke «aus einem Guss» (Bild 2), denn der fugenlos über die ganze Länge reichende Fahrbahnträger ist durch Querscheiben mit dem Bogenträger und in den Aussenfeldern mit den Stützen monolithisch verbunden. Träger, Bogen und Stützen wirken zusammen in einem hochgradig statisch unbestimmten Rah-

mentragwerk. In einem solchen System hängen die auftretenden innern Schnittkräfte sehr stark von den Steifigkeiten der einzelnen Teile ab.

Im vorliegenden Falle hat Menn den Fahrbahnträger als vorgespannten Hohlkasten so ausgebildet, dass er eine fast gleich grosse Biegesteifigkeit wie der Bogen aufweist. Dadurch konnte über die ganze Brückenlänge ein verhältnismässig grosser und gleichbleibender Abstand der Stützen gewählt werden.

Unter Eigenlast treten im Bogen nur zentrische Druckkräfte auf, und die Biegemomente im Fahrbahnträger verlaufen wie bei einem Durchlaufbalken auf festen Stützen. Zur Aufnahme dieses Lastfalles wurden im Steg des Hohlkastens parabelförmig verlaufende Spannglieder eingelegt (Bild 3).

Unter halbseitig zwischen Auflager und Scheitel wirkenden Nutzlasten treten im Bogen und damit auch im Träger grössere Verformungen auf, und zwar im Lastbereich Einsenkungen und im unbelasteten Bereich Hebungen. Dabei entstehen im Bogen und im Träger grössere Momente, und zwar positive Momente im belasteten Bereich und negative Momente im unbelasteten Bereich. Der Bogen ist wegen der gleichzeitig wirkenden Normalkraft in der Lage, solche positiven und negativen Momente aufzunehmen. Im Hohlkastenträger musste dafür eine grössere zentrische Vorspannung aufgebracht werden. Dies wurde durch zusätzliche Spannglieder in der oberen und unteren Platte des Hohlkastens, welche auf die ganze Länge durchgehen, erreicht (Bild 3).

Menn hat diese zusätzliche Vorspannung aus wichtigen konstruktiven Gründen angeordnet: Es sollte damit verhindert werden, dass die Biegesteifigkeit des Trägers infolge frühzeitiger Rissebildung zu stark abgebaut werde. Nur so hatte man Gewähr, dass der weitgespannte schlanke Bogen durch den Fahrbahnträger sicher ausgesteift wurde.

In einem Stahlbetonelement sinkt bekanntlich die Biegesteifigkeit infolge Rissebildung stark ab; durch Einführung einer genügend grossen Vorspannkraft kann das Rissmoment beträchtlich erhöht werden. Zudem werden die bei höheren Belastungen auftretenden feinen Risse durch die dauernd wirkende Vorspannkraft nach Reduktion der Belastung wieder geschlossen.

Bild 1. Rheinbrücke Reichenau



Balkenbrücken

Die 1975 vollendete Felsenaubücke (Bild 4) zählt zu den bedeutendsten Bauwerken der Nationalstrasse N1. Die hoch über dem Aaretal verlaufende Spannbetonbrücke mit sechs Fahrspuren hat eine Gesamtlänge von 1116 m und eine konstante Fahrbahnbreite von 26,2 m. Im Mittelabschnitt weist die Brücke grosse Spannweiten von 100–156–156–100 m auf; in den beidseitigen Randabschnitten betragen die Feldweiten 48 m (Bild 5). Das im Grundriss S-förmig gekrümmte Bauwerk passt sich trotz seiner grossen Abmessungen sehr gut in die liebliche Landschaft ein.

Zufrieden und stolz äusserte der damalige Baudirektor des Kantons Bern anlässlich der Einweihung: «Diese neue Aarebrücke mit ihrem kühnen Schwung und den grossen Spannweiten soll den späteren Generationen nicht nur ein Zeugnis sein für das Können

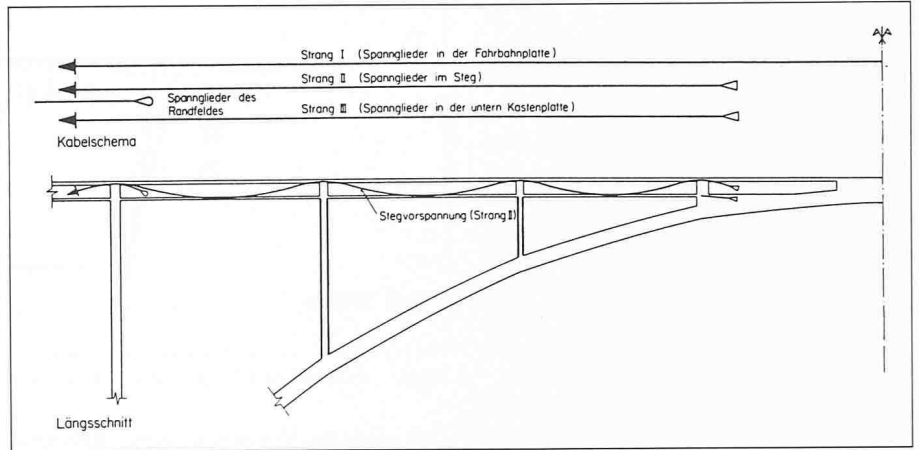
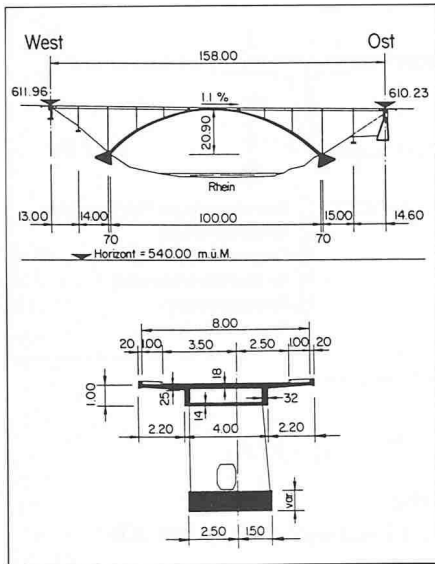


Bild 3. Verlauf der Spannglieder im Fahrtrahner der Bogenbrücke

Bild 2 (links). Rheinbrücke Reichenau, Längs- und Querschnitt

der Ingenieure und Baufachleute, sondern auch für das fortschrittliche Denken unserer heutigen Zeit.»

Auch bei diesem bedeutenden Bauwerk hat der Projektverfasser Christian Menn im Bereich Konstruktion, Berechnung und Ausführung neue Wege beschritten. Nachfolgend soll auf einige dieser Besonderheiten hingewiesen werden.

Der Brückenträger ist als relativ schmaler, einzelliger Hohlkasten mit 7,60 m weit auskragenden Konsolen ausgebildet (Bild 5). Diese direkt den Verkehrslasten ausgesetzte, weit auskragende Konsolplatte konnte nur mit Hilfe einer starken, in Querrichtung verlaufenden Vorspannung realisiert werden. Die Grösse dieser Vorspannung wurde dabei so festgelegt, dass unter ständigen Lasten keine Einsenkung der äusseren Konsolränder auftrat. Menn hat somit auch hier die Vorspannung aufgrund

konstruktiver Überlegungen gewählt und nicht etwa durch Festlegen eines sogenannten Vorspanngrades. Die zusätzliche schlaife Bewehrung wurde so gewählt, dass unter extremer Beanspruchung die Stahlspannungen bzw. der Spannungszuwachs im Spannstahl kleiner als 150 N/mm² blieben.

Im modernen Spannbeton-Brückenbau werden den einzelnen Querschnittselementen des Hohlkastens mehrere Tragfunktionen zugeteilt. Im vorliegenden Falle wurden die nur 0,50 m breiten Stege einer ungewöhnlich hohen Beanspruchungs-Kombination von Schubbeanspruchung in Brückenlängsrichtung und Biegebeanspruchungen in Querrichtung infolge der Konsolmomente ausgesetzt. Durch Anordnung einer vertikalen Vorspannung wurden die Stege des Hohlkastens so überdrückt, dass selbst bei grösster Querbiegung im Steg keine Längsrisse entste-

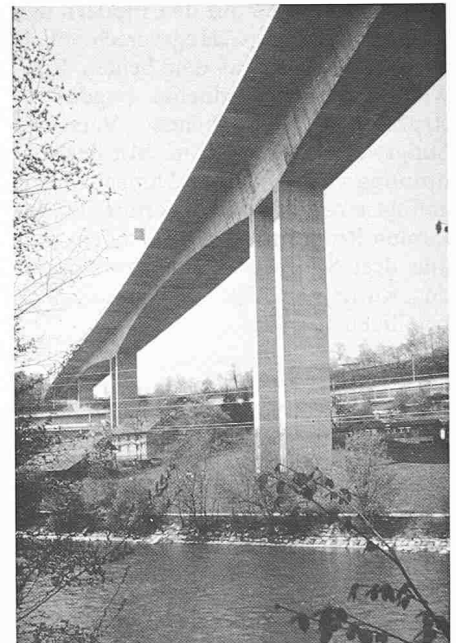
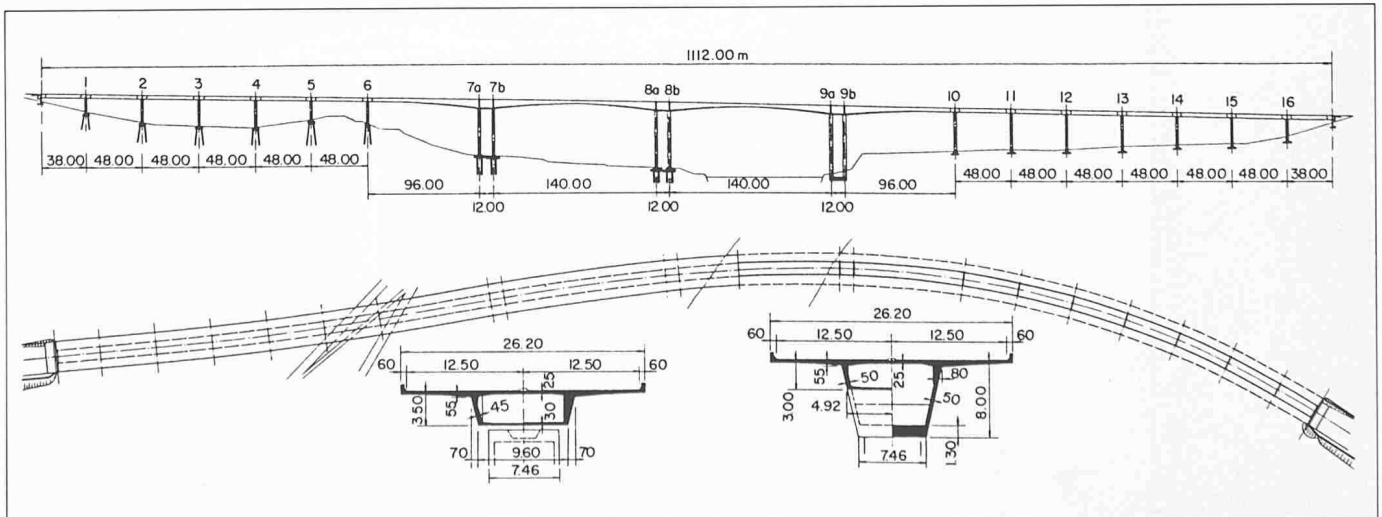


Bild 4. Aarebrücke Felsenau

Bild 5. Aarebrücke Felsenau, Längs- und Querschnitt



hen können (Bild 6). Nur so war es möglich, die sehr hohen Schubbeanspruchungen in Brückenlängsrichtung in diesen Stegen sicher aufzunehmen.

Die grossen Spannweiten im mittleren Brückenabschnitt wurden von den Doppelstützen aus im Freivorbau errichtet. Das von diesem Bauvorgang her vorgegebene statisch bestimmte Grundsystem - Pfeiler mit beidseitiger Auskragung - wird meist durch Ausbildung von Fugen in Feldmitte auch im Endzustand beibehalten.

Bei der Felsenaubrücke hat jedoch Menn im Endzustand die einzelnen Bauabschnitte mittels zusätzlicher Vorspannkabel zu einem auf die ganze Länge von 1116 m fugenlos durchgehenden Brückenträger verbunden. Dieser lange Brückenträger ist dabei nur mit den im Mittelabschnitt vorhandenen drei Doppelpfeilern biegesteif verbunden, hingegen auf den Pfeilern der Seitenabschnitte längsverschieblich aufgelagert. Die auf den beiden Endwiderlagern angeordneten Fugenkonstruktionen ermöglichen Verschiebungswege von je 0,42 m. Mit der Anordnung von schlanken Doppelstützen gelingt eine gute Stabilisierung des gesamten Brückentragwerkes, indem sich alle drei Stützenpaare gemeinsam an der Aufnahme aller Horizontalkräfte beteiligen.

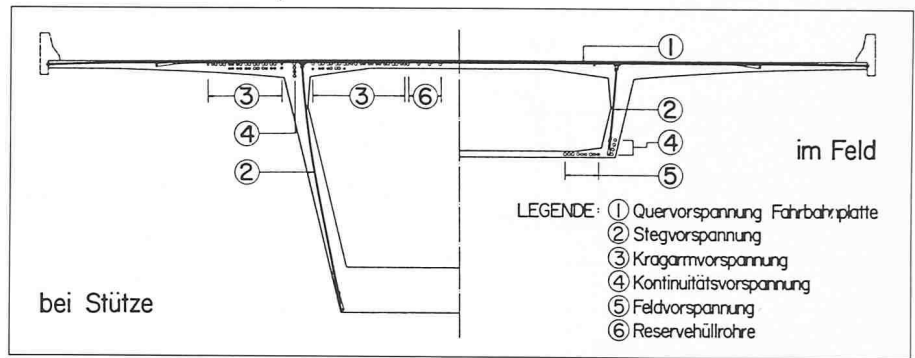


Bild 6. Anordnung der Vorspannung im Kastenträger der Felsenaubrücke

Das elegante Vorgehen, lange Brücken fugenlos auszubilden und über biegesteif angeschlossene Pfeiler zu stabilisieren, verlangt die genaue Kenntnis über das Tragverhalten derart hochbeanspruchter Einzelstützen. Menn hat sich diesem komplizierten Thema intensiv angenommen, und einfach zu handhabende Näherungsverfahren zur Ermittlung der Stützentragslast entwickelt. Er zeigt, dass die massgebende grösste Schnittkraft einer schlanken Stütze unter Berücksichtigung der Verformungen (Theorie 2. Ordnung) wie bei einem elastischen Druckglied ermittelt werden kann; d. h. man erhält die massgebende Ausbiegung einer mit P belasteten Säule aus der nach der Theorie 1. Ordnung ermittelten Ausbiegung w_1 zu:

$$w = w_1 \cdot \frac{1}{(1 - P/P_E)}$$

wobei:

P_E die Eulersche Knicklast, z.B.:

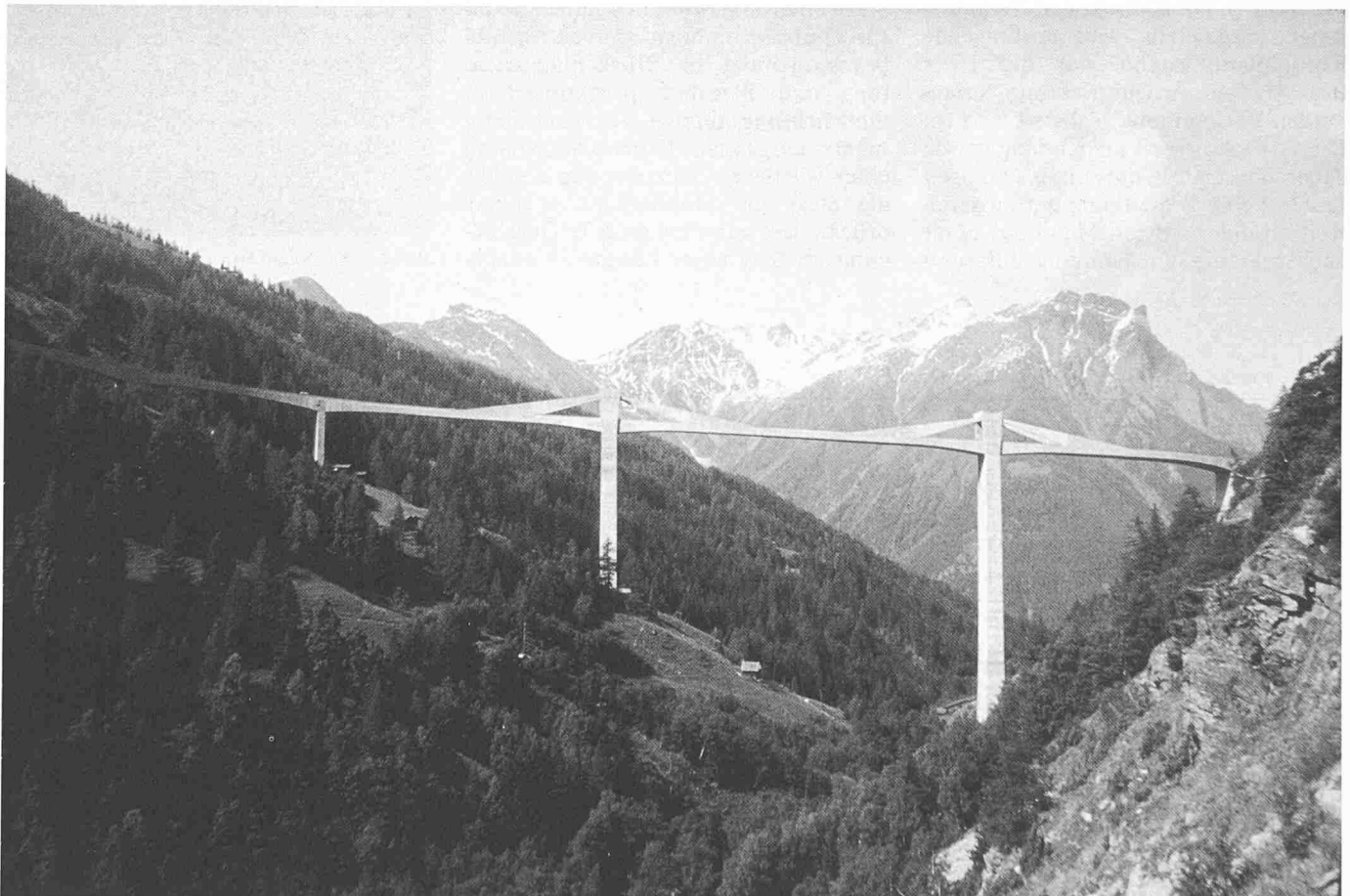
$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2},$$

bezeichnet.

Im allgemeinen Falle ist bei einer Stahlbetonsäule die Steifigkeit $E \cdot I$ kein konstanter Wert, sondern abhängig von der Grösse der wirkenden Schnittkräfte. Betrachtet man jedoch den Grenzfall, bei dem die Stähle gerade zu fließen beginnen, so kann man für

$E \cdot I = E \cdot I_f$ einen schnittkraftunabhängigen Näherungswert einfach bestimmen. Damit gelingt es, die grösste im rechnerischen Bruchzustand auftre-

Bild 7. Ganterbrücke



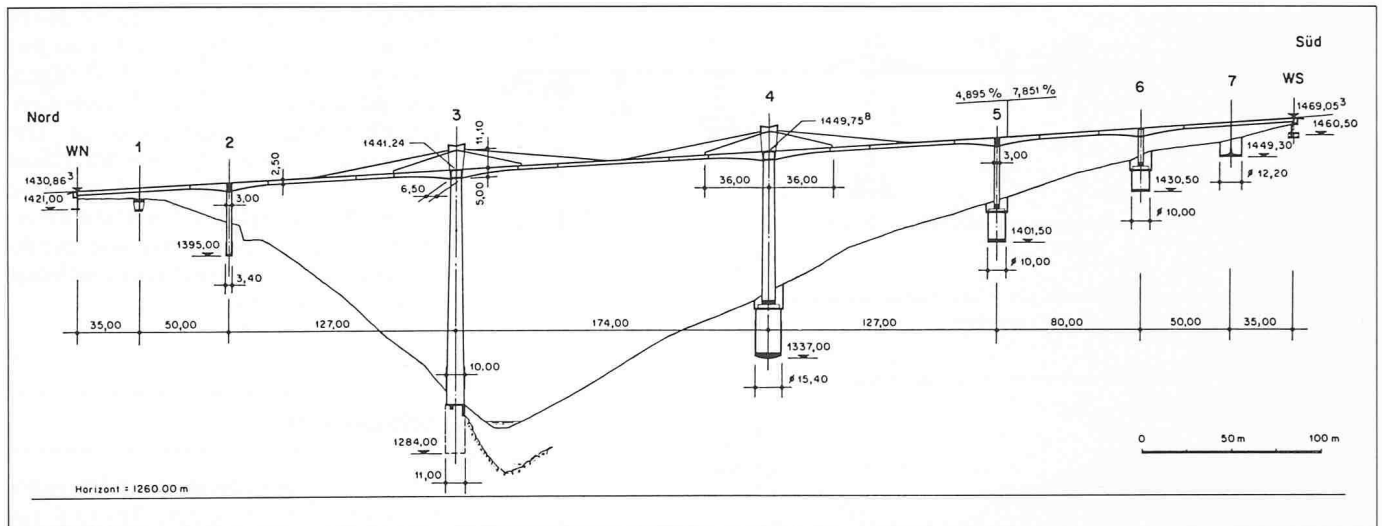


Bild 8. Gantterbrücke, Längsschnitt

tende Beanspruchung bei Berücksichtigung des Verformungseinflusses für eine mit dem Lastfaktor $\gamma_s = 1,4$ multiplizierte Stützennormalkraft $N' = \gamma_s \cdot P$ aus $M' = \gamma_s \cdot M_1 + N' \cdot w$ zu ermitteln ($M_1 =$ Biegemoment 1. Ordnung). Nun muss noch der Nachweis erbracht werden, dass der Querschnitt die Beanspruchungsgrößen N' und M' sicher aufnehmen kann. Dazu benötigt man ein mit dem Querschnittsfaktor $\gamma_R = 1,3$ reduziertes Interaktionsdiagramm \bar{N}, \bar{M} für den Bruchzustand des betrachteten Querschnittes. Die Beanspruchungsgrößen N', M' müssen jeweils innerhalb der \bar{N}, \bar{M} Grenzlinien liegen.

Das hier kurz beschriebene, auf Menn zurückgehende Berechnungsverfahren hat eine ganz wesentliche Verbesserung und Vereinfachung der Nachweise für Druckglieder mit sich gebracht; es wurde in die SIA-Norm 162 als Richtlinie 35 aufgenommen.

Abgespannte Balkenbrücken

Die an der historisch bedeutsamen Simplicon-Passstrasse gelegene Gantterbrücke wurde 1980 vollendet und zählt heute zu den schönsten und originellsten Massivbrücken in unserem Lande (Bild 7).

Die nur zwei Fahrspuren aufweisende 678 m lange Spannbetonbrücke überquert in S-förmiger Linienführung das tief eingeschnittene Gantertal in einer Höhe von 150 m über dem Bachbett (Bild 8).

Die Brücke liegt in einem Talabschnitt, in welchem sehr schwierige Fundationsverhältnisse angetroffen wurden. An der nördlichen Seite ist ein steil abfallender Fels vorhanden, der hangwärts geschichtet ist und starke Ver-

witterungserscheinungen aufweist. Die südliche Talseite ist 24° geneigt und besteht aus zersetztem und verwittertem Schieferfels, über welchem eine dicke Lockergesteinsdecke liegt, die jährlich um 6 bis 10 mm hangabwärts kriecht.

Menn passte seine Konstruktion einfühlsam und konsequent den Gegebenheiten dieses Baugrundes an.

Um mit möglichst wenigen Fundamenten auszukommen, wurden grosse Spannweiten gewählt; im Mittelteil 127,0–174,0–127,0 m. Der Fahrbahnträger ist als einteiliger Hohlkasten von 10,0 m Breite und einer Höhe von 2,50 m im Felde, bzw. 5,0 m über den Stützen, ausgebildet. Im Bereich der grossen Spannweiten ist der Fahrbahnträger mittels vorgespannter Betongurten zum 11,0 m erhöhten Pfeilerkopf abgespannt.

Die auf der nördlichen Talseite stehenden Pfeiler S2 und S3 konnten mit Hilfe in der Tiefe verankerter Fundamente im Fels eingespannt werden. Die auf der Gegenseite liegenden Pfeiler S4, S5, S6 und S7 sind wegen der möglichen Kriechbewegungen des Talhanges alle auf Neotopf-Gleitlager grosser Abmessungen abgesetzt. Für die Pfeiler S4 und S5 wurden die Lager so ausgebildet, dass der Pfeilerfuss seitlich blockiert ist und nach Eintreten grösserer Hangbewegungen wieder in die ursprüngliche Lage zurückverschoben werden kann.

Alle Pfeiler sind biegesteif mit dem Fahrbahnträger verbunden. Fahrbahnträger und Pfeiler bilden im Endzustand ein fugenlos über acht Felder durchlaufendes, im Grundriss gekrümmtes Rahmensystem (Bild 9).

Die Gewährleistung der Gesamtstabilität dieses komplizierten Tragsystems konnte nur durch entsprechende Ausbildung von Stützen und Rahmenriegel erreicht werden.

Die Pfeiler sind daher sehr massiv gestaltet. Zum Beispiel hat der hohe Pfeiler S3 einen Hohlkastenquerschnitt mit äusseren Abmessungen von $12,0 \times 10,0$ m am Fusspunkt. Die Pfeiler müssen ausser den Lasten aus dem Überbau auch die im engen Gebirgstal auftretenden extrem hohen Windlasten sicher abtragen. Zudem waren im Bauzustand die während des Freivorbaues auftretenden sehr hohen Beanspruchungen zu berücksichtigen. Die durch das grosse Stützeineigengewicht erzeugte Normalkraft ermöglicht die Aufnahme grösserer Biegemomente ohne Rissebildung und somit ohne Einbusse der Querschnitts-Steifigkeit. Daher war bei diesen Stützen der Einfluss der Verformung (Theorie 2. Ordnung) sehr gering.

Im Bereich der grossen Spannweiten war der schlanke Fahrbahnträger allein nicht in der Lage, die einwirkenden Eigen- und Nutzlasten sicher zu den Pfeilern abzutragen. Daher wurden Zwischenabstützungen des Trägers mittels Abspannungen vom erhöhten Pfeilerkopf aus angeordnet. Zur Gewährleistung der Gesamtstabilität des Tragsystems gemäss Bild 9 war es zudem notwendig, die Steifigkeit des Fahrbahnträgers beträchtlich zu erhöhen. Dies wurde dadurch erreicht, dass die Abspannungen nicht durch Schrägseile, sondern als steife vorgespannte Betonscheiben ausgeführt wurden. Um jede Steifigkeitseinbusse durch Rissebildung auszuschliessen, wurden diese Abspannscheiben zudem voll vorgespannt.

Schrägelbrücken

Die derzeit im Ausbau befindliche Nationalstrasse N9 im Wallis überquert bei Chandoline (Sion) die Rhone in

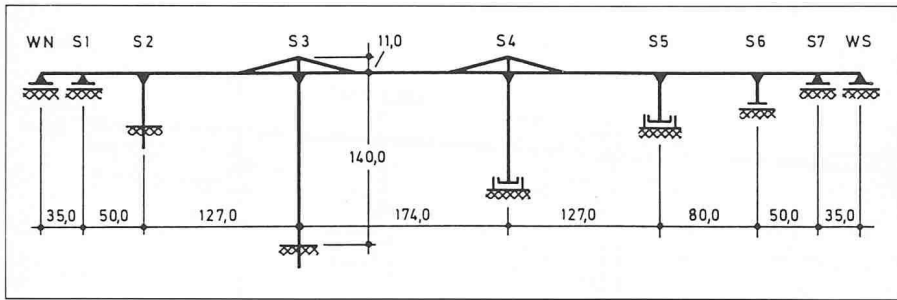


Bild 9. Ganterbrücke, Tragsystem und Lagerung

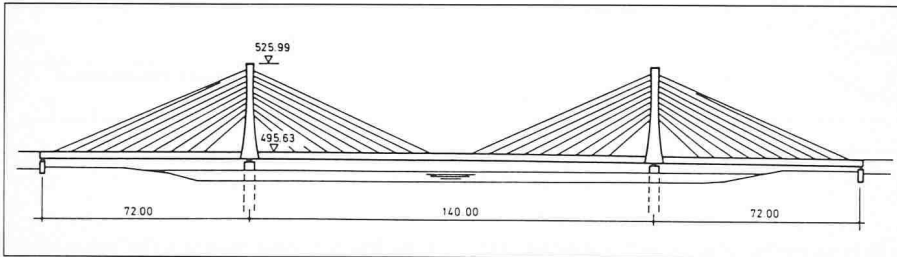
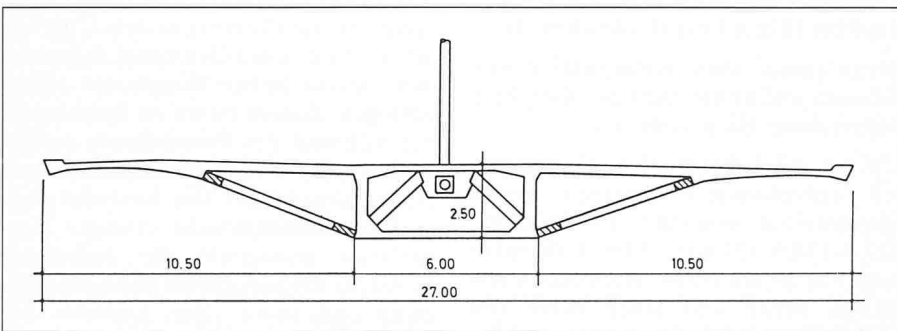


Bild 10. Rhonebrücke Chandoline, Längsschnitt

Bild 11. Rhonebrücke Chandoline, Querschnitt



einem spitzen Winkel zur Flussachse. Im Grundriss weist die Strasse an dieser Stelle eine leichte Krümmung auf. Bei der hier zu bauenden Brücke von rund 300 m Gesamtlänge sollte mit möglichst wenig Pfeilern, die im Flussbereich liegen, ausgekommen werden.

Menn hat für dieses Bauwerk eine Schrägkabelbrücke mit Spannweiten von 72,0-140,0-72,0 m vorgeschlagen (Bilder 10 und 11).

Die Tragkabel liegen alle in einer Mittelebene und werden an zwei kräftigen, 30,4 m hohen Pylonen verankert. Im Flussbereich sind somit nur zwei Fundationen vorhanden, welche als kompakte, kreisrunde Schächte von 12,4 m Durchmesser ausgebildet sind.

Als Fahrbahnträger wählte Menn einen zentralen Hohlkasten von nur 6,0 m Breite und 2,5 m Höhe, mit beidseits 10,5 m auskragender Fahrbahnplatte. Diese wird in der Mitte durch ein Diagonalfachwerk aus vorgefertigten Elementen gegen die untere Platte des zentralen Hohlkastens abgestützt.

Der Hohlkasten und die Fachwerkscheiben mit der auskragenden Fahr-

bahnplatte bilden zusammen einen Brückenträger hoher Torsionssteifigkeit, der in der Lage ist, die infolge aussermittig angreifenden Verkehrslasten auftretenden grossen Torsionsmomente sicher abzutragen.

Die Schrägkabel sind in regelmässigen Abständen von 6,0 m im oberen Bereich des Hohlkastens verankert. Die Eintragung der grossen Kabelkräfte in den Hohlkasten wird durch vorgespannte Streben, die an jeder Verankerungsstelle angeordnet sind, gewährleistet.

Im Grundriss weist der Überbau eine leichte Krümmung auf, wodurch in den Pylonen auch senkrecht zur Kabelebene wirkende Kräfte auftreten. Zur Aufnahme dieser Kräfte werden die äussersten beiden Rückhalte cables zum Fahrbahnrand gespreizt und an einem Querträger beim Widerlager abgespannt. Die entsprechend ihrer Beanspruchung unterschiedlich stark ausgebildeten Kabel wirken beide gleichzeitig dank der Vorspannung als elastische Stützung der Pylone zur Aufnahme der Kräfte senkrecht zur Kabelebene.

Mit dem Konzept, die insgesamt 284 m lange Brücke über Schrägkabel an nur zwei einzelnen Pylonen aufzuhängen, kommt diesen wichtigen Tragelementen eine zentrale Bedeutung zu. Die Formgebung dieser Pylonen entspricht der auftretenden Beanspruchung, und sie macht zugleich die Funktion dieses Bauteils für den Betrachter und Benutzer der Brückenkonstruktion sichtbar und nachvollziehbar.

Schlusswort

Die hier beschriebenen vier Brückenbauten bilden eine kleine Auswahl aus den vielen Projekten, die Christian Menn zusammen mit seinen jeweiligen Partnern geschaffen hat. Die originelle Gestaltungsweise kommt bei jedem dieser Beispiele überzeugend zum Ausdruck. Sowohl in der eleganten Formgebung als auch in der statisch-konstruktiven Ausbildung sind jeweils neue Wege beschritten worden. Auch passt sich jedes dieser Bauwerke harmonisch in die Landschaft ein und wirkt daher auf den Betrachter in ästhetischer Hinsicht sehr befriedigend.

Christian Menn hat mit seinen Werken einen bedeutenden Beitrag zur Kunst des Brückenbaues geleistet.

Adresse der Verfasser: Dr. h. c. M. Birkenmaier, dipl. Ing. ETH/SIA, und dipl. Ing. T. Friedrich, Stahlton AG, Riesbachstrasse 57, Postfach, 8034 Zürich.

Benutzte Literatur

Menn, C. Brückenbau I. Vorlesungsautographie ETH Zürich, 1979
 Menn, C. Brückenbau II, Vorlesungsautographie ETH Zürich, 1981
 Menn, C. Stahlbeton-Brückenbau der letzten 50 Jahre. IABSE Symposium Brücken, Zürich 1979
 Menn, C. Der Spannbeton-Brückenbau in der Schweiz. Bericht Nr. 113, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1981; «Felsenaubücke Bern». Dokumentation über Projekt und Ausführung der Felsenaubücke Bern. Redaktion H. Rigendinger, Chur, 1975
 Menn, C. Felsenaubücke in Bern. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1976
 Thürlimann, B. Schubmessung bei Querbiegung. Schweizerische Bauzeitung 26/1977
 Thürlimann, B. Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams - CEB Approach. Bericht Nr. 93, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1979
 Menn, C. Partial Prestressing from the Designer's Point of View. Concrete International, March 1983
 Menn, C. Bruchsicherheitsnachweis für Druckglieder. Schweizerische Bauzeitung 37/1975
 Menn, C. und Rigendinger, H. Ganterbrücke. Schweizer Ingenieur und Architekt 38/1979