



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau

Expériences dans la construction de ponts en Suisse

Experiences in Swiss Bridge Construction

Prof. Dr. Christian Menn, Chur

**Forschungsauftrag ASTRA 2011/008_004 auf Antrag des
Bundesamts für Strassen**

November 2012

1376

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Christian Menn, em. Prof. ETH Dr. Ing. Drs. h.c. (Autor)

Mitglieder

Martin Deuring, Dr. sc. techn. dipl. Ing. ETH (Layout)

Susanna Schenkel-Würmli, dipl. Ing. ETH (Beschaffung von Grundlagen und Redaktion)

Manfred Wicke, em. Prof. Univ. Innsbruck Dr. Ing. Dr. h.c. (Lektorat)

Begleitkommission

Präsident

Manuel Alvarez, Dr. sc. techn. dipl. Ing. ETH (Vorsitzender der Arbeitsgruppe
Brückenforschung des ASTRA)

Antragsteller

Bundesamt für Strassen (ASTRA)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://partnershop.vss.ch> heruntergeladen werden.



CHRISTIAN MENN

ERFAHRUNGEN

IM SCHWEIZER BETONBRÜCKENBAU

Dank

Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) hat den vorliegenden Bericht über „Erfahrungen im Schweizer Beton-Brückenbau“ in verdankenswerter Weise gefördert. Dr. Rudolf Dieterle, Direktor des ASTRA hat für die Ausarbeitung des Berichtes einen namhaften Betrag zur Verfügung gestellt und Herr Dr. Manuel Alvarez, Fachverantwortlicher für Kunstbauten und Vorsitzender der Arbeitsgruppe Brückenforschung des ASTRA, hat die Arbeit von Anfang an begleitet. Ich möchte mich an dieser Stelle für die wertvolle Unterstützung bedanken. Das Lektorat in fachlicher und sprachlicher Hinsicht übernahm em. Prof. Dr. Ing. Dr. h.c. Manfred Wicke von der Universität Innsbruck und die Überarbeitung verschiedener Fassungen besorgte Frau Susanna Schenkel Würmli, dipl. Bauing. ETHZ. Kollege Wicke und Kollegin Schenkel möchte für die Zusammenarbeit mit mir bestens danken. Schliesslich bin ich Herrn Dr. Ing. ETHZ Martin Deuring für die rasche, ausgezeichnete Ausarbeitung des endgültigen Layouts zu ganz besonderem Dank verpflichtet. Auch meiner lieben Frau Hedi Menn möchte ich herzlich danken für ihre Hilfe während der ganzen langen Zeit, welche dieser Bericht in Anspruch nahm.

Christian Menn

Vorwort

Nach 120 Jahren ist ein Rückblick auf die Entwicklung im Beton-Brückenbau bezüglich Bauweise, Zielsetzungen, Konzepten, Baustoffen, Einwirkungen, Berechnung, Bemessung, konstruktiver Durchbildung und Normen interessant und in Bezug auf künftige Tendenzen durchaus aktuell. Im Folgenden werden positive und negative Aspekte gleichermaßen diskutiert. Es gab - wie z. B. die Auswirkung von Zwängungen - schon in den 1930er Jahren wertvolle Erkenntnisse, die jahrzehntelang nicht beachtet wurden, und es gab Baustoffeigenschaften - wie z. B. die Betonporosität - , die lange nicht in ihrer ganzen Bedeutung erkannt und nicht ausreichend erforscht wurden.

Die möglichst genaue Ermittlung der Schnittkräfte und Spannungen stand lange im Vordergrund. Die Spannungen dienten als umfassende Bemessungsgrundlage nicht nur für den Nachweis der Tragsicherheit sondern auch für den Nachweis der Dauerhaftigkeit (z. B. bezüglich Rissen) und der Gebrauchstauglichkeit (z. B. bezüglich Verformungen).

Aus Erfahrungen - Messungen im Labor und an ausgeführten Bauwerken - hat sich dann aber gezeigt, dass nur die Berechnung des Gleichgewichts „absolut zuverlässig“ ist und bleibt. Bei statisch unbestimmten Tragwerken lassen sich bereits die Kräfte nicht mehr genau berechnen, und die Ermittlung der Spannungen ist in der Regel mit grossen Unsicherheiten verbunden.

Die von E. Mörsch anfänglich entwickelte Bemessung beruhte auf einfachen, vernünftigen Fachwerk-Modellen, wobei die Druckkräfte den Betonstäben und die Zugkräfte den Eisenstäben zugewiesen wurden. Später wurde die Bemessung weit über die „Genauigkeit“ der Einwirkungen und der Bauausführung hinaus verfeinert; der normierte Nachweis der Sicherheit vermag aber auch heute trotzdem nicht zu überzeugen. Ein klar definierter Sicherheitsabstand zwischen den nominellen Einwirkungen und der Traglast bei den vorgeschriebenen, normierten Festigkeitswerten wäre jedenfalls (unter Berücksichtigung angemessener Streuungen) wesentlich anschaulicher als eine nicht begründbare Versagenswahrscheinlichkeit.

Das Gleichgewicht war grundsätzlich immer bei der einfachen Mörsch'schen Bemessung und bei späteren, viel komplizierteren Methoden - gewährleistet. Bei der Bemessung traten deshalb sehr wenig Fehler auf.

Viel mehr Mängel und Schäden waren auf die Baustoffqualität und auf die konstruktive Durchbildung zurückzuführen, was aber kein Hinderungsgrund war, den Bereich Berechnung und Bemessung andauernd zu verfeinern.

Kurz nach meiner Wahl an die ETH wies ich 1972 am IVBH-Kongress in Amsterdam darauf hin, dass der Dauerhaftigkeit der Betonbrücken mehr Aufmerksamkeit geschenkt werden müsse, und zeigte ein paar eindruckliche Schadenbilder, worauf mich der damalige Geschäftsführer des Deutschen Betonvereins vehement dafür tadelte, dass ich als Professor

für Massivbau die Bauweise, die ich fördern sollte, verunglimpfe. Ein paar Jahre später wurde dann Dauerhaftigkeit von Betonbrücken zum Dauerbrenner an Symposien und Kongressen.

Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit bilden den Rahmen, in den sich ein Brückenkonzept kompromisslos einfügen muss. Die wissenschaftlichen Grundlagen für die Ermittlung dieses technischen Rahmens sind bei den aktuellen Tragwerkssystemen weitgehend bekannt. Ein gut ausgebildeter junger Ingenieur ist heute durchaus in der Lage, selbständig für jedes Tragwerkskonzept das Detailprojekt zu erarbeiten. Allerdings ist er sich oft nicht bewusst, mit welcher Verantwortung seine Arbeit verbunden ist; die Betreuung durch einen erfahrenen Ingenieur ist deshalb sehr wünschenswert. Innovativ und kreativ ist die Erarbeitung des Detailprojekts aber nicht. Diese Qualitäten liegen im Entwurf, in der Optimierung von Wirtschaftlichkeit und Ästhetik und allenfalls weiteren objektspezifischen Zielsetzungen.

Im vorliegenden Rückblick erläutere ich deshalb die Methoden zur Gewährleistung der normierten technischen Zielsetzungen nicht; ich setze voraus, dass diese im Wesentlichen bekannt sind. Ich möchte hier vor allem erklären, was ich unter Ästhetik im Brückenbau verstehe, nämlich die örtliche und zeitliche Harmonie von Brücke und Umfeld einerseits und die Gestaltung der Brücke durch Visualisierung technischer Effizienz und Detailpflege andererseits. Ästhetik ist somit ein Qualitätsmerkmal, das seinen Preis hat. Die Optimierung von Kosten und ästhetischer Qualität ist selbstverständlich subjektiv; ein Entscheid zwischen Ingenieur und Auftraggeber.

An einigen Beispielen, Beton-Bogenbrücken in der Zeit vor 1950 und Beton-Brücken mit unterschiedlichen Tragsystemen nach 1950 (einer Spannbeton-Balkenbrücke, zwei Bogenbrücken, einer Freivorbaubrücke und einer Schrägkabelbrücke) werden kurz die wichtigsten technischen Daten, das Umfeld und die Besonderheiten der Brücken beschrieben und anschliessend werden positive und negative Aspekte bezüglich Tragsystem, Baustoffen, Berechnung, Bemessung, Konstruktion und Ästhetik der Brücken diskutiert. In der Zeit vor 1950 habe ich bekannte, repräsentative Bogenbrücken ausgewählt, in der Zeit nach 1950 hauptsächlich Brücken, mit denen ich zu tun hatte. Bei dieser Auswahl ging es in keiner Weise um qualitative Kriterien.

Die Foundationen dieser Brücken werden nicht beschrieben. Bei Bogenbrücken handelt es sich meistens um der Stützlinie angepasste Blockfundamente auf Fels, in einigen Fällen auch um mehr oder weniger stark aufgelöste Plattenfundamente auf gut gelagertem Sand-Kies-Material. Bei Hangbrücken wurden meistens Flachfundamente in Schächten erstellt. Die Berechnung erfolgte bis in die frühen 1960er Jahre auf Grund zuverlässiger Bodenpressungen, später mit zwei Nachweisen: einem Tragfähigkeits- und einem Setzungsnachweis. Heute werden in nicht ganz sicherem Baugrund (bezüglich Tragfähigkeit, Setzungen, Grundwasser, Erosion etc.) fast immer Pfahlfundamente erstellt.

In den Schlussbemerkungen wollte ich ein paar aktuelle Trends aufzeigen. In der Ausbildung dominiert zurzeit die Wissenschaft im Ingenieurwesen. Die Wissenschaft ist die absolut unentbehrliche Grundlage des Ingenieurberufs; ohne diesen Rahmen hängen Innovation und Kreativität des Ingenieurs im luftleeren Raum. Aber der Rahmen sollte einfach sein, denn der Ingenieur muss nicht nur wissen, wie sich etwas verhält, er muss vor allem auch Kreativität entfalten. Konzepte dürfen nicht so entstehen, dass der Architekt den Ingenieur fragt, ob die architektonische Idee machbar sei; der Ingenieur muss dem Architekten machbare Ideen in ihrer rohen statischen Form vorlegen, die dieser in Bezug auf Umfeld und Gestaltung verfeinert.

Am Schluss werden in einem kurzen Nachwort an zwei Beispielen eigene und fremde, gute und schlechte Erfahrungen vorgestellt.

Chur, August 2012

Christian Menn

Inhaltsverzeichnis

Generelle Betrachtungen	9
Unterschiede zwischen Brückenbau und Hochbau	9
Zielsetzungen im Brückenbau	9
Tragsicherheit	10
Dauerhaftigkeit	10
Gebrauchstauglichkeit	11
Wirtschaftlichkeit	11
Ästhetik	11
Ästhetik im Brückenbau	12
Balance von Kosten und Ästhetik	14
Die Entwicklung des Brückenkonzepts	15
Wettbewerbe	16
Normen	16
Erste Erfahrungen mit Eisenbeton-Brücken	20
Normierte Bezeichnungen und Festigkeiten der Baustoffe	24
Generelle Hinweise	24
Festigkeiten gemäss Normen, Vorschriften und Verordnungen für Eisenbetonarbeiten	24
Eisenbeton- Bogenbrücken vor 1950	27
Gmündertobel-Brücke bei Teufen, AR, 1908	28
Langwieser-Viadukt der Chur-Arosa-Bahn bei Langwies, GR, 1914	31
Maillart-Brücken	35
Inn-Brücke bei Zuoz, GR, 1901, und Rhein-Brücke bei Tavanasa, GR, 1905	35
Schrärbach-Brücke, Wägital, SZ, 1924	35
Ziggenbach-Brücke, Wägital, SZ, 1924	36
Traubach-Brücke bei Habkern, BE, 1932	36
Schwandbach-Brücke bei Hinterfultigen, BE, 1933	37
Salginatobel-Brücke bei Schiers, GR, 1930	38
Der Pont de Gueuroz bei Martigny VS, 1934	43
Die Fürstenland-Brücke in St. Gallen, 1940	47
SBB Lorraine-Brücke in Bern, 1942	50

Die grossen Entwicklungsschübe im Betonbau Mitte des 20. Jahrhunderts	55
Vorspannung	55
Ermittlung der Traglast	56
Beurteilung der Bewehrungs-Korrosion	58
Betonbrücken nach 1950	62
Weinland-Brücke bei Andelfingen, ZH, 1958	63
Letziwald-Brücke, Avers, GR, 1960	67
Rhein-Brücke Tamins, GR, 1963	70
Felsenau-Brücke bei Bern, 1974	74
Sunniberg-Brücke bei Klosters, GR, 2004	81
Schlussbemerkungen	86
Generelle Folgerungen	86
Entwicklung der technischen Zielsetzungen	92
Entwicklung der kreativen Zielsetzungen; Kosten und Ästhetik	95
Kurzes Nachwort	96
Literaturverzeichnis und Quellenangaben	98
Bilderverzeichnis	100

Generelle Betrachtungen

- Unterschiede zwischen Brückenbau und Hochbau
- Zielsetzungen im Brückenbau
- Ästhetik im Brückenbau
- Balance von Kosten und Ästhetik
- Entwicklung des Brückenkonzepts
- Wettbewerbe
- Normen

Unterschiede zwischen Brückenbau und Hochbau

Brücken sind in erster Linie anspruchsvolle, relativ teure Zweckbauten der Verkehrsinfrastruktur. Sie sind im Gegensatz zu den meist witterungsgeschützten Tragkonstruktionen für Hochbauten frei stehende Tragwerke, die neben den im Hochbau üblichen Lasteinwirkungen schweren, beweglichen Verkehrslasten und insbesondere auch intensiven klimatischen Einwirkungen ausgesetzt sind. Die Verkehrslasten stellen oft besondere Anforderungen an das Ermüdungs- und Schwingungsverhalten, und die klimatischen Einwirkungen müssen immer besonders sorgfältig analysiert werden. Ihre direkten und indirekten Auswirkungen sind für die meisten Schäden an Brücken verantwortlich.

In der Regel befinden sich Brücken an landschaftlich oder städtebaulich exponierten Stellen. Demzufolge haben sie oft einen nachhaltigen Einfluss auf ihr Umfeld und wegen ihrer Grösse und Gestaltung auch eine nicht zu unterschätzende kulturelle Bedeutung.

Zielsetzungen im Brückenbau

Wir sind als Brückeningenieure verpflichtet, im Rahmen der Normen schön, ökonomisch und ökologisch/baustoffsparend zu bauen.

Die wichtigsten Zielsetzungen im Brückenbau lassen sich deshalb neben der Erfüllung der verkehrstechnischen Anforderungen in zwei Kategorien zusammenfassen (Bild 1):

- Objektive, technisch funktionelle, normierte Zielsetzungen:
 - Tragsicherheit
 - Dauerhaftigkeit
 - Gebrauchstauglichkeit

- Subjektive, kreative, nicht normierbare Zielsetzungen:

Wirtschaftlichkeit

Ästhetik

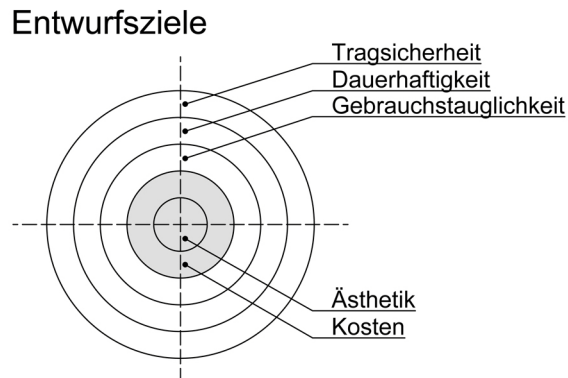


Bild 1 Allgemein gültige Zielsetzung im Brückenbau

Es gibt selbstverständlich noch andere, meistens objektspezifische Zielsetzungen, wie z. B. die Bauzeit oder die Aufrechterhaltung des Verkehrs beim Neu- oder Umbau einer Brücke.

Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit sind ihrer funktionellen Wichtigkeit entsprechend normiert. Sie sind miteinander kompatibel, d. h. dass die Erhöhung der Anforderungen bei einer dieser

Zielsetzungen keine negativen Auswirkungen auf die anderen Ziele hat.

Die vorgeschriebenen, normierten Mindestanforderungen müssen den geltenden Normen entsprechend immer kompromisslos garantiert werden. Höhere Anforderungen können jedoch (z. B. bei der Dauerhaftigkeit im Sinne grösserer Robustheit oder im Blick auf ausserordentlich intensive Einwirkungen) vom Projektverfasser und Auftraggeber speziell vereinbart und festgelegt werden.

Kosten und Ästhetik lassen sich nicht normieren und sind auch nicht unbedingt kompatibel. Sofern die Steigerung der ästhetischen Qualität nicht mit einem wirtschaftlicheren Konzept erreicht werden kann, ist sie fast immer mit zusätzlichen Kosten verbunden.

Tragsicherheit

Die Tragsicherheit ist heute mit dem Kollaps infolge Gleichgewichtsverlusts, dynamischer Instabilität oder anderer Ursachen - z. B. Feuer - klar definiert. Die Normen enthalten die zu beachtenden Vorschriften, die eine ausreichende Tragsicherheit gewährleisten.

Sofern Einwirkungen und Tragwiderstand im Grenzzustand der Tragsicherheit in den Normen nicht genau festgelegt sind, müssen sie im Sicherheitsplan definiert werden.

Dauerhaftigkeit

Die erforderliche Dauerhaftigkeit ist festgelegt mit der bauteilspezifischen, unterhaltsfreien Nutzungsdauer, die für Abdichtungs- und Belagssysteme, Leitungen, Lager und Fugenkonstruktionen, externe Kabel und deren Verankerungen sowie die eigentliche Tragkonstruktion unterschiedlich ist. Wichtig für die Gewährleistung der erforderlichen unterhaltsfreien Nutzungsdauer sind vor allem die Baustoffqualität, die konstruktive Durchbildung und die Sorgfalt bei der Herstellung. Ein Minimum an Kontrolle und lokalem

Unterhalt gehört ebenfalls zu den unentbehrlichen Massnahmen für ausreichende Dauerhaftigkeit.

Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit erfordert bezüglich Nutzerkomfort und visuellem Bauwerkszustand die Gewährleistung folgender Kriterien: Beschränkung der Tragwerksverformungen, Tragwerksschwingungen und Rissbreiten sowie eine wirksame Entwässerung der Fahrbahn und ausreichenden Schutz der Tragwerksteile gegen Regenwasser und vor allem gegen chloridhaltiges Wasser etc.

Wirtschaftlichkeit

Die Kosten einer Brücke sind vor allem abhängig vom Konzept und vom Bauvorgang. Berechnung und Bemessung haben auch einen Einfluss; aber man sollte nicht versuchen, die Kosten durch eine möglichst knappe Bemessung zu reduzieren. Die Kosten umfassen nicht nur die Erstellungskosten, sondern auch Unterhalt, Abbruch und Entsorgung. Da die Lebensdauer einer Brücke aus vielen Gründen, beispielsweise Änderung der Verkehrsführung oder Nutzung, Denkmalschutz etc., nicht vorausgesagt werden kann, sollten die Gesamtkosten für einen Zyklus von ca. 75 Jahren ermittelt werden, der etwa der unterhaltsfreien Nutzungsdauer des Tragwerks entspricht. Nach 75 Jahren muss ohnehin mit einer anders gearteten Verkehrsstruktur gerechnet werden, die unter Umständen wesentliche Verstärkungen, Verbreiterungen oder im Zeitpunkt der Bauwerkserstellung noch unvorhergesehene Massnahmen erfordert.

Ästhetik

Die ästhetische Qualität zählt zu den wichtigsten Bestandteilen der Baukultur. Sie ist aber nicht direkt quantifizierbar. Man kann höchstens aufgrund eines Kostenvergleichs für verschiedene Projektvarianten den finanziellen Wert unterschiedlicher Ästhetik abschätzen. Brückenästhetik besteht einerseits aus der Beziehung zwischen Bauwerk und Umfeld und andererseits aus der Gestaltung der Brücke selbst.

Die Erfüllung der normierten Zielsetzungen - Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit - ist lernbar. Das Rüstzeug wird an den Universitäten oder Hochschulen vermittelt, und ein junger, gewissenhafter Ingenieur ist im Prinzip in der Lage, aus einem Vorprojekt selbständig das Detailprojekt zu erarbeiten. Er braucht dazu weder Erfahrung noch Kreativität oder Phantasie, aber er kennt Berechnungsverfahren und Normen unter Umständen besser als sein erfahrener Vorgesetzter.

Die Erfüllung der nicht normierbaren Zielsetzungen - Kosten und Ästhetik - erfordert einerseits Erfahrung in der Bautechnik und in der Kostenermittlung und andererseits Kreativität und Phantasie bei der Wahl des Tragsystems und dessen Ausgestaltung im Hinblick auf Umfeld, kulturelle Bedeutung, Exposition, Anwohner und Benützer.

Ästhetik im Brückenbau

Brückenästhetik besteht in der Visualisierung einer effizienten Konstruktion, die sich optimal in ihr Umfeld einfügt und sorgfältig elegant gestaltet ist.

Im Prinzip gibt es zwei Arten von Ästhetik. Einerseits die kreative, man-made Ästhetik (Bild 2), die aber nicht unbedingt identisch ist mit Kunst, und andererseits die natürliche Ästhetik (Bild 3), die ohne menschliches Dazutun in der Natur, aber auch in der Physik und Geometrie enthalten ist.

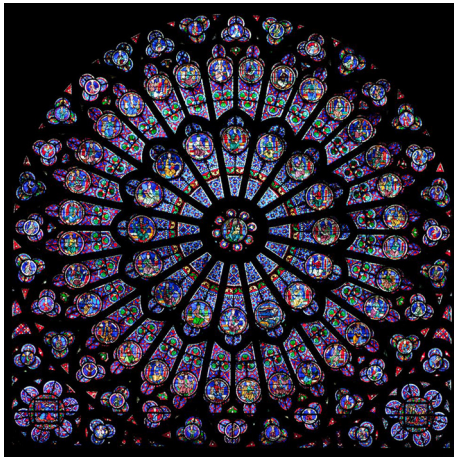


Bild 2 Man-made Ästhetik



Bild 3 Natürliche Ästhetik

Ästhetik ist ein abstrakter Begriff, der zum besseren Verständnis mit konkreten Eigenschaften eines Objekts, wie z. B. Form, Farbe, Glanz, Struktur, Originalität etc., korreliert wird. Der Entwurf genuiner Brücken beruht im Wesentlichen auf naturwissenschaftlichen Grundlagen. Er reflektiert dementsprechend vor allem eine natürliche Ästhetik, die sich am treffendsten mit dem überragenden Begriff des Gleichgewichts verbinden lässt: Im physikalischen Sinn mit Gleichgewicht zwischen Einwirkung und Tragfähigkeit und im metaphorischen Sinn mit Gleichgewicht im Sinne von Ausgewogenheit und Harmonie zwischen Bauwerk und Umfeld sowie zwischen den verschiedenen Bauwerksteilen und Bauwerkskomponenten.

Das Gleichgewicht zwischen Brücke und Umfeld - die optimale Einfügung der Brücke in ihr weiteres Umfeld - wird vor allem durch zeitliche und räumliche Aspekte sowie die mehr oder weniger starke Betonung der Zeichenhaftigkeit des Erscheinungsbildes visualisiert. Die zeitlichen Aspekte umfassen Geschichte und Tradition des lokalen Brückenbaus und das aktuelle Niveau der lokalen Baukultur und Brückenbautechnik. Die räumlichen Aspekte bestehen aus Charakter und Massstab der weiträumigen, authentischen oder städtebaulichen Landschaft, der Exposition der Brücke und deren Bedeutung als mögliches Wahrzeichen. Die Einfügung der Brücke in ihr unmittelbares, lokales Umfeld erfordert die optimale Berücksichtigung von Topographie und Geologie, Baugrundeigenschaften, örtlicher Bausubstanz, vorhandener Verkehrssituation, Lichtraumprofilen, Gewässercharakteristik, Gewässerverlauf etc.

Bezüglich Tragwerksästhetik ist die wichtigste Voraussetzung für Ausgewogenheit und Harmonie eine klar organisierte, aus dem Konstruktionskonzept abgeleitete, räumliche Struktur, die nicht zweidimensional (auf einem Blatt Papier) zu entwickeln ist. Grundsätzlich sollte ein schlankes, transparentes, elegantes Tragwerk angestrebt werden, das sich durch technische Effizienz auszeichnet. Daneben sind folgende Aspekte zu beachten: Ganzheitlichkeit des Tragsystems (d. h. Zusammenwirken möglichst vieler Tragwerksteile), Einheitlichkeit der Tragwerksstruktur (d. h. durchgehend Stab- oder Flächentragwerk sowie formal ähnliche Querschnittsformen). Visualisierung des Kraftflusses durch sorgfältige, der Beanspruchung entsprechende Variation der Querschnittsabmessungen und Betonung der räumlichen Tragwerksstabilität.

Die Ornamentik sollte sich auf ein Minimum beschränken. Wünschenswert sind aber sehr oft Profilierungen bei relativ grossen Flächen und konstruktiv sorgfältig aufgebaute Regelflächen mit Stäben oder Kabeln. Bei Kabeln ist unbedingt zu beachten, dass verwirrlige Überschneidungen vermieden werden.

Insgesamt sollte die Ästhetik einer Brücke an einem Modell oder mit einer Computervisualisierung überprüft werden. Modelle sind dreidimensional. Die räumliche Wirkung kommt damit gut zur Geltung; aber die Modelle sind meistens zu klein und werden oft aus einer Perspektive betrachtet und fotografiert, die nicht real ist. Besonders wenn Brücke und Umfeld weiss gestrichen sind (was bei Architekturmodellen üblich ist), gehen Kontraste verloren, und Fotografien sind dann kaum mehr brauchbar.

Computervisualisierungen mit der Brücke in der realen Landschaft sind in der Regel wesentlich aufschlussreicher als Modelle. Der einzige Nachteil besteht darin, dass die Dreidimensionalität nicht befriedigend zur Geltung kommt.

Im Tätigkeitsbereich der Ingenieure und Architekten zwischen den Polen Naturwissenschaft, die keine subjektive Kreativität zulässt, und Kunst, die vor allem auf Kreativität beruht, steht die Architektur näher bei der Kunst und das Ingenieurwesen näher bei der Naturwissenschaft. Dementsprechend bevorzugen Architekten eher die kreativ dekorative und Ingenieure eher die natürliche, konstruktive Ästhetik. Das kann zu Missverständnissen zwischen Architekten und Ingenieuren führen. Mit den immer umfangreicheren Normen, Richtlinien, technischen Vorschriften, Nachweisen und Kontrollen hat sich das Ingenieurwesen in jüngster Zeit zunehmend zur Naturwissenschaft verschoben, und die Architektur hat sich mit dem Streben nach Originalität und Kreativität selbst bei der Lösung aktueller bauphysikalischer Probleme der Kunst angenähert. Dieses Phänomen schadet dem gegenseitigen Verständnis der beiden Berufe, die früher zusammen gehörten. Viele Ingenieure sind heute durchaus bereit, den Architekten die konzeptionelle Gestaltung der Brücken zu überlassen, und die Architekten erwarten von den Ingenieuren, dass sie mit den heute zur Verfügung stehenden Mitteln auch skurrile, absolut dekonstruktiv gestaltete Tragwerke „gesund“ rechnen können.

Es wäre viel fruchtbarer, wenn Ingenieure und Architekten wieder aufeinander zuzugingen, wenn bei den Ingenieuren das Verständnis für die Architektur und bei den Architekten das Verständnis für die Konstruktion gefördert würde. Grundsätzlich sollte der Ingenieur mit seiner Übersicht über die konstruktiven Möglichkeiten mit dem Architekten als Berater das Konzept entwickeln, und bei fortschreitendem Entwurf kann der Architekt die Verfeinerung des rohen Konzepts leitend übernehmen und der Ingenieur sollte dabei beratend mitwirken.

Balance von Kosten und Ästhetik

Ein gutes Brückenkonzept soll im Rahmen der imperativen, normierten Anforderungen ein überzeugendes Kosten - Ästhetik - Gleichgewicht aufweisen.

Bei der Balance der Entwurfsziele - Kosten und Ästhetik - spielt die konstruktive Kreativität - von der Wahl des Tragsystems über die Gestaltung des Tragwerks bis zur Verfeinerung der Details - die dominierende Rolle. Ein wichtiger Aspekt bei der Beurteilung eines Konzepts ist diesbezüglich der zusätzlich für die ästhetische Qualität erforderliche Kostenaufwand gegenüber der einfachsten, wirtschaftlichsten Lösung, der etwa folgende Grenzwerte nicht überschreiten sollte: Bei Grossbrücken ca. 5 %, bei mittleren Brücken (Länge weniger als 500 m, mittlere Spannweite etwa 100 m) ca. 15 % und bei kleinen Brücken (Länge unter 100 m, mittlere Spannweite etwa 50 m) ca. 25 %. Bei Fussgängerbrücken sind je nach erwünschtem Brückenerlebnis auch grössere zusätzliche Kosten vertretbar. Begründen lassen sich die erwähnten, von der Brückengrösse abhängigen Abstufungen damit, dass die Kosten der Haupttragelemente, die wenig Einfluss auf die Ästhetik haben, mit zunehmender Brückengrösse stark ansteigen und Grossbrücken allein schon mit ihren Abmessungen eindrucklich wirken.

In einem Kosten-Ästhetik-Koordinaten-System lassen sich alle Brücken schematisch/fiktiv in ein von den Punkten A - B - C - D aufgespanntes Rechteck einordnen (Bild 4).

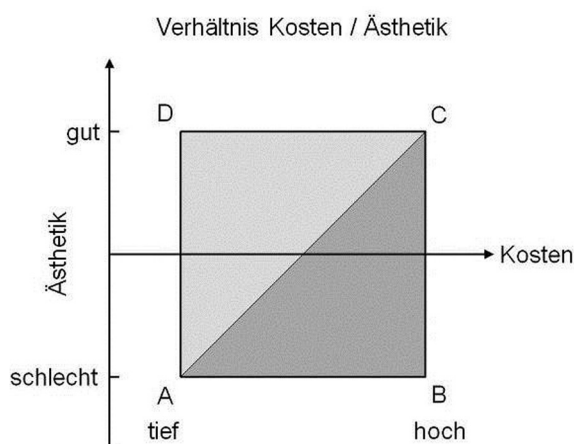


Bild 4 Positionierung der Brücken in einem schematisch/fiktiven Kosten-Ästhetik-Diagramm

A wirtschaftlich, aber ästhetisch schlecht

B teuer und ästhetisch schlecht

C teuer, aber ästhetisch gut

D wirtschaftlich und ästhetisch gut

A, C und D sind je nach Exposition und Grösse der Brücke akzeptabel; d. h. dass Positionen über der Diagonalen A - C möglich, unter der Diagonalen A - C jedoch abzulehnen sind.

Die Entwicklung des Brückenkonzepts

Ein Brückenkonzept soll den aktuellen und lokalen State of the Art des konstruktiven Ingenieurbaus reflektieren. Es soll effizient, einfach und klar sein. Die verwendeten Baustoffe sollen dem System entsprechen und ökonomisch, funktionell und synergetisch verwendet werden. Pleonasmus ist unnötig. Das Konzept ist erst dann gut, wenn man nichts mehr hinzufügen muss und nichts mehr wegnehmen kann.

Sofern man davon ausgeht, dass Brücken bei ihrer Nähe zur Naturwissenschaft eine natürliche, mit Gleichgewicht korrelierte Ästhetik aufweisen sollen, besteht kein Grund, den Entwurf mit künstlerischen Elementen anzureichern; schon gar nicht, wenn diese zur Hauptsache aus einem skurrilen Tragsystem, tragwerksfremden Dekorationen, teuren Baustoffen oder Millimeter-Toleranzen bestehen und damit in den Bereich unter die oben erwähnte Diagonale A - C führen. Innovation und Originalität sind jedenfalls nur dann echte, wertvolle Qualitätsmerkmale, wenn sie nachhaltig sind, d. h. in ähnlicher Form kopiert und verbreitet werden. Andernfalls handelt es sich dabei nur um teure Originalitätssucht, PR-Aktivitäten und eitle Selbstdarstellung.

Eine pragmatische Entwurfsentwicklung besteht darin, dass in einem ersten Schritt ein Tragsystem gewählt wird, das sich einwandfrei in das nähere und weitere Umfeld einfügen lässt und aufgrund erster Abschätzungen ein hohes Potenzial bezüglich Wirtschaftlichkeit und Ästhetik aufweist.

Im zweiten Schritt muss untersucht werden, ob die Zusatzkosten im Vergleich zur Minimallösung unter dem zulässigen Grenzwert liegen, da sonst das Konzept verworfen werden sollte.

Im dritten Schritt erfolgt mit der Ermittlung der optimalen Strukturabmessungen die Weiterbearbeitung des Tragsystems zum Tragwerk.

Im vierten Schritt werden sodann die Querschnittsabmessungen, soweit es die Kosten zulassen, dem Kräftefluss entsprechend variiert und die konstruktiven Details sorgfältig verfeinert.

Die Visualisierung und Beurteilung der mit Gleichgewicht, d. h. mit Ausgewogenheit und Harmonie korrelierten natürlichen Brückenästhetik ist nicht einfach Geschmackssache, sie erfordert zwar ein gewisses Formgefühl, lässt sich aber wenigstens in Bezug auf grobe Mängel mit Modellen und Computerbildern analysieren. Man kann jedenfalls - auch ohne viel Formgefühl - durchaus unterscheiden zwischen leichter Eleganz und klobiger Plumpheit, zwischen funktional geeigneten und ungeeigneten Baustoffen, zwischen effizienten und ineffizienten Tragsystemen, zwischen erforderlichen und überflüssigen Tragwerkselementen, zwischen Konstruktion und Dekoration und zwischen konzeptionellen Ansätzen, die sich wohl im Hochbau, aber nicht im Brückenbau eignen. Entwerfer sollten es auch vermeiden, auf weithergeholte Vergleiche (das oder jenes sieht aus wie ...) hinzuweisen. Brücken sollten

abgesehen von kleinen, nostalgischen Stegen (auch mit ihrem Aussehen) natürliche, mathematisch physikalische Schönheit im Rahmen des aktuellen State of the Art reflektieren. Der Brückenbau ist nicht eine Kunst im engen, wörtlichen Sinn. Ästhetisch missratene Brücken als Folge visueller Unverträglichkeit mit ihrem Umfeld, schlechter Gestaltung, ungeeignetem Tragsystem oder unzweckmässigen Baustoffen sollten nicht mit „moderner Kunst im Brückenbau“ schöngeredet werden. Echter Brückenbau folgt nicht architektonischen Trends und Modeströmungen.

Wettbewerbe

Wettbewerbe sollten keine Lotterien sein.

Die Jurymitglieder müssen unbedingt über eine hohe fachliche Kompetenz verfügen.

Es gibt unzählige Arten von Brückenwettbewerben. Fast alle stellen hohe Anforderungen an den Umfang der funktionellen Nachweise und sind deshalb sowohl für die Wettbewerbsteilnehmer wie auch für den Wettbewerbsveranstalter sehr zeitaufwendig und teuer. Mit einer einfachen, offenen Präqualifikation mit Konzeptskizze und der Auswahl von 3 bis höchstens 5 Wettbewerbsteilnehmern liessen sich sehr viel Zeit und Kosten sparen. Übliche Präqualifikationen mit Referenzen über ausgeführte Brücken sind kaum mehr als bürokratischer Leerlauf. Denn die Brückeningenieure der Verwaltung kennen die etablierten Ingenieurbüros, die Darstellung einer Konzeptskizze ist viel wichtiger und aufschlussreicher als die Auflistung ausgeführter Bauwerke und nicht zuletzt erhalten junge Ingenieure mit einer guten Idee die Chance, an einem Brückenwettbewerb teilzunehmen. Erfahrene Brückeningenieure können aufgrund von massstäblichen und im Umfang klar auf ein Minimum beschränkten Skizzen für Längsschnitt, Grundriss und Querschnitt ohne weiteres die Qualität und Machbarkeit der Projekte beurteilen.

In einem Wettbewerb muss die Machbarkeit der vorgeschlagenen Lösung einwandfrei nachgewiesen werden. Bei speziellen Bedingungen muss darauf hingewiesen werden, ob sie verlangt oder erwünscht sind, und dementsprechend ist die vorgeschlagene Lösung auch zu beurteilen. Und schliesslich sollte auf einer egalitären Kostenbasis der ästhetische Wert der Projekte bezüglich Gestaltung und Konzept im weiträumigen und lokalen Umfeld ermittelt werden.

Normen

Die Tragwerksnormen regeln hauptsächlich die drei Bereiche Einwirkungen, Baustoffe und Anforderungen an das Tragwerksverhalten. Diese drei Bereiche sind durch Berechnung und Konstruktion miteinander verknüpft. Einwirkungen und Anforderungen werden in Normenkommissionen festgelegt und sind deshalb bis zu einem gewissen Grad subjektiv. Die Genauigkeit und Ausführlichkeit der Berechnungen sollten deshalb in einem vernünftigen Verhältnis, d. h. im Gleichgewicht zu den von den Normenkommissionen erarbeiteten

Vorschriften sein, die da und dort nicht zu unterschätzende Unsicherheiten aufweisen. Es ist viel wichtiger, Mängel in der konstruktiven Durchbildung zu vermeiden, als jenseits eines vernünftigen Verhältnisses zwischen Genauigkeit der Berechnung einerseits und Zuverlässigkeit der normierten Einwirkungen andererseits eine sinnlose Geschäftigkeit zu entfalten. (American saying: „It's better to be roughly right, than exactly wrong.“ - oder sinngemäss auf Deutsch nach P. Lardy, ironisch: „Auch wenn Annahmen grosse Streuungen aufweisen, fängt einmal die Genauigkeit an.“)

Die Tragwerksnormen wurden in den letzten Jahrzehnten aufgrund der intensiven Forschungstätigkeit massiv ausgebaut und so weit wie möglich international koordiniert. Früher gab es nur nationale Normen mit einfachen Einwirkungsmodellen, generellen Baustoffvorschriften und vorgeschriebenen zulässigen Spannungen. Spezielle Einwirkungen wie z. B. Erdbeben, Feuer, Schwingungen etc. wurden - wenn überhaupt - nur generell erwähnt, und die entsprechende Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sollten unter Berücksichtigung der Baustoffqualitäten mit spezifischen zulässigen Spannungen gewährleistet werden.

Heute sind die Normen viel differenzierter. Die wichtigste Neuerung besteht darin, dass für alle möglichen Einwirkungen die entsprechend normierten oder entsprechend vereinbarten Anforderungen an das Tragwerksverhalten garantiert werden müssen; z. B.:

- Tragsicherheit und Redundanz beim Kollaps des Tragwerks oder Teilen davon infolge
 - statischer Lasteinwirkung
 - Erdbeben
 - Ermüdung
 - dynamischer Einwirkungen aus Verkehr, Wind etc.
 - Feuer und Explosionen
 - Hochwasser
 - Baugrundbewegungen
 - Anprall
 - wahrscheinlich künftig auch Vandalismus und Terrorismus
- Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei
 - normierter Nutzung
 - klimatischen Einwirkungen
 - chemischen Einwirkungen.

Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgt bei statischer Lasteinwirkung, Erdbeben und Anprall unter Berücksichtigung des plastischen Baustoffverhaltens. Der Nachweis der Tragsicherheit bei Ermüdung und der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfolgen generell für elastisches Tragwerksverhalten.

Die Tragwerksnormen wurden sorgfältig, dem aktuellen State of the Art entsprechend erarbeitet. Sie bilden die Grundlage für ein normiertes oder vereinbartes Verhalten bei den weitaus meisten praktischen Fällen. Spezialfälle, die nicht normiert sind, sollten deshalb im Sinne der geltenden Normen untersucht werden. Jedenfalls sollte man bei der Einwirkung von der oberen „sicheren Seite“ und beim Widerstand von der unteren „sicheren Seite“ ausgehen. Die normierten Zielsetzungen müssen kompromisslos auf der Grundlage der in Kraft stehenden Normen gewährleistet werden.

Trotzdem weisen die Tragwerksnormen in der Praxis gerade beim wichtigsten Nachweis, der Tragsicherheit, einige Mängel auf. Zurzeit berücksichtigt der Nachweis der Tragsicherheit mit mehr oder weniger willkürlich festgelegten Teilsicherheitsfaktoren einerseits Streuungen bei den Einwirkungen und andererseits Streuungen bei den Baustofffestigkeiten und den jeweiligen Widerstandsmodellen. Alterungsbedingte Widerstandsverluste (z. B. infolge Frost- und Tausalzschäden am Beton oder infolge Stahl-Korrosion) sowie in der Praxis tolerierte Planungs- oder Ausführungsfehler (keine groben Fehler) werden (auf der Stufe „Projektierung“) im Tragsicherheitsnachweis nicht berücksichtigt. Bei der Kontrolle einer Berechnung werden je nach Tragwerkskomponente in der Regel Differenzen von 5 bis 10 % zwischen Projektverfasser und Prüfeningenieur toleriert, sofern es sich nicht um klare Gleichgewichtskontrollen handelt, und bei grossen Kabelbrücken müssen noch viel grössere Unsicherheiten bezüglich Brücken- und Kabelschwingungen infolge Wind, Regen, Schnee in Kauf genommen werden. Nur schon im Blick auf diese Ungereimtheiten könnte in den Normen auf viele unnötige Komplikationen (wie z. B. unterschiedliche Teilsicherheitsfaktoren für Eigenlast und Verkehrslast und unterschiedliche Laststellungen für statische Sicherheit und Ermüdungssicherheit) verzichtet werden. Auf die Tragwerkskosten haben diese völlig überflüssigen, nur die Arbeit des Konstrukteurs belastenden Vorschriften im Vergleich zu Konzeption und Konstruktion ohnehin keinen Einfluss.

Völlig unverständlich ist die z. T. immer noch praktizierte Definition einer akzeptablen Versagenswahrscheinlichkeit auf Grund der oben erwähnten Streuungen von Einwirkungen und Widerstand. Viel wahrscheinlicher ist wohl, dass die Teilsicherheitsfaktoren und die entsprechende Versagenswahrscheinlichkeit so kalibriert wurden, dass sich die gleiche Traglast ergab wie bei einfachen, mit zulässigen Spannungen bemessenen Tragelementen.

Es wäre für den praktizierenden Konstrukteur überhaupt viel anschaulicher, wenn man von einem (selbstverständlich mit gewissen Streuungen behafteten) Sicherheitsabstand zwischen den nominalen Einwirkungen und den entsprechenden Einwirkungen beim Erreichen der effektiv vorhandenen Traglast (Widerstand aus vorliegenden Daten) ausginge. Man könnte sogar daran denken, nach der Projektprüfung (im Blick auf Ingenieurfehler) und nach der Fertigstellung des Bauwerks (im Blick auf Ausführungsmängel) den Sicherheitsabstand jeweils etwas zu reduzieren. Das wäre ein klares, einheitliches und übersichtliches Vorgehen

für den Nachweis und die Überprüfung der Tragsicherheit eines Bauwerks. Es könnte bei der Planung, für die Bauzustände und während der ganzen Betriebsdauer angewendet werden, und für Bauzustände und spätere Überprüfungen könnte die Norm einen untersten Grenzwert für den Sicherheitsabstand festlegen.

Es wäre m. E. einfacher und vernünftiger gewesen, die Ende der 1980er Jahre gültigen Normen in diesem Sinne zu vereinfachen, ein paar erforderliche Ergänzungen einzubauen und das grundsätzliche Vorgehen in nicht normierten Fällen darzustellen als umfangreiche, neue, den ausufernden EU-Normen angepasste SIA-Normen zu erarbeiten. In der Schweiz hätte dies die Arbeit der Ingenieure wesentlich erleichtert, und bei Arbeiten im Ausland werden ohnehin nur EU oder US Normen anerkannt; bestimmt nicht SIA Normen.

Bei der Überprüfung bestehender Brücken sollte man zuerst die Planungsphilosophie und die Bauwerksgeschichte studieren. Deshalb ist es am einfachsten und effizientesten, zuerst das Projekt bezüglich Berechnung und Konstruktion und erst nachher in Bezug auf Ausführungsmängel und Widerstandsverluste zu kontrollieren. Die vorgängige Überprüfung des Projektes erleichtert die aufwendige Feldarbeit beträchtlich, weil sie bereits Hinweise gibt, wo wahrscheinlich Schwachstellen zu erwarten sind und ob Mängel auf die Planung oder Ausführung zurückzuführen sind.

Die Überprüfung bei den "Meilensteinen" Bauprojekt, Ausführungsprojekt, Herstellung, Gerüstabsenkung, Inbetriebnahme und n-Jahre in Betrieb liefert Daten, die initiale Unsicherheiten reduzieren oder ganz ausschliessen und deshalb eine gewisse Änderung des initialen Sicherheitsabstandes rechtfertigen. Der Sicherheitsabstand darf jedoch einen bestimmten Mindestwert nicht unterschreiten.

Normen sind keine Gesetze. Abweichungen sind im Blick auf den Fortschritt gestattet; aber der projektierende Ingenieur muss sich bewusst sein, dass er für Mängel, die aus diesen Abweichungen entstehen, die volle Verantwortung übernehmen muss.

Erste Erfahrungen mit Eisenbeton-Brücken

Vor der politischen, technischen und industriellen Revolution in der Wende vom 18. zum 19. Jahrhundert bestanden die wichtigsten Baustoffe im Brückenbau aus Holz, Natur- und Ziegelstein. Später im 19. Jh. wurden Brücken mit mittleren und grossen Spannweiten fast immer in Eisen hergestellt. Erst gegen Ende des 19. Jh. entstanden die ersten Bauwerke in Eisenbeton. Dann breitete sich die neue Bauweise aber sehr rasch aus.

Eisenbeton ist, im Gegensatz zu den stabförmigen Baustoffen Holz und Eisen, ein leicht formbarer, flächiger Baustoff. Von den grossen Konstrukteuren haben z. B. Hennebique und Maillart Eisenbetontragwerke vorzugsweise mit Flächenelementen wie Platten, Faltwerken, Kasten und Schalen erstellt, währendem z. B. Mörsch und Sarrasin vor allem Stabelemente verwendeten. Im Laufe der Jahrzehnte hat sich gezeigt, dass der Brückenbau mit

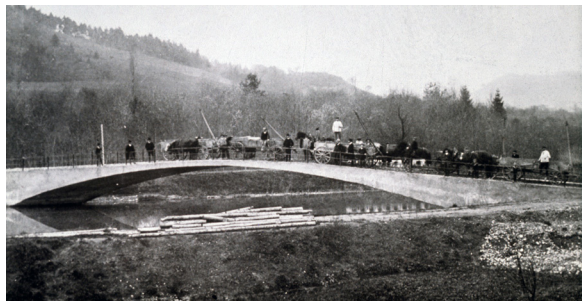


Bild 5 Kanal-Brücke Wildegg AG



Bild 6 Inn-Brücke bei Zuoz



Bild 7 Risorgimento-Brücke in Rom

Flächenelementen effizienter und dauerhafter ist, als mit Stabelementen. Oft wurden später sogar bei vorfabrizierten Brücken Kasten-elemente verwendet.

Die ersten, kleinen Betonbrücken mit Spannweiten von wenigen Metern wurden in den 70er/80er Jahren des 19. Jahrhunderts gebaut, zu einer Zeit als grosse und grossartige Eisenbrücken schon seit Jahrzehnten in Betrieb waren. Die erste Betonbrücke in der Schweiz wurde 1891 erstellt; mit dem neuen Baustoff bereits ein beachtenswertes, kühnes Bauwerk über einen Fabrikkanal in Wildegg, AG (Bild 5). Der 37 m weit gespannte Bogen war im Scheitel nur 20 cm dick und extrem flach. Seitlich aufgesetzte Stützwände, die für die Fahrbahn mit Kies hinterfüllt wurden, dienten zur Bogenversteifung [1]. Maillart baute 1901 über den Inn bei Zuoz, GR, die erste 38.2 m weit gespannte Bogenbrücke mit einem Kastenquerschnitt (Bild 6) [2] und 1911 erreichte Hennebique bei der Risorgimento-Brücke in Rom mit dem gleichen konstruktiven Konzept eine Spannweite von 100 m (Bild 7) [3].

Sowohl Maillarts Dreigelenkbogen (z. B. die Thur-Brücke Felsegg, SG, Bild 8) wie auch seine vielen Stabbogen, (z. B. Landquart-Brücke in Klosters, GR, Bild 9) bestanden später immer aus Flächenelementen; nur bei der Aare-Brücke bei Aarburg, AG, 1912, die in ästhetischer Hinsicht nicht überzeugt, bestehen Stützen und Überbau aus Stabelementen (Bild 10). Maillarts Pilzdecken sind ebenfalls typisch für die dem Baustoff Eisenbeton optimal entsprechende Anwendung. Das Lagerhaus in Chiasso ist dagegen mit den vielen Stäben eine aufwendige, nicht ganz ernst gemeinte statische Spielerei (Bild 11).

Die 1908 von Prof. Emil Mörsch erbaute Gmündertobel-Brücke bei Teufen AR (Bild 12) und seine Lehrtätigkeit an der ETH stärkten vermutlich das Vertrauen in die Eisenbetonbauweise, verhalfen ihr beim Bau beachtlicher Bogenbrücken zum Durchbruch und verdrängten die bisher bei Talübergängen dominierenden Eisenbrücken. Die grösste und markanteste Schweizer Eisenbeton-Bogenbrücke in der ersten Hälfte des 20. Jh. ist die SBB Lorraine-Brücke über die Aare bei Bern (Bild 13).

An den meisten der zahlreichen in der Schweiz damals gebauten Eisenbetonbrücken führte die Eidgenössische Materialprüfungsanstalt EMPA unter der Leitung von Prof. Dr. Mirko Roš Belastungsproben durch. Im EMPA-Bericht Nr. 99 „Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz“, Beilage zum XXVI. Jahresbericht des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten, 1937, sind die Auswertungen dieser Belastungsproben beschrieben [4].

Die erwähnten „Erfahrungen“ umfassen im Mittel etwa eine Zeitspanne von 10 Jahren, eine relativ kurze Zeit im Blick auf die erwartete Dauerhaftigkeit der untersuchten Brücken. Verschiedene, aus der kurzen Erfahrungszeit abgeleitete „Statements“ sind deshalb aus heutiger Sicht nicht gerade sehr vorsichtig. Andererseits enthält die Einleitung zum Bericht aber auch einige wertvolle, bemessungstechnische Hinweise.

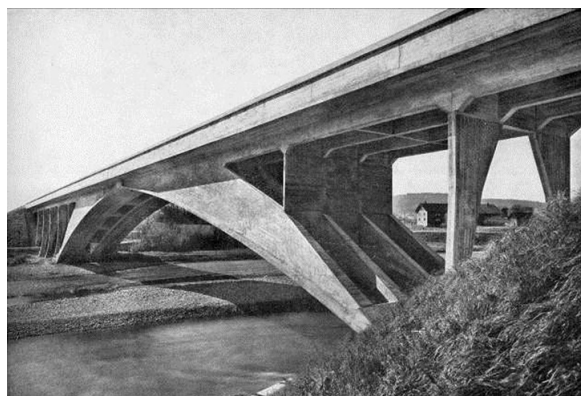


Bild 8 Thurbrücke bei Felsegg SG



Bild 9 Landquart-Brücke der RhB in Klosters

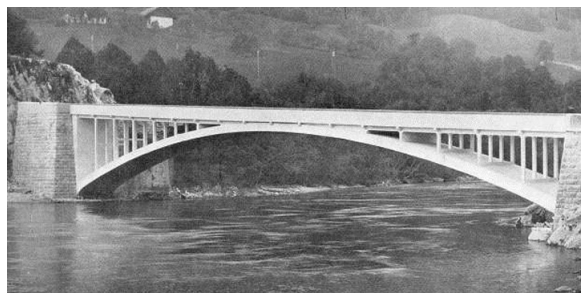


Bild 10 Aarebrücke bei Aarburg

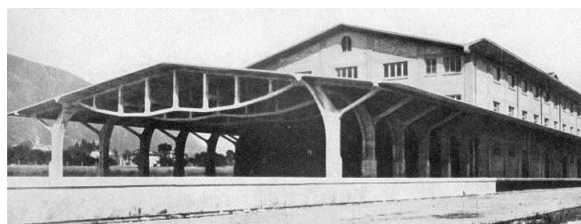


Bild 11 Magazzini Generali in Chiasso

Zu den Auswirkungen von Schwinden und Kriechen auf das Tragwerksverhalten schreibt Roš z. B.: „Schwinden und Kriechen sind keine äusseren Kräfte, sie wirken sich nur spannungserzeugend aus“ und „... dass den durch das Schwinden und die Temperaturschwankungen wachgerufenen Spannungen grundsätzlich nicht die gleiche Bedeutung und Tragweite für den Sicherheitsgrad beigemessen werden darf wie der Auswirkung der äusseren Kräfte - Eigengewicht und Verkehrslast -, weil sie sich gegen den Bruchzustand hin vermindern, auflösen und gänzlich verschwinden können“ [4.1]. Diese wichtige Unterscheidung zwischen äusseren Kräften und Zwängungen blieb lange unbeachtet. Noch in der Betonnorm SIA 162, Ausgabe 1968 werden Haupt- und Zusatzlasten unterschieden, wobei zu letzteren neben Windlasten, Brems- und Anfahrkräften bei statisch unbestimmten Systemen auch die Zwängungen aus Temperaturänderungen, Schwinden des Betons, Auflager-senkungen etc. gezählt werden.

Hätte man die Ausführungen von M. Roš in den Beton-Normen, Ausgaben 1956 und später, konsequent beachtet, hätten sich im Brücken- und Hochbau unzählige, unterhaltsanfällige und die Systemtragfähigkeit reduzierende Dilatationsfugen vermeiden lassen.

Ein anderer, wertvoller Hinweis in der Einleitung zum EMPA-Bericht Nr. 99 [4.2] ist die effektive Tragsicherheit ν_r bei der in den Normen vorgeschriebenen Bemessung mit zulässigen Spannungen; z. B.: $\nu_{rmin} = 1.8$ bei Biegung normal bewehrter Träger. Es ist ganz klar, dass sich die in den späten 60er Jahren propagierte, erforderliche, auf „einer akzeptablen Versagenswahrscheinlichkeit“ beruhende Tragsicherheit ganz einfach nach der erfahrungsgestützten Bemessung mit zulässigen Spannungen richtete.

Auf der anderen Seite ist es aus heutiger Sicht nicht leicht verständlich wie optimistisch Roš



Bild 12 Gmündertobel-Brücke bei Teufen, AR



Bild 13 SBB Lorraine-Brücke in Bern

das Kerngebiet der EMPA, die Anforderungen an die Baustoffe, die notwendigen Massnahmen zur entsprechenden Baustoffherstellung und den Nachweis der geforderten Qualität behandelte. So schreibt er in der Einleitung seines für praktizierende Ingenieure äusserst wichtigen Berichtes [4.3]: „Die Erfahrung lehrt, dass Beton- und Eisenbeton, nach den Regeln der Baukunst (juristisch: Baukunde) erstellt, sich in jeder Beziehung bewährt haben“. Und an anderer Stelle schreibt Roš im gleichen Bericht [4.4]: „Sachgemässe und sorgfältig erstellte Eisenbetontragwerke unterliegen im Laufe der Zeit, selbst unter der Einwirkung sehr ungünstiger Wärme- und Witterungseinflüsse (... andau-

ernd starker Frost) keinen schädlichen Folgen. Der Beton erweist sich als frostbeständig und wetterfest, seine Festigkeitszunahme mit zunehmendem Alter vollzieht sich normal, einem Endwert zustrebend“. Und zusammenfassend: „... sachgemäss durchgebildete und sorgfältig ausgeführte Eisenbeton-Tragwerke bedürfen praktisch keines Unterhalts“ [4.5].

Massgebend für den Stand der Baukunde war damals für die meisten Brücken die Verordnung betreffend Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten vom November 1915, die bezüglich Beton allerdings kaum mehr als Vorschriften für die Zusammensetzung des Kiessandgemisches und die Festigkeitsprüfung enthält.

Auch 20 Jahre später enthielt die SIA Norm Ausgabe 1935 bezüglich Dauerhaftigkeit des Betons nur den Hinweis, dass zur Erhöhung des Widerstands gegen Verwitterung besondere Untersuchungen über die petrographische Beschaffenheit des Kiessandgemisches durchzuführen seien. Dieser Hinweis wurde auch in die SIA Beton-Norm 1956 übernommen, und in der Ausgabe 1968 wurde in einer Richtlinie betreffend Baustoffprüfung die Prüfung der geforderten Betonqualität, insbesondere auch seiner Frostbeständigkeit beschrieben.

Erst in der Norm SIA 162 Ausgabe 1989 sind die Bezeichnung, die Anforderungen und die Prüfung der Baustoffe im Blick auf eine hohe Dauerhaftigkeit der Betonbauweise klar und übersichtlich geregelt. Und weil gewisse Einwirkungen besonders gefährlich sind (z. B. Tausalze) ist es meistens viel besser, solche Einwirkungen mit konstruktiven oder speziellen Schutzmassnahmen zu verhindern, als ihnen unmittelbar den Betonwiderstand entgegenszustellen.

Die zu optimistische Beurteilung der Dauerhaftigkeit der Eisenbetonbauweise durch M. Roš im EMPA-Bericht Nr. 99 [4] und die daraus abgeleitete, stiefmütterliche Behandlung der Baustoffe in den Normen führte im Beton-Brückenbau zu zahlreichen Rückschlägen. Frostschäden, reduzierte Alkalität des karbonatisierten Deckbetons und gefährliche Lochfrasskorrosion bei chloridverseuchtem Beton waren nämlich schon lange bekannt.

Beton ist ein einfacher, Qualitätsbeton jedoch ein sehr komplexer Baustoff. Er ist von vielen Parametern abhängig, die in einem relativ kleinen Toleranzbereich liegen müssen. Es handelt sich dabei um die Petrographie der Zuschlagstoffe, deren Sauberkeit und Lagerung, den vorgeschriebenen Zement- und Mehlkorngelalt, die Siebkurve der Zuschlagstoffe, die Zusatzmittel, das Anmachwasser, den W/Z -Wert, die Mischdauer, den Transport des Frischbetons auf die Baustelle und dessen Einbringen und Verdichten, die Überprüfung des Luft- und Kapillarporengehalts des jungen Betons und schliesslich dessen Schutz und Nachbehandlung.

Normierte Bezeichnungen und Festigkeiten der Baustoffe

- Generelle Hinweise
- Festigkeiten gemäss Normen, Vorschriften und Verordnungen für Eisenbetonarbeiten. Aus SIA Sammelband, Tragwerksnormen (SIA SBT) 1892 - 1956 [5] sowie Normen SIA 162 Ausgaben 1968 und 1989

Generelle Hinweise

Dimension für Spannungen:

bis und mit Norm SIA 162 (1968) in kg/cm^2 (kg = Masseinheit für Kraft und Gewicht)
ab Norm SIA 162 (1989) in N/mm^2

$$1 \text{ N} = 1 \text{ kg m/s}^2 \text{ (kg = Masseinheit für Masse)}$$

$$1 \text{ kg (frühere Masseinheit für Gewicht)} = 1 \text{ kg (Masse)} \times g \approx 1 \text{ kg (Masse)} \times 10 \text{ m/s}^2 = 10 \text{ N}$$

Im Folgenden werden Spannungen bzw. Festigkeiten bei allen Normen in N/mm^2 angegeben.

Festigkeiten gemäss Normen, Vorschriften und Verordnungen für Eisenbetonarbeiten

- Provisorische Normen für Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armiertem Beton; **Ausgabe 1903** (SBT, S. 77)
 - Beton: Keine spezielle Bezeichnung
Zementgehalt min. 300 kg/m^3 fertigen Beton
Druckfestigkeit min. $f_{cw28} \rightarrow 16 \text{ N/mm}^2$
 - Eisen: Flusseisen, Zugfestigkeit $f_{st} \rightarrow 360 \text{ N/mm}^2$
- Vorschriften über armierten Beton; **Ausgabe 1909** (SBT, S. 90)
 - Beton: Bezeichnung:
 - Beton plastisch angemacht
 - Beton erdfeucht angemacht
 Zementgehalt min. 300 kg/m^3 fertigen Beton
Druckfestigkeit min. f_{cw28} :
 - Beton plastisch angemacht $\rightarrow 15 \text{ N/mm}^2$
 - Beton erdfeucht angemacht $\rightarrow 20 \text{ N/mm}^2$
 - Eisen: Flusseisen, Zugfestigkeit $f_t \rightarrow 360 \text{ N/mm}^2$
- Verordnung betr. Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten; **Ausgabe 1915** (SBT, S. 110)
 - Beton: Keine spezielle Bezeichnung
Zementgehalt min. 300 kg/m^3 fertigen Beton
Druckfestigkeit min. $f_{cw28} \rightarrow 20 \text{ N/mm}^2$
 - Eisen: Flusseisen, Zugfestigkeit $f_t \rightarrow 360 \text{ N/mm}^2$

- Norm SIA 112 für die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton; **Ausgabe 1935** (SBT, S.143)

Beton: Bezeichnung entsprechend Qualität und Zementgehalt:

Normaler Beton: BN 150 bis 350 kg/m³

Hochwertiger Beton: BH 250 bis 350 kg/m³

Druckfestigkeit (Mittel) f_{cw28} je nach Zementgehalt:

BN 150 - 350 kg/m³ → 7 - 28 N/mm²

BH 250 - 350 kg/m³ → 22 - 38 N/mm²

(Mindestwert BN - 25 %, BH - 20 %)

Stahl: Bezeichnung:

Normaler Stahl

Hochwertiger Stahl

Streckgrenze f_{sy} :

Normaler Stahl → 240 N/mm²

Hochwertiger Stahl → 350 N/mm²

- Norm SIA für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten; **Ausgabe 1956** (SBT, S.116)

Beton: Bezeichnung entsprechend Qualität und Zementgehalt:

Normaler Beton BN 150 - 350 kg/m³

Hochwertiger Beton BH 300 - 350 kg/m³

Spezialbeton BS 300 - 350 kg/m³ (mit speziellen Eigenschaften)

Druckfestigkeit (Mittel) f_{cw28} je nach Zementgehalt:

BN 150 - 350 kg/m³ → 7 - 28 N/mm²

BH 300 - 350 kg/m³ → 30 - 38 N/mm²

BS 300 - 350 kg/m³ entsprechend Vorversuchen

(Mindestwert BN - 25 %, BH - 20 %)

Im Abschnitt „Prüfung der Baustoffe“ wird erstmals auf das Verhalten des Betons bei Frost hingewiesen.

Stahl: Bezeichnung:

St. I normaler Baustahl, naturhart

St. IIa kaltgereckt

St. IIb naturhart

Streckgrenze f_{sy} (Minimalwerte):

St. I → 240 N/mm² ($f_{st} = 360$ N/mm²)

St. IIa → 350 N/mm² ($f_{st} = 420$ N/mm²)

St. IIb → 350 N/mm² ($f_{st} = 520$ N/mm²)

- Norm SIA 162 für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; **Ausgabe 1968**

Beton: Bezeichnung entsprechend Qualität und Zementgehalt für Stahlbeton:

Normaler Beton BN 300 kg/m³

Hochwertiger Beton BH 300 kg/m³ und höher

Spezialbeton BS 300 kg/m³ und höher (mit speziellen Eigenschaften)

Druckfestigkeit, Nennwert f_{cw28} 16 % - Fraktile:

Zementgehalt 300 kg/m^3 und höher

BN $\rightarrow 20 \text{ N/mm}^2$

BH $\rightarrow 30 \text{ N/mm}^2$

BS $\rightarrow 37.5 \text{ N/mm}^2$ oder höher

In den Richtlinien sind die erforderlichen Prüfverfahren festgelegt.

Stahl: Bezeichnung:

St. I naturharter Armierungsstahl

St. IIIa naturhart

St. IIIb kaltverformt

ST. IV Armierungsnetze

Streckgrenze f_{sy} (Nennwert, 5 %-Fraktile)

St. I $\rightarrow 240 \text{ N/mm}^2$ ($f_{st} = 370 \text{ N/mm}^2$)

St. IIIa $\rightarrow 460 \text{ N/mm}^2$ ($f_{st} = 560 \text{ N/mm}^2$)

St. IIIb $\rightarrow 460 \text{ N/mm}^2$ ($f_{st} = 480 \text{ N/mm}^2$)

St. IV $\rightarrow 540 \text{ N/mm}^2$ ($f_{st} = 540 \text{ N/mm}^2$)

für St. IV mit Schweissstellen

– Norm SIA 162 Betonbauten; **Ausgabe 1989**

Beton: Bezeichnung der Betonsorte „B“ mit dem Mittelwert f_{cwm} (1. Zahl) und dem gegenüber dem Mittelwert um 10 N/mm^2 abgeminderten Mindestwert $f_{cw,min}$ (ca. 2 %-Fraktile) der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen (2. Zahl), mit Ergänzung der geforderten besonderen Eigenschaften.

Der Rechenwert f_c beträgt 65 % des obigen Mindestwertes.

Die den besonderen Anforderungen entsprechenden Prüfverfahren sind in der Norm SIA 162/1 beschrieben und festgelegt.

Stahl: Bezeichnung der Stahlsorte „S“ plus Prüfwert f_{yk} (5 %-Fraktile) und Rechenwert f_y der Fließgrenze:

Betonstahl:

S 235 $f_y = 220 \text{ N/mm}^2$

S 500 $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

S 550 $f_y = 520 \text{ N/mm}^2$

Spannstahl (je nach Durchmesser etwa):

Drähte gezogen $f_y = 1'500 \text{ N/mm}^2$

7 drähtige Litzen $f_y = 1'600 \text{ N/mm}^2$

Stangen $f_y = 1'000 \text{ N/mm}^2$

Insbesondere die Bezeichnung der Baustoffe zeigt, dass rein subjektive Überlegungen in Normenkommissionen oft eine entscheidende Rolle spielen können.

Eisenbeton- Bogenbrücken vor 1950

- Gmündertobel-Brücke bei Teufen, AR
- Langwieser-Viadukt bei Langwies, GR
- Maillart-Brücken

Inn-Brücke bei Zuoz, GR

Schrähbach- und Flienglibach-Brücke, Wägital, SZ

Ziggenbach-Brücke, Wägital, SZ

Traubach-Brücke bei Habkern, BE

Schwandbach-Brücke bei Hinterfultigen, BE

Salginatobel-Brücke bei Schiers, GR

- Pont de Gueuroz bei Martigny, VS
- Fürstenland-Brücke bei St. Gallen
- SBB Lorraine-Brücke in Bern

Gmündertobel-Brücke bei Teufen, AR, 1908 [6] [7]

Projekt: E. Mörsch

– Technische Daten:

Gesamtlänge zwischen den Widerlagern	156.6 m
Bogenspannweite l	79.0 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1 : 3.0
Brückenbreite (2006 verbreitert)	7.7 m



Bild 14 Gmündertobel-Brücke bei Teufen, AR

– Standort und Besonderheiten:

Die Gmündertobel-Brücke ist die erste grosse Beton-Bogenbrücke in der Schweiz. Sie besteht aus einem Hauptbogen, der auf dem Abschnitt Stein - Teufen in einer Höhe von 67 m das Sittertobel überquert. Beidseits des Haupttragwerks schliessen sich zwei bzw. vier Bogenviadukte mit Spannweiten von ca. 10 m an. Das Erscheinungsbild des Bauwerks erinnert an die imposanten Natursteinbrücken der Rhätischen Bahn.

– Tragsystem:

Das Tragsystem im Bereich des Hauptbogens ist im Prinzip stabförmig. Der leichte vierstegige Fahrbahnträger ist mit aufgelösten Stützen auf den massiven, steifen Bogen (Bogendicke im Kämpfer 2 m, im Scheitel 1 m) abgestützt. Der Fahrbahnträger verhält sich wie ein Durchlaufträger auf festen Lagern. Über den Kämpferstützen sind Dilatationsfugen angeordnet. Das Fahrbahndeck ist hier monolithisch über Pendelwände mit den Kämpferstützen verbunden. Die Trägerspannweite über dem Bogen beträgt nur 4.5 m und der Abstand zwischen den Fahrbahnstegen nur 1.85 m. Wenn auch bei Mörschs Pionierleistung volles Verständnis für sehr kleine Träger- und Fahrbahnplatten-Spannweiten absolut

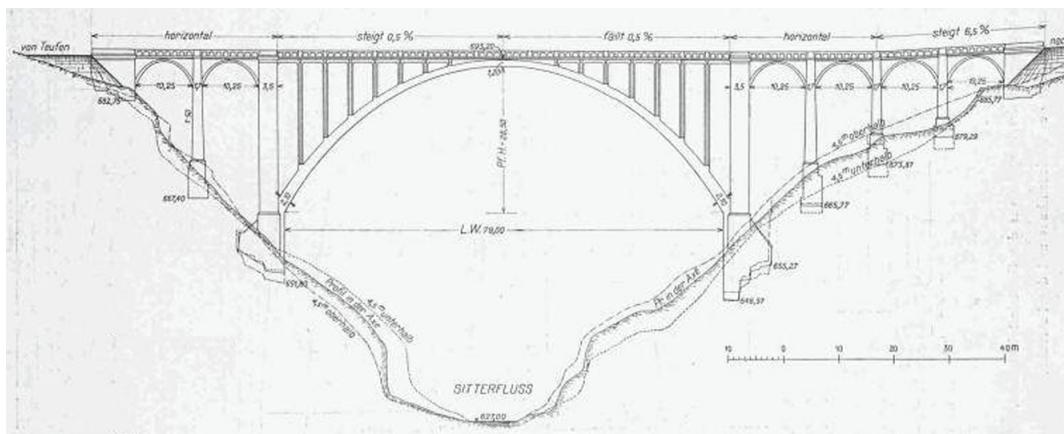


Bild 15 Gmündertobel-Brücke bei Teufen, AR - Längsschnitt

angebracht ist, besteht doch ein gewisses Ungleichgewicht zwischen diesen kleinen Spannweiten und dem im Vergleich dazu hohen Schlankheitsgrad von $\lambda \sim 70$ bei den höchsten Stützen über dem Bogen.

– Baustoffe:

Der Beton weist einen Portlandzement (PC-)Gehalt von 300 kg/m^3 auf. Die Betonzuschlagstoffe wurden in der Nähe der Baustelle gewonnen und am Brückende unter dem Kabelkran aufbereitet. Bei der 2006 ausgeführten Instandstellung der Brücke wurden zahlreiche Betonproben entnommen und untersucht. Die Bohrproben waren allerdings klein; $\varnothing 50 \text{ mm}$ und Höhe ebenfalls ca. 50 mm . Die aus den Messungen abgeleiteten Werte und Feststellungen sind z. T. unverständlich. Ein W/Z -Wert von $0.4 - 0.5$ beim Hauptbogen (Schätzung EMPA) ist jedenfalls bei Handmischung und ohne Vibration und Zusatzmittel kaum möglich. Gemessen wurde z. B. bei Bogen und Bogenstützen:

	Bogen	Stützen
$f_c [\text{N/mm}^2]$	58 - 67	40 - 47
$E_c [\text{N/mm}^2]$	50'000	29'000
Kapillarporosität [%]	4.8 - 7.3	7.7 - 10.3
Karbonatisierungstiefe [mm]	15	40

Beim relativ hohen Prozentsatz an Kapillarporen (Stützen) war kaum eine hohe Frostbeständigkeit zu erwarten. Die starken Betonabplatzungen im unteren Bereich der hohen Stützen sind hauptsächlich auf die grosse Karbonatisierungstiefe (bis auf den Mittelwert der Eisenüberdeckung) zurückzuführen, wurden aber an den Querschnittskanten bestimmt auch durch Frosteinwirkung unterstützt.

– Berechnung, Bemessung, Konstruktion:

Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte mit den damals üblichen Methoden und die Bemessung der Armierung nach Mörschs grundsätzlichen Überlegungen zur Bewehrung von

Eisenbeton. Es sind keine Schäden auf Mängel in der Berechnung und Bemessung zurückzuführen.

Die konstruktive Durchbildung ist jedoch nicht restlos überzeugend. Die stabartige Konzeption des Bogenüberbaus (Stützen und Fahrbahn) hat unzählige Kanten zur Folge, an denen immer zuerst Betonschäden infolge Karbonatisierung und Frost entstehen. Unzulässig sind die Pendelwände bei den Kämpferstützen, da ihre an die Kämpferstütze anliegende Fläche nicht kontrolliert werden konnte. Die Wassernasen an den Gehwegkonsolen sind zu klein und die Querträgerkonsolen unnötig. Nicht bewährt hat sich auch das Gefälle der Fahrbahnplatte gegen die Fahrbahnachse. Sie wurde mit einer Asphaltplatte und einer darüber liegenden Naturschotterfahrbahn überdeckt. Das Regenwasser wurde in einer Längsleitung gesammelt.

– Ästhetik:

Das Erscheinungsbild der Brücke ist aus der damaligen Sicht durchaus überzeugend. Die Brücke fügt sich gut in die Tobel-Topografie ein. Die fast majestätische Dominanz des Hauptbogens wird durch die Zufahrtsviadukte noch hervorgehoben. Das gestalterische Konzept mit dem schweren Hauptbogen, der ein gewaltiges Lehrgerüst erforderte, und der leichte, stark gegliederte Überbau markieren allerdings das Ende einer Epoche, die von Natursteinbrücken geprägt war. Bei den Natursteinbrücken (z. B. beim Wiesener-Viadukt der Rhätischen Bahn) fiel der massive Bogen, der ringweise hergestellt wurde, in Bezug auf den Lehrgerüstaufwand nicht so stark ins Gewicht wie ein massiver Betonbogen, dessen Querschnitt in einem Guss betoniert werden musste.

Langwieser-Viadukt der Chur-Arosa-Bahn bei Langwies, GR, 1914

[8] [9] [10]

Projekt: Züblin & Cie. Basel und Strassburg, Ing. H. Schürch.

– Technische Daten:

Gesamtlänge zwischen den Widerlagern	284 m
Höhe	60 m
Bogenspannweite l	100 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1 : 2.4
Brückenbreite	4.4 m



Bild 16 Langwieser-Viadukt der Chur-Arosa-Bahn, GR

– Standort und Besonderheiten:

Es war ein sehr mutiger Entscheid der Direktion der Rhätischen Bahn, als sie sich kurz nach Fertigstellung der Gmündertobel-Brücke entschloss, für die Chur - Arosa - Bahn, bei Langwies, auf 1300 m. ü. M. eine Eisenbeton-Bogenbrücke mit einer Spannweite von 100 m zu bauen (Bilder 16 und 17). Immerhin handelte es sich um die weltweit erste Bahnbrücke aus Eisenbeton mit 100 m Bogenspannweite.

Allerdings war Eisenbeton im hinteren Schanfigg der wirtschaftlichste Baustoff; denn die Transporte der Eisen-Stützen und -Träger für eine Eisenbrücke auf der schlechten, kurvenreichen Strasse wäre sehr teuer geworden, und in der Umgebung von Langwies konnten keine Steine für eine Natursteinbrücke gewonnen werden; es gab nur geeignetes Moränematerial für die Betonherstellung. Andernfalls wäre bei Langwies ein anderes Bahntrasse notwendig gewesen oder die Bahn hätte zuerst den Betrieb bis Langwies aufnehmen müssen, was eine Bauzeitverlängerung für den Ausbau bis Arosa von mindestens

– Baustoffe:

Der Beton weist einen PC-Gehalt von 300 kg/m^3 auf. Die Betonzuschlagstoffe Kies (Grösstkorn 20 mm) und Sand wurden aus dem örtlichen Moränematerial gewonnen, gewaschen, getrennt aufbereitet und für den Beton im Verhältnis 2:1 mit einem 250 l Betonmischer gemischt. Die Zementdosierung betrug 300 kg/m^3 und die Anmachwassermenge 160 l/m^3 Trockensubstanz (ca. 2250 kg/m^3), was einem W/Z -Wert von 0.53 entspricht. Dementsprechend beträgt die für die Durchlässigkeit und Saugfähigkeit massgebende Kapillarporosität nahezu 15 %, was durch Messungen bei der 2002 durchgeführten Zustandsuntersuchung bestätigt wurde. Wenn die Karbonatisierungsfront die Bewehrung erreicht, verliert die Bewehrung die alkalische Schutzschicht und verhält sich bezüglich Korrosion etwa so, wie sie sich freiliegend im vorhandenen Mikroklima oder nach dem Abplatzen der Betondeckung verhalten würde.

Der Langwieser-Viadukt weist nach annähernd 100 Jahren Betriebsdauer keine Schäden infolge Berechnung und Konstruktion auf. Schadhafte Stellen mit Abplatzungen und sichtbarer Bewehrungskorrosion zeigen sich infolge fortgeschrittener Karbonatisierung nur an der Unterseite der Längsträger, an den Kanten der Stützen und in geringerem Masse an der Fahrbahnplatte und an den Bogenquerträgern.

1960/61 wurden schadhafte Betonflächen aufgeraut und mit Spritzbeton ca. 1 cm stark beschichtet. Trotz der relativ hohen Kapillarporosität betrug die Karbonatisierungstiefe im Altbeton nur 2 - 8 mm. Dies dürfte auf die rasche Austrocknung des beregneten Betons durch Wind, ev. auch auf eine gewisse Realkalisierung durch den Spritzbeton zurückzuführen sein.

Die wichtigsten Betonkennwerte bei der Instandstellung 2006 waren:

	Bogen	Stützen
$f_c [\text{N/mm}^2]$	26 - 45	33 - 50
$E_c [\text{N/mm}^2]$	33'000	33'000
Kapillarporosität [%]		11 - 14
Karbonatisierungstiefe [mm]		2 - 8

1929 führte die EMPA Betonuntersuchungen und Belastungsproben durch. Die Betonuntersuchungen erfolgten an Würfeln $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$, die beim Bauwerk im Freien gelagert worden waren. Die gemessenen Druckfestigkeiten (Bogen $f_{c18J} = 74 \text{ N/mm}^2$) und Elastizitätsmoduli ($E_{c18J} = 50'000 \text{ N/mm}^2$) waren bedeutend höher als die 2006 an den Bohrproben ermittelten. Die gemessenen Durchbiegungen und Dehnungen infolge des Belastungszuges von 120 t Gesamtgewicht waren sehr klein (Durchbiegungen max. 2 mm und Dehnungen max. 0.014 ‰). Die Dehnungsmessungen und die mit $E_c = 50'000 \text{ N/mm}^2$ ermittelten Spannungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungen.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte ohne Mitwirkung des Fahrbahnträgers, was bei den vorhandenen Abmessungen durchaus zulässig ist. Die einfache Bemessung von Bogen, Fahrbahn und Stützen ist in Ordnung; jedenfalls werden im Untersuchungsbericht 2006 keine Risse erwähnt. Statisch-konstruktiv unverständlich sind nur die Querträger im Bogen. Bei Querwind bilden die Bogenrippen mit den Querträgern einen Vierendeelträger; die grosse Seite des Querträgerquerschnitts muss deshalb in Richtung der Bogenachse liegen.

Die bedeutendsten Schäden wiesen die Längsträger der Fahrbahn auf, da sie - wie bereits erwähnt - dem Regen- und Schmelzwasser ausgesetzt sind.

– Ästhetik:

Der Standort der Brücke ist ausserordentlich exponiert. Der Bogen ist schon von weitem mit seinem gewollt unüblich grossen Pfeilverhältnis als Talabschluss erkennbar. Laien und Fachleute sind von dem kunstvollen Bogen im verlorenen Gebirgswald gleichermassen fasziniert.

Die Gestaltung der Brücke überzeugt durch Ganzheitlichkeit, konsequente, formale Einheitlichkeit und hohe Transparenz. Die Gliederung der Haupttragelemente ist zum Teil etwas barock; die vielen Querträger und die stark betonten Voutenanschlüsse sind aber sauber durchgearbeitet und wurden damals wohl als wünschenswerte dekorative Elemente der neuen Eisenbetonbauweise verstanden.

Maillart-Brücken [11] [12] [13]

Inn-Brücke bei Zuz, GR, 1901, und Rhein-Brücke bei Tavanasa, GR, 1905

Robert Maillart projektierte 1900, sechs Jahre nach seinem Studienabschluss an der ETH, als Chefsingenieur in dem mit Hennebiques Ingenieurfirma verbundenen Büro Froté und Westermann seine erste Eisenbetonbrücke über den Inn bei Zuz GR (Bild 18), eine flache Bogenbrücke mit 38.2 m Spannweite und gleichem Aussehen wie die Kanalbrücke in Wildeg. Der Querschnitt der Innbrücke bestand jedoch nicht wie bei der Kanalbrücke aus aufgesetzten Wänden mit Kiesauffüllung für die Fahrbahn, sondern aus einem monolithischen Eisenbeton-Kasten mit Bogenplatte, Seitenwänden und Fahrbahnplatte. Maillart entwickelte damit den ersten Kastenträger im Brückenbau in der flächigen Bauweise, die dem leicht formbaren Eisenbeton optimal entspricht. Mit ganz wenigen Ausnahmen blieb er dieser flächigen Bauweise treu, gleich wie der Französische Eisenbeton-Pionier F. Hennebique.

Bei der Rhein-Brücke in Tavanasa GR (Bild 19) perfektionierte Maillart die Form der Innbrücke mit Wandöffnungen im Kämpferbereich zu den nach ihm benannten, berühmten Dreigelenkbogen [13.1]. Als Bauunternehmer und fantasievoller Eisenbetoningenieur war Maillart wahrscheinlich fasziniert von den leichten Lehrgerüsten für Dreigelenkbogen, die nur für die Bogenplatte bemessen werden mussten, und entwickelte mit diesem Ziel für Eisenbeton den im Stahlbau bekannten Stabbogen. Von diesem Tragsystem war Maillart ganz besonders angetan. Zum ersten Mal wendete er es 1924 für die Schräb- und die Flienglibach-Brücke im Wägital an.

Schräb-Brücke, Wägital, SZ, 1924

Die damals visuell noch gewöhnungsbedürftige Stabbogen-Brücke weist eine Bogenspannweite von 29 m auf (Bild 20). Die Fahrbahnbrüstungen sind als Versteifungsträger ausgebildet, die über den Bogenwiderlagern, quer zur Brückenachse mit schlanken Wandstützen verbunden sind. Der Versteifungsträger ist mit Dilatationsfugen von den Widerlagerkasten getrennt; das Stabbogensystem ist somit längsverschieblich. Schon kurz nach der Fertigstellung zeigten sich an der Brücke Schäden, die auf ungenügende Frostbeständigkeit des verwendeten Betons zurückzuführen waren. Die schadhaften Stellen wurden mit Spritzbeton ausgebessert, und



Bild 18 Brücke über den Inn bei Zuz, GR

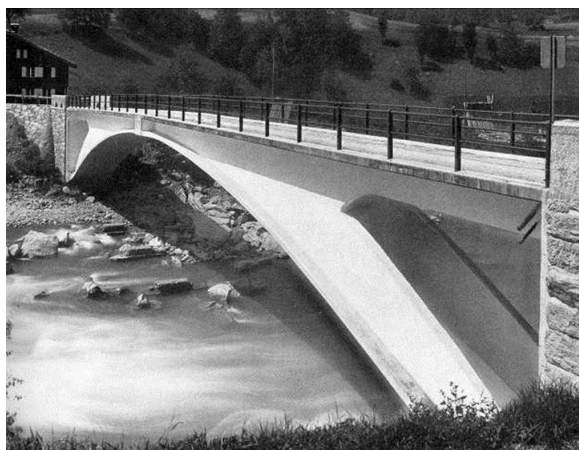


Bild 19 Rhein-Brücke Tavanasa, GR

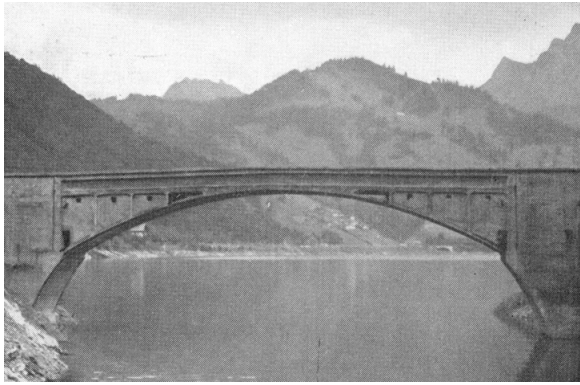


Bild 20 Schräbachbrücke, Wägital, SZ

„vorsichtshalber“ wurden die Öffnungen zwischen den Wandstützen auf dem Bogen kurzerhand zugemauert. Die Systemverschieblichkeit wurde dadurch blockiert [13.2].

Ziggenbach-Brücke, Wägital, SZ, 1924



Bild 21 Ziggenbach-Brücke, Wägital, SZ

Die Ziggenbach-Brücke (Bild 21) ebenfalls im Wägital, ist im Grundriss gekrümmt. Das Tragsystem besteht aus einem eingespannten Bogen mit einer Spannweite von 23 m und beidseits der Kämpferstützen je einem Randfeld zu den Brückenwiderlagern. Im Scheitelbereich bildet der Bogen die Fahrbahn. Der mit dem Bogen monolithisch verbundene Fahrbahnträger ist scheinbar auf den Bogen abgestützt und bildet mit den Randfeldern je einen Zweifeldträger über die Kämpferstützen; d. h. auf den Kämpferstützen wurden - im Gegensatz zur Lehrmeinung - keine Dilatationsfugen angeordnet. Die Fahrbahnränder

führen polygonal vom einen zum andern Brückenwiderlager. Das Tragsystem weist nur bei den Brückenwiderlagern Dilatationsfugen auf. Statisch und funktional bereitete das räumliche Tragsystem keine Probleme, formal vermag es jedoch nicht ganz zu überzeugen [13.3].

Später, erstmals 1930 bei der Landquart-Brücke in Klosters, die leider abgebrochen wurde, entwickelte Maillart eine konstruktiv und formal bestechende Lösung für gekrümmte Bogenbrücken. Auch für schiefe Brücken, wie z. B. die Spitalbrücke zwischen Frutigen und Adelboden BE, entwickelte er mit Stabbogensystemen ausserordentlich elegante Lösungen.

Traubach-Brücke bei Habkern, BE, 1932

Eine besonders schöne Stabbogenbrücke ist die Traubach-Brücke bei Habkern BE (Bild 22). Die Spannweite des Bogens beträgt 40 m. Stabbogen und Brückenwiderlager sind durch Dilatationsfugen voneinander getrennt. Das Stabbogensystem ist längsverschieblich. Bei den Fugen ist das Fahrbahndeck des Bogenbereichs monolithisch mit den dünnen, wandartigen Kämpferstützen verbunden; im Widerlagerbereich gibt die Fahrbahnplatte ihre Last über Querträger auf die Seitenwände des Widerlagerkastens ab. Die Brüstung dient als Versteifungsträger und bildet mit den relativ grossen, kastenförmigen Brückenwiderlagern

visuell einen Rahmen um den feingliedrigen, nur 20 bis 26 cm dicken, schalenförmigen Bogen mit den dünnen Stützenwänden. Der Eindruck der formalen Einheitlichkeit und Konsistenz wird noch dadurch unterstrichen, dass für das gesamte Bauwerk inklusive „Geländer“ nur ein einziger Baustoff nämlich Eisenbeton verwendet wurde.

Interessant ist, dass der virtuose Eisenbetonkünstler Maillart bei seinen Stabbogensystemen nie die Längsverschieblichkeit über den kürzeren Anschlussabschnitt am entsprechenden Endwiderlager blockiert hat. Die Biegemomente infolge Verkehrslast im Versteifungsträger hätten sich dadurch wesentlich reduzieren lassen. Bei einigen Systemen war dies allerdings wegen der zulässigen Betonspannungen infolge der grossen Stützmomente über den Kämpferstützen im Blick auf die zulässigen Betonspannungen nicht möglich [13.4].

Schwandbach-Brücke bei Hinterfultigen, BE, 1933

Die Schwandbachbrücke (Bild 23) zwischen Hinterfultigen und Schönentannen ist Maillarts letztes, ausgeführtes Stabbogen-Projekt. Sie ist konstruktiv hervorragend konzipiert und erreicht damit bezüglich Gestaltung und Einfügung in ihr Umfeld höchste ästhetische Qualität. Die Brücke ist im Grundriss elliptisch gekrümmt. Die Bogenachse ist gerade und die Bogenbreite symmetrisch zur Achse. Auf der Bogeninnenseite liegen Bogen- und Fahrbahnrand genau übereinander, und die Ränder der wandartigen Stützen sind dementsprechend auf der Innenseite vertikal und auf der Aussenseite schräg. Die Spannweite des Bogens beträgt 37.4 m, und bei beiden Kämpferstützen verbinden ca. 9 m lange Seitenfelder das Bogensystem ohne Dilatationsfugen mit den ganz im Boden befindlichen Widerlagermäuerchen; der Fahrbahnträger stösst unmittelbar an die Hinterfüllung. Der Stabbogen ist somit nicht frei verschieblich. (Persönlich hätte ich die Widerlager hangparallel angeordnet bzw. die Randfelder schiefwinklig ausgebildet.) [13.5]

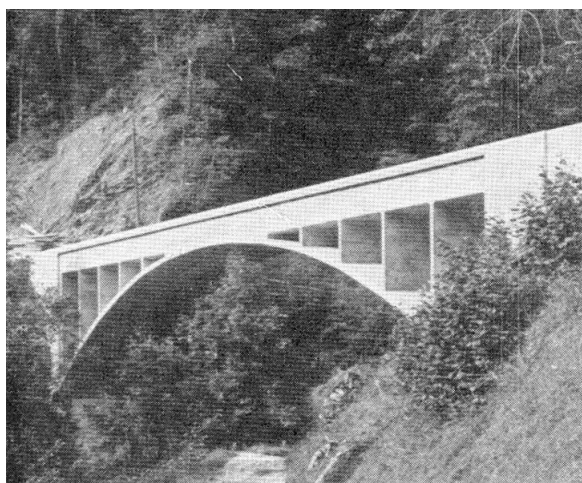


Bild 22 Traubach-Brücke bei Habkern



Bild 23 Schwandbach-Brücke bei Hinterfultigen, BE

Salginatobel-Brücke bei Schiers, GR, 1930 [13.6] [14] [15]

– Technische Daten:

Gesamtlänge zwischen den Widerlagern	131.6 m
Höhe	90 m
Bogenspannweite l	90 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1 : 6.9
Brückenbreite	3.5 m



Bild 24 Salginatobel-Brücke bei Schiers, GR

– Standort und Besonderheiten:

Die Salginatobel-Brücke bei Schiers ist Maillarts Hauptwerk. Die 133 m lange, spektakuläre Brücke überquert das Salginatobel in einer Höhe von 90 m. Sie ist Bestandteil der nur 3.5 m breiten Verbindungsstrasse von Schiers zum abgelegenen, 600 m höheren Bergdorf Schuders. Die Salginatobel-Brücke ist eine Ikone in der einsamen, schroffen Gebirgslandschaft und wurde 1991 von der American Society of Civil Engineers als World Monument ausgezeichnet.

– Tragsystem:

Das Tragsystem der Brücke besteht aus dem 90 m weit gespannten, typischen Maillart Dreigelenk-Bogen, dem 6-feldrigen, 36 m langen, nur ein paar Meter hohen Zufahrtsviadukt Seite Schiers und dem 6 m langen Anschlussfeld Seite Schuders. Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt 13 m, was einem Pfeilverhältnis 1 : 6.9 entspricht. Die Fahrbahn ist 3.5 m breit und

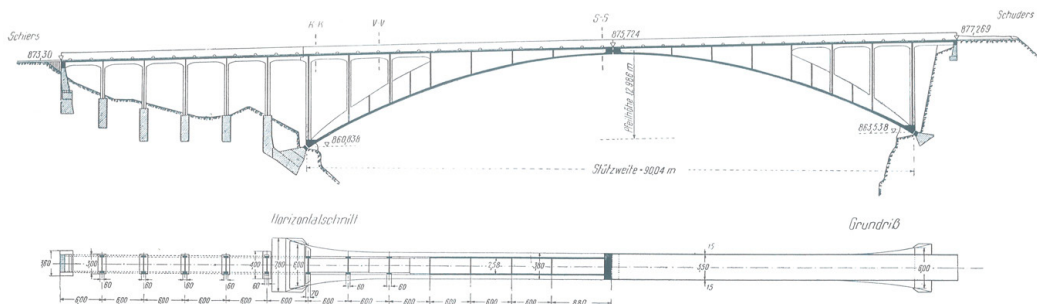


Bild 25 Salginatobel-Brücke bei Schiers, GR - Längsschnitt

mit einer Betonbrüstung gesichert. Statisch hat die Brüstung nur als verstärkte Absturzsicherung eine gewisse Bedeutung, aber Maillart mag bei der hohen Brücke die massive Brüstung einem leichten Röhrengeländer aus psychologischen und wahrscheinlich auch aus ästhetischen Gründen vorgezogen haben. Das durchgehende Brüstungsband verbindet die beiden in Aussehen und Tragverhalten unterschiedlichen Brückenabschnitte, betont die Ganzheitlichkeit des Bauwerks und harmonisiert mit den relativ hohen Wänden des Dreigelenkbogens. Im Gegensatz zu Max Bill gefällt mir die Brüstung bei der Salginatobel-Brücke jedenfalls besser als das aussen an die Fahrbahnplatte angeheftete Röhrengeländer der Rossgraben-Brücke (Bild 26).

– Baustoffe:

Der Beton der Salginatobel-Brücke wurde, wie damals üblich, mit an Ort gewonnenen, petrographisch geeigneten Zuschlagstoffen hergestellt. Kies und Sand wurden aufgrund von Ergiebigkeitsprüfungen volumemässig, Zement und Wasser dagegen nach Gewicht vermengt und von Hand, d. h. durch anzahlmässig festgelegtes Umschaukeln des gesamten, abgemessenen Haufens gemischt, eingebracht und ohne Vibratoren durch Stampfen und Klopfen der Schalung verdichtet.

Nach 28 Tagen wurden auf der Baustelle an Würfeln $20 \times 20 \times 20$ cm (gem. Roš, EMPA) Druckfestigkeiten von 33 N/mm^2 „beim normal plastischen Beton des Bogens“ und 20 N/mm^2 „beim stark plastischen Beton der Fahrbahnplatte“ gemessen (möglicherweise handelte es sich hier um die dünnwandige Brüstung). Die Prismenfestigkeit erreichte nach drei Monaten praktisch die gleichen Werte wie die Würfel nach 28 Tagen.

Roš bezeichnete diesen Beton als „Qualitätsbeton“, der aufgrund der bereits 30-jährigen Erfahrung bei der Innbrücke in Zuz und der Rhein-Brücke Tavanasa volle Gewähr für Frostbeständigkeit biete.

Bei der Vorbereitung der Instandsetzungsarbeiten wurden 1974 die Druckfestigkeit (an 25 Bohrkernproben $\varnothing 50$ mm, Höhe 55 mm) und die Frostbeständigkeit des Betons gemessen. Die Druckfestigkeit variierte zwischen 35 und 94 N/mm^2 , im Mittel betrug sie ca. 53.5 N/mm^2 , und die normenmässig vorgeschriebene Frostbeständigkeit wurde bei den meisten Proben erreicht. 1989 wurden für die vorgesehene Gesamterneuerung der Brücke nebst den Porenkennwerten, dem Chloridgehalt und der visuellen Beurteilung an

17 Bohrkernprismen ($\varnothing$ 50 mm, Höhe 110 mm) die Druckfestigkeit und die Karbonatisierungstiefe ermittelt. Die Prismenfestigkeit betrug zwischen 32 und 75.5 N/mm², im Mittel ca. 47.5 N/mm². Mit einer Ausnahme (Bohrkern aus der Brüstung) wies der Beton einen Kapillarporengehalt von etwa 11 % und einen Luftporengehalt von etwa 2 % auf. Die Karbonatisierungstiefe betrug im Bogen etwa 15 mm und in der Fahrbahn und den Stützen etwa 30 mm.

Der Fahrbahnbelag bestand aus einem Teermakadam (Roš, EMPA-Bericht Nr. 99, S. 112). Der Architekturkritiker S. Giedion schrieb dazu allerdings: „Das Ausschalten jedes nicht aktiven Elementes im Konstruktionssystem führte Maillart in den letzten Jahren dazu, bei Brücken den üblichen Fahrbelag wegzulassen, so dass die Wagen direkt auf der Konstruktion, auf der versteiften Horizontalplatte rollen.“

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Die Berechnung und Bemessung der Brücke ist einfach und wurde von Maillart bestimmt auch mit einfachen statischen Methoden durchgeführt. Der Wind quer zur Brücke wird zum Teil über den Bogen und zum Teil über die Fahrbahn und die Kämpferstützen abgetragen. Bogen und Kämpferstützen reflektieren diesen Kraftfluss mit den Verbreiterungen bei den Bogenkämpfern. In konstruktiver Hinsicht waren die halbkreisförmigen Entwässerungsöffnungen in den Brüstungen und die sehr kleinen Querschnittsabmessung der Brüstungen fragwürdig. Die gleichen, „sehr einfachen“ Entwässerungsöffnungen wurden schon bei der 5 Jahre früher gebauten Val Tschiel-Brücke im Schams GR angewendet (Bild 27); dort fehlten an den Brüstungen - im Gegensatz zur Salginatobel-Brücke - auch die Wassernasen, und die ganze unter der Fahrbahn liegende Tragkonstruktion wurde durch das abfließende Wasser stark geschädigt. Bei den Brüstungen der Salginatobel-Brücke ergaben die extrem dünnen Querschnittsabmessungen bestimmt keine wirtschaftlichen Vorteile. Die erschwerte Verarbeitung des Betons war vermutlich teurer als der zusätzliche Beton für einen stärkeren Querschnitt, und das zusätzliche Gewicht hätte sich überhaupt nicht auf die Tragkonstruktion ausgewirkt.

Die Salginatobel-Brücke wies nach 20 bis 30 Jahren Schäden an den vom Wasser stark betroffenen Stellen der Fahrbahnkonsolen, Stützen- und Bogenrändern sowie an den Brüstungen und Dilatationsfugen auf. Sie sind m. E. nicht nur auf die hier konzentrierte Karbonatisierung, sondern auch auf Frostschäden zurückzuführen.

Die Brücke wurde mehrmals, aber nicht sehr sorgfältig örtlich ausgebessert, und erst 1998 erfolgte eine gründliche Gesamtinstandsetzung:

Die Brücke wurde vollständig eingerüstet, alle schadhaften Stellen wurden sorgfältig ausgebessert, die dünne Brüstung wurde durch eine neue, verstärkte Brüstung ersetzt und auf die der Witterung ausgesetzten Betonflächen eine 3 cm starke Spritzbetonschicht fachgerecht aufgebracht (Aufrauhnen und intensive Wässerung der vorhandenen Betonfläche, sorgfältiges, vertikal zur Fläche Aufbringen des Spritzbetons, Abtalschieren und sieben Tage Feuchthalten der Spritzbetonschicht). Es wurden keine Dübel verwendet, und bei der Nachkontrolle nach zwei Jahren zeigten sich keine Hohlstellen zwischen dem alten Beton und dem Spritzbeton.

Interessant aus denkmalpflegerischer Sicht ist, dass die unzweckmässigen bzw. fehlerhaften Entwässerungsöffnungen in den Brüstungen nicht auf ihrer ganzen Breite zugemauert wurden; auf der Aussenseite der Brüstungen sind sie durch den Schattenwurf immer noch sichtbar.

– Ästhetik:

Die Ästhetik der Salginatobel-Brücke ist von höchster Qualität. Maillart fügte seine Brücke perfekt in ihr wildes Umfeld und ihre spezielle örtliche Topographie ein. Das Tragwerk ist aus einem Guss; man muss nichts hinzufügen und man kann nichts wegnehmen. Max Bill warnt etwa in diesem Zusammenhang als Architekt und Künstler davor „eine durch ihre technische Konsequenz und technische Fantasie so hochstehende Leistung wie eine Brücke als Anlass dafür zu nehmen, irgendwelchen zeitbedingten Schnickschnack zuzufügen, in der guten Meinung, das Bauwerk scheinbar gefälliger zu machen, aber immer mit dem Resultat, es vergänglicher, zeitbedingter, weniger ehrlich sein zu lassen“. Die Salginatobel-Brücke wird heute nicht wie sehr viele andere Bauwerke bewundert, weil sie 80 Jahre alt, sondern weil sie zeitlos ist.

Maillarts letzter Dreigelenkbogen ist die Strassenüberführung zwischen Altendorf und Lachen SZ (Bild 28), 1940, ebenfalls eine originell-elegante Brücke, die mit ihrer konstruktiven Konzeption überzeugt. Bis ans Ende seines professionellen Schaffens hat Maillart nie bei



Bild 26 Rossgraben-Brücke, BE



Bild 27 Val Tschiel-Brücke, GR



Bild 28 Strassenüberführung bei Lachen SZ

Brücken Aufsehen und Anerkennung mit ineffizienten oder pleonastischen Tragsystemen oder mit unzweckmässigen Baustoffen gesucht. Seine grösste Brücke, die Lorraine-Brücke in Bern, deren Heimatschutz-Konzept von Architekten vorgeschlagen wurde, haben er und Max Bill nicht in das Buch „Robert Maillart“ aufgenommen.

Der Pont de Gueuroz bei Martigny VS, 1934 [16]

Projekt: Alexandre Sarrasin

– Technische Daten:

Gesamtlänge zwischen den Widerlagern	158.4 m
Höhe	190 m
Bogenspannweite l	98.6 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1:4.5
Brückenbreite	5.4 m



Bild 29 Pont de Gueuroz bei Martigny, VS

– Standort und Besonderheiten:

Alexandre Sarrasin war ein ausserordentlich vielseitiger und kreativer Konstrukteur. Nebst komplexen Hoch- und Brückenbauten befasste er sich auch eingehend mit aufgelösten Gewölbestaumauern. Bei Brücken verwendete er fast immer sehr leichte stabartige Tragsysteme. Das schönste Beispiel ist der kühne, feingliedrige Pont de Gueuroz. Die immer noch höchste Brücke der Schweiz überquert die Trientschlucht bei Martigny in einer Höhe von 190 m.

– Tragsystem:

Das Tragsystem besteht aus dem Bogen mit der aufgeständerten Fahrbahn und den beiden ein- bzw. dreifeldrigen Zufahrten, die bei den Kämpferstützen durch Dilatationsfugen vom Bogensystem getrennt sind. Der Fahrbahnträger der Zufahrten ist monolithisch mit den Brückenwiderlagern verbunden. Das Bogensystem ist längsverschieblich.

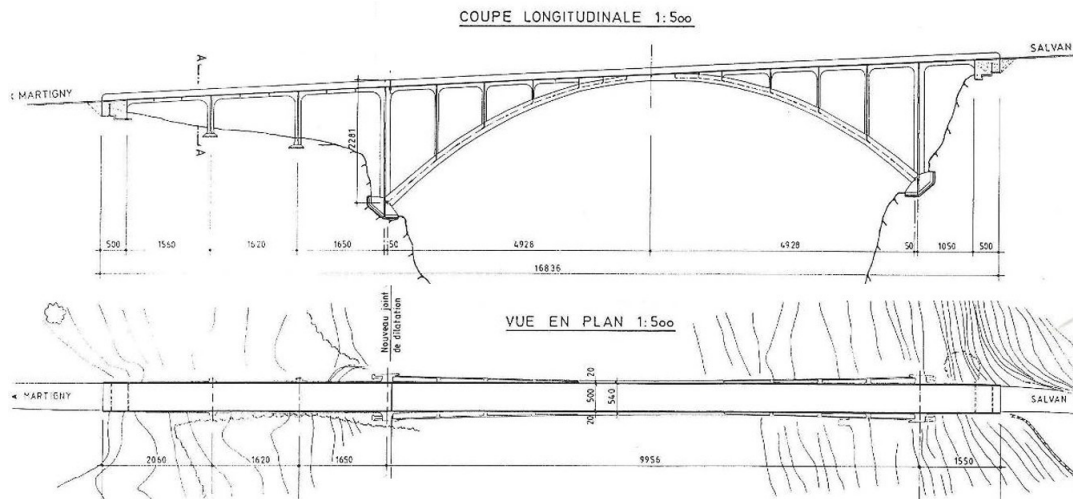


Bild 30 Pont de Gueuroz bei Martigny, VS - Längsschnitt und Grundriss

Der Bogen besteht aus zwei nur 0.6 m breiten und 1.1 bis 1.95 m hohen Rippen, die bei und zwischen den Stützen mit brettartigen Querträgern verbunden sind. Die leicht nach innen geneigten Stützen weisen einen T-förmigen Querschnitt auf, wobei die Aussenfläche des nur 0.2 m dicken T-Flansches in der gleichen Ebene liegt wie die Aussenflächen des Bogens und der versteifenden, 1.9 m hohen und ebenfalls nur 0.2 m breiten Flansche des H-förmigen Fahrbahnträgers. Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt in relativ kleinen Abständen durch rechteckige Öffnungen in der Brüstung.

Das Konzept der Brücke zeigt einige interessante innovative Ansätze; aber die konstruktive Durchbildung ist zu gewagt. Praktisch alle Tragelemente sind zu dünn: Fahrbahnplatte 15.5 cm, Versteifungsträger 20 cm, Stützen 20 cm, etc. Da bei der Gueuroz-Brücke zum ersten Mal in der Schweiz der Beton mit Vibratoren verdichtet wurde, erwartete der Projektverfasser vielleicht doch zu viel von dieser neuen Technologie. Zweckmässig sind die mit dem Fahrbahnträger verbundenen Abschlusswände bei den Endwiderlagern; der Träger sollte hier allerdings einen kleinen Überstand aufweisen. Unnötig sind die über den Kämpferstützen angeordneten Gelenke und Fugen, und unnötig sind auch die kleinen Vouten an den Stützenköpfen; sie entsprechen nicht der effektiven Beanspruchung und sind rein dekorativ.

Es wäre im Prinzip statisch effizienter und konstruktiv bezüglich Dauerhaftigkeit wesentlich besser gewesen, keine Dilatationsfugen vorzusehen, das bergseitige Randfeld fest mit dem Widerlager zu verbinden und die talseitige, dreifeldrige Zufahrt beim Widerlager an eine Pendelwand anzuschliessen.

– Baustoffe:

Der Beton wurde mit einer Zementdosierung von $350 - 400 \text{ kg/m}^3$ und 200 l Anmachwasser (inkl. Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe) hergestellt und beim Einbringen erstmalig in der Schweiz vibriert. Im Zeitpunkt der Belastungsversuche wurden folgende Werte gemessen:

	Bogen	Stützen und Fahrbahnträger
f_c [N/mm ²]	51 (245 Tage)	47 (470 Tage)
E_c [N/mm ²]	44'500	41'500
Dichte (Frischbeton) [kg/m ³]	2430	2420
Kapillarporosität [%]	7	12 bzw. 7 (W/Z ~ 0.45)

Der Fahrbahnbelag besteht aus einer nicht wasserdichten, 8 cm dicken Asphaltsschicht. Beidseits der 4.4 m breiten Fahrbahn ist eine etwa 30 cm breite Aufbordnung mit Randstein angeordnet. Auf die 15 cm dicke Fahrbahnplatte wurde keine Abdichtung aufgebracht.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Die Berechnung der Brücke erfolgte am verschieblichen Bogensystem unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Aufbaus, und die Bemessung wurde nach den damals gültigen Normen mit zulässigen Spannungen durchgeführt. Bei der Überprüfung des Bauwerks anlässlich der Belastungsprobe 1934 wurden keine Mängel zufolge allenfalls fehlerhafter Berechnung oder Bemessung festgestellt. Die Brücke verhielt sich elastisch, und 65 Jahre später, bei der Instandsetzung im Oktober 1999, war das statische Verhalten nach wie vor einwandfrei.

Das Konzept der Konstruktion und die Durchbildung der Tragelemente sind aber leider nicht befriedigend. Der grösste konstruktive Mangel des Projekts liegt in den zu dünnen und erst noch zum Teil profilierten Tragelementen. Bei den Stützen und beim Versteifungsträger blieben nur noch wenige Zentimeter, um den Beton einzubringen, und bei der Fahrbahnplatte liegen das obere und das untere Armierungsgeflecht bei ausreichender Eisenüberdeckung praktisch aufeinander. Absolut unverständlich sind die Entwässerungsöffnungen in den Brüstungen, da hier das Wasser ohne Wassernasen abfliesst. Dabei wären etwa alle 18 m Einlauffassen mit Abflussrohren entlang der Stützen sehr einfach, kaum sichtbar und ausserordentlich effizient gewesen.

Im Oktober 1999 wurde der Zustand der Brücke eingehend untersucht. Die gemessene Zylinderdruckfestigkeit der in der Fahrbahnplatte entnommenen Proben ist mit 60 bis 90 N/mm² hoch. In der Fahrbahnplatte wurde eine Kapillarporosität von etwa 7 % ermittelt, in den übrigen Tragelementen - Stützen und Bogen - beträgt sie etwa 12 %. Die Frostbeständigkeit ist bei der guten Betonqualität und 1 bzw. 2 % höherer Gesamtporosität ausreichend. Die Karbonatisierungstiefe beträgt in der Regel etwa 10 bis 15 mm. Wegen der dichten Armierung wurden relativ häufig schlecht ausgebesserte Kiesnester mit entsprechend tiefer Karbonatisierung des Betons festgestellt. Das Problem der Brücke liegt in den dünnen Querschnittsabmessungen, die das Einhalten der vorgesehenen Eisenüberdeckung stark erschwerte, so dass die Armierung oft depassiviert wurde, rostete und besonders an den Querschnittskanten Betonabplatzungen verursachte. M. E. unterstützten aber auch eine lokal ungenügende Frostbeständigkeit und stark ungleichmässige Temperaturänderungen die

Betonzerstörung. Ganz besonders gravierend wirkten sich die ohne jede Art von Wasserspeichern ausgerüsteten Entwässerungsöffnungen im Versteifungsträger aus. Das seit Beginn der Schwarzräumung chloridhaltige Wasser floss hier ungehindert über die Trägerfläche, die Stützen und den Bogen ab.

Der Pont de Gueuroz wurde zweifellos sehr sorgfältig berechnet und bemessen; aber konstruktive Mängel, insbesondere bezüglich Querschnittsabmessungen, Ausbildung der Fahrbahmentwässerung und Schutz des Betons gegen (zum Zeitpunkt der Projektierung allerdings nicht voraussehbares) chloridhaltiges Wasser haben leider am ganzen Bauwerk beträchtliche Schäden verursacht.

– Ästhetik:

Die faszinierende Ästhetik der Brücke liegt in ihrem Bezug zur tiefen Schlucht, über der die extrem leichte Brücke zu schweben scheint. Aber auch das Tragwerk selbst erscheint mit dem seitlichen Anzug stabil - dreidimensional, und die Spannweiten von Bogen, Aufbauten und Randfeldern sind unter sich ausgewogen, im Gleichgewicht. Der Verzicht auf Auskragungen, die glatte Fläche, die von der Aussenseite der Bogenrippen, den Stützenflanschen und der Aussenseite der Versteifungsträger gebildet wird, betont die Reduktion der eleganten Konstruktion auf das absolut Notwendige. Allerdings, die Leichtigkeit des Tragwerks wurde auf Kosten der Dauerhaftigkeit erreicht, was grundsätzlich nicht zulässig ist.

Die Fürstenland-Brücke in St. Gallen, 1940 [17] [18]

Projekt: Ing.-Büro Chopard; Ing. Max Meyer - Zuppinger

– Technische Daten:

Gesamtlänge zwischen den Widerlagern	489 m
Bogenspannweite l	134 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1 : 2.8
Brückenbreite	14.3 m



Bild 31 Fürstenland-Brücke in St. Gallen

– Standort und Besonderheiten:

Die Fürstenlandbrücke zählte 1940 wegen ihrer beachtlichen Abmessungen und wegen ihrer Stadtnähe zu den repräsentativen Brücken in der Schweiz. Das Projekt ging als erstrangiertes aus einem 1937 durchgeführten Wettbewerb mit 47 Teilnehmern hervor. Die vorgesehene Bauweise war bei Bogen und Stützen stabförmig, das Brückendeck bestand dagegen erstmals aus einem Kastenträger.

– Tragsystem:

Das Tragsystem besteht aus 5 Abschnitten (93* - 135 - *109 - *78 - *66 m), wobei mit einem * das Gerberträgerfeld am Anfang oder am Ende des betreffenden Abschnitts bezeichnet wird. Die Feldweiten sind abgestuft; sie betragen 17 bis 22 m. Der Bogen besteht aus zwei Rippen, und die Stützen bestehen aus zweistieligen Rahmen. Bogenrippen und Stützenstiele sind durch Querträger miteinander verbunden. Die Stützenrahmen sind in Querrichtung

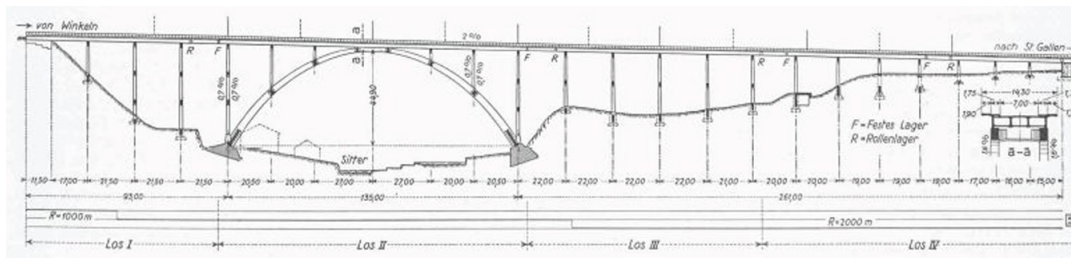


Bild 32 Fürstenland-Brücke in St. Gallen - Längsschnitt und Querschnitt

zusätzlich mit Querträgern ausgesteift. Die Spannweiten des Brückenträgers über dem Bogen sind annähernd gleich gross wie jene der Zufahrtsviadukte; d. h. über dem Bogen ist der Träger stärker beansprucht als in den Zufahrtsviadukten. Der Projektverfasser dürfte aus verschiedenen Gründen für den Fahrbahnträger einen Kastenquerschnitt gewählt haben: Aus statischen Gründen wegen der grösseren Steifigkeit im Bogenbereich und der besseren Lastverteilung im relativ breiten Träger, im Blick auf die Anordnung, die Zugänglichkeit sowie den Unterhalt der Entwässerungs- und anderer Leitungen, und nicht zuletzt auch aus ästhetischen Gründen.

Die Unterteilung des Tragsystems mit vier Gerberträgern (und acht Fugen) in fünf Abschnitte war unzweckmässig (aber leider richtungsweisend für viele spätere Brücken). Gerberträger sind nicht nur unzweckmässig, weil sie zwei Fugen erfordern; sie erschweren auch den Unterhalt und die Auswechslung der Lager. Heute würde man die Brücke nur in zwei Abschnitte mit einer einzigen Fuge zwischen zwei eng benachbarten Stützen unterteilen und die erforderlichen Lager auf den Stützenjochen anordnen.

– Baustoffe:

Über die Zusammensetzung, Herstellung und Verarbeitung des Betons stehen keine Unterlagen zur Verfügung. Nach einigen früheren, örtlichen Reparaturen erfolgte 1992, also 52 Jahre nach Fertigstellung der Brücke, eine erste umfassende Bauwerksinstandsetzung. Es zeigte sich, dass der Beton BH 350 inzwischen eine sehr hohe Festigkeit erreicht hatte (90 bis 120 N/mm²). Die Karbonatisierungstiefe war im sehr feuchten Kasteninnern relativ klein; aber der kritische Cl-Gehalt wurde wegen der konstruktiv unzweckmässig ausgeführten Belagsentwässerung (kein Überstand der Entwässerungsröhrchen und keine Wasser-auffangtrichter im Kasten), den defekten Stellen der Entwässerungsleitungen und den undichten Gerberträgerfugen örtlich massiv überschritten. Der Beton war vermutlich frostbeständig, aber nicht frosttausalzbeständig. Es kam deshalb zu zahlreichen Rostschäden.

1995 wurden an den kritischen Stellen Potenzialfeld-Messungen durchgeführt, um gefährdete Platten- und Stegbereiche genau zu lokalisieren und anschliessend durch Abtrag und Reprofilierung in Ordnung zu bringen.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

In seinen ausführlichen Berichten in der Schweizerischen Bauzeitung hat der Projektverfasser der ausserordentlich sorgfältig bearbeiteten Statik sehr viel Platz eingeräumt. Die

Überlagerung der Spannungen aus verschiedenen Bauzuständen (ohne Berücksichtigung der späteren Umlagerung aus Kriechen) dürfte allerdings nicht sehr zuverlässig sein. Trotzdem sind deswegen keine sichtbaren Überbeanspruchungen aufgetreten. Ein Längsriss in einer Bogenrippe bei der ersten Stütze unterhalb des Bogenscheitels ist jedenfalls nicht auf einen Berechnungs- oder Bemessungsfehler, sondern viel eher auf eine Bewegung im Gerüst oder in der Schalung zurückzuführen.

Die konstruktive Durchbildung der Tragelemente ist ebenfalls sehr sorgfältig. Die Bogenrippen messen (Breite $\times$ Höhe) im Scheitel 1.6×2.4 m und im Kämpfer 2.3×4.3 m. Der 10.3 m breite und 2 m hohe Kasten des Brückendecks weist vier Längsträgerstege bzw. drei Zellen im Abstand von 3 m auf. Der Projektverfasser hat offenbar der in Längsrichtung lastverteilenden Wirkung eines Plattenstreifens nicht ganz getraut, denn drei Längsträger (bzw. zwei Zellen) hätten die Herstellung des Brückenträgers etwas vereinfacht.

Andererseits hat sich der Projektverfasser schon in der Zeit vor der konsequenten Schwarzeräumung mit Streusalz bemüht, den Konstruktionsbeton mit einer Deckschicht von 20 cm Asphalt, einer PVC-Folie, nochmals 4 cm Mörtel und 1 cm Isolation sorgfältig zu schützen.

– Ästhetik:

Die dreidimensionale Gestaltung des Tragwerks und viele konstruktive Details zeigen den überzeugenden und absolut professionellen Gestaltungswillen des Konstrukteurs. Er verzichtete bewusst auf dekorative Zutaten und beschränkte sich auf die notwendige Balance von Brücke und Umfeld und die Visualisierung eines ausgewogenen, effizienten Tragwerkkonzepts auf dem Niveau des aktuellen State of the Art.

Die Fürstenland-Brücke ist m. E. ein wirtschaftliches und schönes Bauwerk. Dass in der damaligen krisenhaften Vorkriegszeit sehr viel Gewicht auf Wirtschaftlichkeit gelegt wurde, ist absolut verständlich, wenn auch eine etwas grössere Bogenspannweite mit einem entsprechend kleineren Pfeilverhältnis und Zufahrtsspannweiten von etwa 30 m der Brücke bei einem zumutbaren zusätzlichen Kostenaufwand ein dynamischeres und eleganteres Aussehen verliehen hätte.

SBB Lorraine-Brücke in Bern, 1942 [19] [20]

Entwurf: SBB, Ing. A. D. Bühler

– Technische Daten:

Gesamtlänge zwischen den Widerlagern	1'095 m
Höhe über der Aare	43 m
Bogenspannweite l	150 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1:4.3
Normalspannweite der Zufahrten	27 m
Trägerhöhe	2.85 m
Brückenbreite; vier Gleise	17.4 m



Bild 33 SBB Lorraine-Brücke, Bern

– Standort und Besonderheiten:

Die Lorraine-Brücke der SBB über die Aare in der Nähe des Berner Hauptbahnhofs befindet sich an einem stark frequentierten Ort, wo sich die Stadt mit dem landschaftlich reizvollen Aaregraben verflucht. Die Brücke ist beeindruckend, eine echte Eisenbahnbrücke für schwere Lasten. Obwohl sie massiv und schwer aussieht, ist sie m. E. sehr elegant, weil ganzheitlich konzipiert, ausgezeichnet proportioniert und zurückhaltend ornamentiert. Sie weist auch heute (im Jahr 2012) immer noch die grösste Bogenspannweite der Schweiz auf. Für Bauingenieure ist sie eine Ikone, ein Wahrzeichen der Bundes-Hauptstadt, und auch Laien bewundern dieses

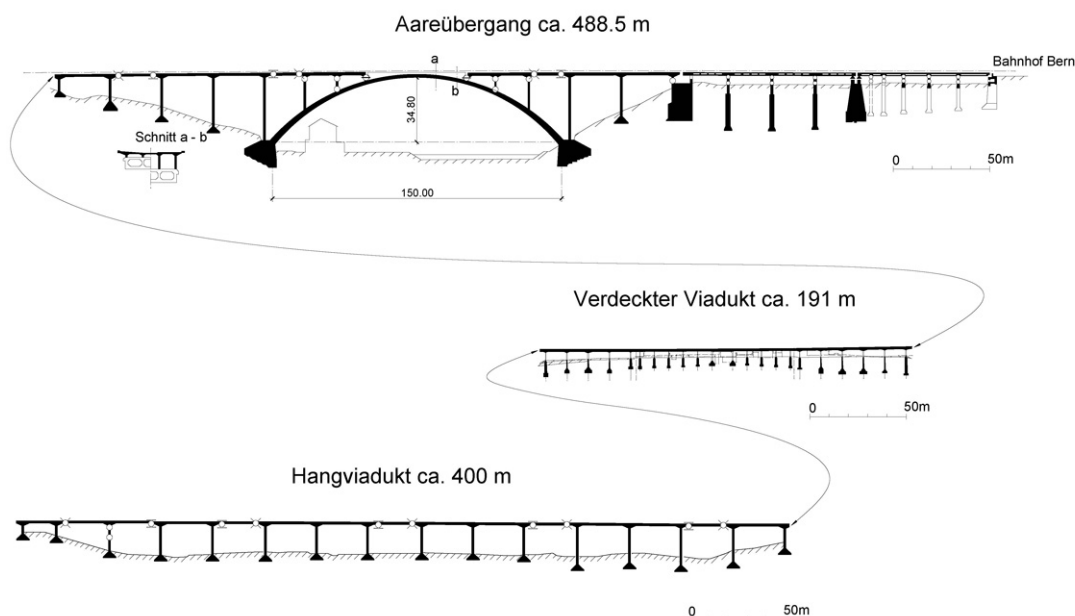


Bild 34 SBB Lorraine-Brücke, Bern - Längsschnitt

hervorragende Beispiel der Brückenbaukunst. Ich war schon als Student von dieser, damals grössten Betonbrücke in der Schweiz fasziniert.

Knapp 10 Jahre nach Fertigstellung der Lorraine-Strassenbrücke wurden von den SBB unter Mitwirkung eines Architekten und der „Stadtausbau-Kommission“ zahlreiche Varianten studiert, von denen eine Eisenbeton-Bogenbrücke und eine Eisen-Balkenbrücke als offizielle Varianten ausgewählt wurden. Es ist interessant, dass sich die Vorstellung von einer zur Bundeshauptstadt passenden Beton-Bogenbrücke bei Architekten im Vergleich von der Lorraine-Strassen-Brücke (1927) und der unmittelbar benachbarten Lorraine-Eisenbahnbrücke (1942) offenbar in 15 Jahren radikal geändert hatte.

Da für einen echten Projektwettbewerb zu wenig Zeit zur Verfügung stand, konnten 15 Ingenieurfirmen Submissionsvarianten zu den offiziellen Vorschlägen der SBB einreichen. In der Beurteilung wurde schliesslich die Lösung der SBB ohne wesentliche Änderungen beibehalten.

– Tragsystem:

Das Tragsystem der Brücke besteht aus dem 150 m weit gespannten Bogen für den Aareübergang, dem 220 m langen Seitenviadukt auf der Seite Bahnhof und den 570 m langen, zum Teil durch eine aareseitige Mauer verdeckten Hangviadukten mit Regelspannweiten von 7,5, 11 und 27 m.

Der Aareübergang und die Hangviadukte sind bezüglich Lagerung, Dilatationen und Stabilisierung nicht zweckmässig konzipiert. Unter einem vierspurigen Gleiskörper sind Gerberträger grundsätzlich falsch. Im Bogenbereich ist die Anordnung von Trärgelenken (über dem Bogen) unverständlich. Die Gerberträger im ersten Feld neben den Kämpferstützen reduzieren die Steifigkeit und Tragfähigkeit des Bogensystems beträchtlich. Bei den

Hangviadukten ist der Einbau von zahlreichen Gerberträgern ebenfalls sehr unzweckmässig. Auf dem (orografisch) untersten, ca. 400 m langen Abschnitt schliessen jeweils an zweifeldrige Rahmen (2×27 m) beidseits ein Gerberträgerfeld an, und beim folgenden Abschnitt (mit 7.5 und 11 m Spannweite) ist der Brückenträger auf Pendelstützen gelagert.

Gerberträger leisten zwar im Prinzip beim Anheben des Trägers zum Auswechseln der Lager keinen Widerstand, aber sie sind ganz klar Schwachstellen im Tragwerk, und der Gleiskörper wird massiv gestört. Die unzähligen Fugen hätten - ohne spezielle, ebenfalls unterhaltsintensive Gleisdilatationen - auf ein halbes Dutzend reduziert werden können, wenn auf den Stützenköpfen Lager vorgesehen worden wären. Bei Eisenbahnbrücken mit dilatationsfreien Gleisen kann in der Trägerfuge die Bewegung einer Trägerlänge von 80 bis 100 m zwischen den Fixpunkten überbrückt werden.

– Baustoffe:

In den umfangreichen Ausführungen zum Projekt der Brücke findet sich sehr wenig über die Herstellung und Verarbeitung des Betons. Die Zementdosierung wurde von der Bauleitung festgelegt; sie variiert je nach Bauteil zwischen 300 und 350 kg pro m^3 Beton, und das Verdichten des Betons erfolgte durch Stampfen („mit kleinen Brettern unter den Schuhen der Arbeiter“). Im Zentrum des Interesses bezüglich Baustoffen stand die Ermittlung der zulässigen Spannungen aus den Zug- und Druckproben bei Eisen und Beton.

Im April 2007, 65 Jahre nach Fertigstellung, wurde die Brücke einer umfassenden und sehr sorgfältigen Kontrolle unterzogen. Der Beton im Bogenbereich wies zu diesem Zeitpunkt bei Bohrkernen $\varnothing$ und Höhe 65 mm eine mittlere Druckfestigkeit von etwa 90 N/mm^2 , eine Kapillarporosität von etwa 10 % und eine Gesamtporosität von 12 % auf. Die Trockenrohdichte des Frischbetons betrug etwa 2350 kg/m^3 . Der W/Z -Wert war somit relativ hoch, ca. 0.55. Trotz der hohen Kapillarporosität wurde (dank des günstigen, trockenen Mikroklimas) ganz selten eine Karbonatisierungstiefe von mehr als 10 mm gemessen, und nur ein kleiner Prozentsatz der Bewehrung wurde von der Karbonatisierung erreicht. Die gemessene Chloridbelastung war so klein, dass diesbezügliche keine Gefährdung auftreten konnte.

Nur die Lager und Fugen (insbesondere bei den äussersten der vier Stege) waren verdreckt und angerostet, da sogar hier die Zugänglichkeit schwierig ist.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Die konstruktive Durchbildung des Tragwerks ist einfach, klar, übersichtlich und ausgewogen; d. h. mit wenigen Ausnahmen sind die Querschnittsabmessungen so gross, dass die Bewehrung ohne übermässigen Aufwand verlegt und der Bauteil ohne besondere Erschwernisse betoniert werden konnte. Der Bogen weist einen vierstegigen Kastenquerschnitt mit variabler Höhe auf. Da der Träger im Bogenbereich in den Feldern neben den Kämpferstützen einen Gerberträger aufweist, muss der Bogen die Biegung infolge

Verkehrslast praktisch allein übernehmen. Ohne diese nutzlosen Gerberträger wären am Bogen beachtliche Einsparungen an Beton und Stahl möglich gewesen.

Der vierstegige Plattenbalkenquerschnitt des Brückendecks ist auf der ganzen Länge 2.85 m hoch. Die Stege befinden sich zentrisch unter den Gleisen. Über den Stützen hat der Träger kurze trapezförmige Vouten, die mit einer Druckplatte verbunden sind.

Die Berechnung und Bemessung wurde zweifellos mit grösster Sorgfalt durchgeführt. Am meisten Sorgen bereitete dem Projektverfasser offenbar (im Hinblick auf den wenige Monate vorher erfolgten Einsturz des konstruktiv gleichen Gerüsts für die Sandöbrücke in Schweden) das Lehrgerüst und dessen Zusammenwirken mit dem Betonbogen. An das Lehrgerüst für einen Betonbogen werden sehr hohe Anforderungen gestellt: Es muss nebst der erforderlichen Tragfähigkeit nach dem Betonieren unbedingt auch (im Raum) die planmässigen Koordinaten möglichst genau erreichen, da sonst bereits von Anfang an erhebliche, unerwünschte Biegebeanspruchungen auftreten. Dies ist bei einem frei tragenden Holz-Bogengerüst, wie bei der SBB-Brücke in Bern, ganz besonders anspruchsvoll.

M. E. war die Herstellung des Bogenquerschnitts in drei Ringen (untere Platte, Stege, obere Platte) zweckmässig. Unnötig war dagegen die provisorische Fuge im Bogenscheitel, wo später für die Ausrüstung Pressen eingebaut wurden. Dieses Vorgehen war nicht notwendig. Man kann die untere Bogenplatte im Blick auf eine gleichmässige Lehrgerüstbeanspruchung in einzelnen Abschnitten betonieren und auf der ganzen Bogenlänge schliessen. Vom nächsten Ring übernehmen dann die Platte die Normalkräfte und das Gerüst allfällige Biegemomente. Das Ausrüsten erfolgt schliesslich durch eine einfache Lehrgerüstabsenkung. Die Lehrgerüstentlastung durch Scheitelpressen wurde bei der SBB-Brücke in Bern im Blick auf die komplexen Auswirkungen von Schwinden und Kriechen mit umfangreichen, aufwendigen, jedoch nur mehr oder weniger zuverlässigen Berechnungen kontrolliert; aber wie auch immer, klaffende Risse oder gar kritische Zustände traten nicht auf.

Der Gleistrog wurde mit Dichtungsbahnen isoliert, und diese wurden mit einer Betonschicht geschützt. Die Dichtung ist immer noch in einem erstaunlich guten Zustand. Nur bei den Fugen und den Entwässerungseinläufen wurden Schäden festgestellt. Der Vergleich mit der Fürstenland-Brücke, wo massive Schäden auftraten, zeigt die verheerende Auswirkung von Streusalz bei der Fürstenland-Brücke.

– Ästhetik:

Die Lorraine-Brücke der SBB ist eines der schönsten Brückenbauwerke in der Schweiz. Die leicht schiefe Überquerung der Aare mit dem 13.1 m breiten Bogen ist sehr gut gelöst; die Bogenwiderlager sind perfekt in die relativ steilen Abhänge des Aaregrabens eingebettet, und mit den gewählten Widerlagerstandorten ergab sich bei 150 m Bogenspannweite ein zur Topographie passendes, sehr schönes Pfeilverhältnis.

Besonders beim Aareübergang und den Anschlussfeldern sind die Trägerspannweiten sehr gut der Höhe des Feldes entsprechend abgestuft, so dass sich in diesem wichtigen Bereich ein perfekt ausgewogenes Erscheinungsbild ergibt. Die Harmonie von Bogenspannweite, Brückenhöhe, Trägerspannweiten und Feldhöhen erinnert an das klassische Gestaltungskonzept des Pont du Gard.

Die einzige, zurückhaltend dekorative Gestaltung betrifft die Trägervouten über den Stützen und die Profilierung der Seitenwände des Bogens. Das Gesamtbild visualisiert Gleichgewicht mit dem Brückenumfeld und - trotz der falschen Lagerung - konstruktive Effizienz.

Die grossen Entwicklungsschübe im Betonbau Mitte des 20. Jahrhunderts

- Vorspannung
- Ermittlung der Traglast
- Beurteilung der Bewehrungs-Korrosion

Vorspannung

Die Vorspannung des Betons war Ende der 1930er Jahre zwar nicht eine neue Idee; aber erst der französische Ingenieur Eugène Freyssinet 1879 - 1962 verhalf dem einfachen aber genialen Prinzip zum Durchbruch. Es ging dabei um die Verwendung und statische Ausnützung hochfester Stahldrähte bei der Bemessung, die Verringerung unerwünschter Tragwerksverformungen und die Verminderung der Rissbildung. Die gespannten Drähte hatten eine viel grössere Vordehnung als die spätere Verkürzung des Betons infolge Schwindens und Kriechens, und die Vorspannung blieb deshalb, wie die Wirkung einer Feder, auf den Beton weitgehend erhalten. In Deutschland wurde versucht, die Vorspannung des Betons mit relativ dicken Stangen zu erzeugen, die eine viel kleinere Festigkeit aufwiesen und dementsprechend weniger vorgedehnt werden konnten. Dabei sank die Vorspannung infolge der fast vergleichbaren Verkürzung des Betons aus Schwinden und Kriechen markant ab. Die Spannkraftverluste sollten deshalb möglichst genau berechnet werden, was dann wegen des Fehlstarts in der Methodik eine unvorstellbare und weitgehend unnütze Forschungs- und Publikationslawine auslöste.

Es gibt zwei grundsätzlich verschiedene Arten von Vorspannung:

- Die Spannbettvorspannung (Prestressing) mit vor dem Einbetonieren im Spannbett gespannten Drähten, die nach dem Erhärten des Betons vom Spannbett gelöst werden und ihre Spannkraft durch Haftung auf den Beton übertragen.
- Die Vorspannung des bereits erhärteten Betons (Poststressing) mit Kabeln (oder auch Stangen), die in Hüllrohre eingelegt und im Beton verankert werden. Die Hüllrohre können in den Betonquerschnitt eingelegt werden (interne Vorspannung), wobei meistens durch Ausinjizieren der Hüllrohre mit Mörtel der Verbund von Spannbewehrung und Beton hergestellt wird, oder die Hüllrohre werden ausserhalb des Betonquerschnitts angeordnet und gegen Korrosion schützend ausinjiziert. Die Spann-Drähte oder -Litzen werden meistens mit den Hüllrohren verlegt, sie können aber auch nachträglich in die Hüllrohre eingezogen (oder eingestossen) werden. Es gibt unzählige Spann- und Verankerungssysteme.

Das Erzeugen eines Spannungszustandes im Tragwerk ohne Bewehrung, nur mit Pressen gegen feste Ankerblöcke ist im Prinzip möglich, aber praktisch nutzlos, da der Spannungszustand im Beton durch Schwinden und Kriechen weitgehend abgebaut wird.

Die Vorspannung erzeugt einen Eigenspannungszustand, d. h. im Betonquerschnitt wird - bei statisch bestimmten Systemen - eine in Ort und Richtung der Spannstahlzugkraft entsprechende Druckkraft erzeugt; der Träger verformt sich, und bei statisch unbestimmter Lagerung entstehen zusätzlich Zwängungen.

Die ersten vorgespannten Brücken wurden „voll vorgespannt“. Die Anordnung und Bemessung der Spannbewehrung waren so zu disponieren und zu bemessen, dass im Beton die zulässigen Druckspannungen nicht überschritten wurden und keine oder nur sehr kleine Zugspannungen auftraten. Dieses Bemessungsverfahren sagte kaum etwas über die Tragsicherheit aus, und deshalb wurde vorgeschrieben, dass bei den elastisch ermittelten Schnittkräften (inkl. Zwängungsschnittkräften aus Vorspannung) auch eine ausreichende Bruchsicherheit zu gewährleisten war.

Mit zunehmender Beanspruchung bzw. abnehmender Betondruckspannung auf Spanngliedhöhe wächst die Stahlzugspannung in der Spannbewehrung (bei Verbund) nur mit dem Betrag $-\sigma_c \times E_s/E_c$. Nach dem Erreichen der Rissbildung nimmt die Spannung im Spannstahl praktisch gleich zu, wie wenn dieser aus schlaffem Betonstahl bestehen würde. Das bedeutet, dass die Vorspannung bzw. der Spannstahl bei der Berechnung des Tragwiderstandes grundsätzlich gleich zu berücksichtigen ist wie schlaffe Bewehrung; d. h. im plastischen Bereich mit seiner Fließspannung als Widerstand (nicht als Einwirkung) und ohne Zwängungen, aber mit zulässigen Schnittkraftumlagerungen gegenüber dem elastischen Zustand. Bei der Überprüfung des Verformungs- und Rissverhaltens im Gebrauchszustand wirkt die Vorspannung jedoch als Eigenspannungszustand (oder Krafteinwirkung) mit den entsprechenden Zwängungen.

Ermittlung der Traglast

Die intensive Forschungstätigkeit in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts führte nicht zuletzt im Zusammenhang mit der Entwicklung der Vorspanntechnik zu einer klaren Differenzierung der normierten Entwurfsziele Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Die bisherige Annahme, dass sich diese Entwurfsziele vor allem mit zulässigen Spannungen für beliebige Tragelemente und Tragsysteme korrelieren lasse, war unbefriedigend.

Viel zuverlässiger war es, das Erreichen dieser Entwurfsziele unabhängig voneinander zu gewährleisten: die Tragsicherheit (bei Krafteinwirkung) analytisch mit Berücksichtigung des Materialverhaltens bis zum Bruch, die Dauerhaftigkeit mit materialtechnischen und konstruktiven und die Gebrauchstauglichkeit mit analytischen und konstruktiven Massnahmen.

Für die Ermittlung der Tragsicherheit eines Systems oder eines Systemteils war dementsprechend im Sinne eines klar definierten unteren Grenzwertes die Berechnung des Tragwiderstands beim Verlust des Gleichgewichts erforderlich, wobei in plastifizierten Tragwerksbereichen die erforderliche Materialduktilität zu überprüfen war. In der Regel wurde ein stark idealisiertes, elastisch - plastisches oder starr - plastisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten für Beton und Stahl angenommen.

Wenn unter diesen Voraussetzungen in einem Querschnitt die Fließgrenze (in der Regel in der Bewehrung) erreicht wird, kommt es in der plastifizierten Zone zu starken Verformungen, die im Tragwerk Schnittkraftumlagerungen zur Folge haben. Das heisst, bis zum Verlust der System-Tragsicherheit ist immer noch Gleichgewicht gewährleistet, die Verträglichkeitsbedingungen für elastisches Baustoffverhalten sind dagegen im plastifizierten Bereich nicht mehr erfüllt.

Gelenkbildungen, bzw. Schnittkraftumlagerungen sind im Stahlbeton mit Rissen verbunden; diese Umlagerungen sind aber um so weniger heikel, je weniger die Verformungen im umgelagerten Zustand von jenen im elastischen Zustand abweichen. Das Belastungsniveau, bei dem die ersten Schnittkraftumlagerungen ohne negative Auswirkungen auftreten dürfen, ist je nach Tragwerk verschieden.

- Schnittkraftumlagerungen bei Stabtragwerken:

Orientierungsniveau für den Beginn der Umlagerung:

Ständige Last + $\frac{1}{2}$ Verkehrslast

Die Umlagerung erfolgt analytisch durch die Verschiebung der Momenten-Schlusslinie oder durch Überlagerung eines homogenen bzw. lastfreien Spannungszustandes auf den elastischen Zustand.

Bei der Umlagerung einer Schnittkraft, z. B. der Momente, ist auch die entsprechende Umlagerung der korrelierten Schnittkräfte, Querkräfte V und Torsionsmomente T zu berücksichtigen.

Erhebliche plastische Verformungen des Betons müssen durch entsprechende Querbewehrung gesichert werden.

- Schnittkraftumlagerungen bei kreuzweise bewehrten Platten:

Das Orientierungsniveau ist unabhängig von der Belastung:

Überall Mindestbewehrung zur Rissbeschränkung

Die Umlagerung kann so durchgeführt werden, dass den elastisch berechneten Plattenmomenten ein lastfreier Spannungszustand überlagert wird [21]. Der lastfreie Spannungszustand kann (sehr einfach) so bestimmt werden, dass einer fiktiven Last auf „versteckte Unterzüge“, die der bevorzugten, konstruktiv zweckmässigen Bewehrungs-

anordnung entsprechen, im umgekehrten Sinn die genau gleiche Last auf die elastische Platte überlagert wird. Dieses Vorgehen ist bei Platten mit Löchern, schiefen Platten und Pilzdecken besonders geeignet.

– Schnittkraftumlagerung bei Scheiben:

Die Schnittkräfte werden an einem geschlossenen Fachwerk berechnet, das im Wesentlichen dem Trajektorienverlauf der elastischen Scheibe entspricht.

Das Umlagerungsniveau ist unabhängig von der Belastung.

Bei den Auflagern und den Fachwerkknoten darf das Berechnungsfachwerk gegenüber dem Trajektorienfachwerk Abweichungen von etwa $\pm 15^\circ$ aufweisen.

– Schnittkraftumlagerungen bei Schalen:

Im Blick auf die Beulgefahr von Schalen sind Schnittkraftumlagerungen in der Regel heikel und sollten deshalb speziell sorgfältig untersucht werden.

– Spannungsumlagerungen im Querschnitt:

Das Ebenbleiben des Querschnitts ergibt bei elastischem Baustoffverhalten eine ebene Spannungsverteilung im Querschnitt. Bei stark idealisiertem starr - plastischem Baustoffverhalten treten Unstetigkeiten in der Spannungsverteilung auf.

Bei der Bemessung kann die effizienteste Spannungsverteilung, die über die Querschnittsfläche integriert mit den Schnittkräften im Gleichgewicht ist, verwendet werden; d. h. beispielsweise bei I-Trägern Spannungen infolge Biegung in den Flanschen und Spannungen infolge Normalkraft im Steg.

Wenn man die Schnittkräfte nach der Elastizitätstheorie berechnet und die Bemessung für plastisches Baustoffverhalten durchführt, nennt man dieses Vorgehen „elastisch - plastisch“; wenn die Schnittkräfte mit Umlagerungen (plastisch) ermittelt wurden, nennt man das Verfahren „plastisch - plastisch“.

Beurteilung der Bewehrungs-Korrosion

Die Korrosion der Bewehrung ist ein elektro-chemischer Vorgang, der in einem Reduktions- und einem Oxydations-Prozess abläuft. An der Kathode entstehen durch Reduktion von Wasser und Sauerstoff (und e^- Elektronen) OH^- -Ionen, die im Porenwasser zur Anode fließen, wo auf dem Eisen der Oxydationsprozess, d. h. die Eisenauflösung bzw. Korrosion stattfindet.

Korrosion erfordert somit gleichzeitig Sauerstoff und Feuchtigkeit in der Betondeckschicht. Bei *geringer* Feuchtigkeit wird der Ionen- bzw. *Korrosions-Stromfluss erschwert* und bei *zu viel* Feuchtigkeit wird die *Sauerstoffzufuhr* zur Bewehrung behindert [22] [23].

Bei Brücken entsteht Korrosion vor allem durch Karbonatisierung und Chloridaufnahme in der Betondeckschicht bei mangelhafter konstruktiver Durchbildung, mangelhaften Abdichtungs-Belags-Systemen und unsorgfältiger Ausführung. Besonders kritisch ist die Korrosion (als Lochfrass) bei überdeckten, nicht kontrollierbaren Betonflächen (z. B. Fahrbahnplatten) oder bei unzureichender Injektion der Spanngliedhüllrohre, wo die Korrosion der Spanndrähte beim Bruch ohne Vorankündigung sehr gefährlich sein kann.

Bei Spanngliedern kommt es immer wieder vor, dass Injektionsgut während des Injizierens ausläuft und die Hüllrohre nicht vollständig gefüllt werden. Besondere Vorsicht ist diesbezüglich bei der Segmentbauweise erforderlich. Heikel ist das Injizieren auch bei vertikalen und stark geneigten Kabeln. Am oberen Kabelende ist eine Entmischung des Injektionsgutes möglich, und bei Injektionen mit Fett muss periodisch kontrolliert werden, ob bei den Hüllrohren oder Kabelverankerungen Fett ausläuft. Man kann deshalb das Injizieren nicht den Arbeitern der Vorspannfirma überlassen; eine peinlich genaue Kontrolle durch die Bauleitung ist unbedingt erforderlich.

– Karbonatisierung:

Die Karbonatisierung erfolgt durch Gasdiffusion in der Oberflächenschicht des Betons. Abgesehen von der oben erwähnten Feuchtigkeits-Situation in der Beton-Deckschicht (Deckschichtfeuchte) ist sie abhängig von der Betondichtigkeit (Kapillar- und Luftporosität), und sie nimmt bei Oberflächenrissen infolge Schwindens bzw. unsorgfältiger Nachbehandlung sowie bei schlecht reparierten Kiesnestern zu. Sie weist erhebliche Streuungen auf. Auch die effektive Betondeckung der Bewehrung weist im Vergleich zur planmässigen Überdeckung starke Streuungen auf. Aus den Streuungen der karbonatisierten Tiefe des Betons und der Überdeckung der Bewehrung lässt sich das Ausmass der Korrosionsgefährdung ermitteln.

– Chloridinfiltration:

Die Chloridinfiltration der Betondeckschicht erfolgt hauptsächlich durch Kontakt des Betons mit chloridhaltigem Wasser. Durch das Aufsaugen des chloridhaltigen Wassers gelangt dieses in die Kapillarporen, wo die Chloride nach dem Verdunsten liegen bleiben und bei ausreichender Konzentration auf Bewehrungsniveau die alkalische Schutzschicht direkt zerstören. Der Aufsaug- und Austrocknungs-Prozess erfolgt durch die Kapillarporen und wird durch gut verteilte Luftporen unterbrochen. Die Tiefe der Deckschicht mit gefährlicher Chloridkonzentration ist beim Kontakt des Betons mit chloridhaltigem Wasser und bei Spritzwasserzonen bis auf eine Höhe von etwa 2.5 m meistens grösser als die Karbonatisierungstiefe. Die übliche Betonüberdeckung von 4 cm genügt deshalb in der Regel nicht.

– Depassivierung der Bewehrung infolge Karbonatisierung

Bei Stahlbeton wird die Bewehrung bei einem pH-Wert $> \text{ca. } 12$ durch einen dünnen alkalischen Passivfilm gegen Korrosion geschützt (kein Korrosionsstromfluss). Durch die Karbonatisierung des Betons wird die Alkalität abgebaut; der pH-Wert sinkt im Porenwasser unter 9 und die ungeschützte Bewehrung bildet ein galvanisches Element. Kathode und Anode befinden sich abwechselnd, nahe beieinander. Die Korrosion tritt entlang der Bewehrung flächig auf. In diesem Normalfall ist die Korrosionsstromdichte auch bei "optimaler" Deckschichtfeuchte mittel, aber unbedingt zu beachten.

– Depassivierung der Bewehrung durch Chloridinfiltration:

Bei der Chloridinfiltration (Chloridkonzentration über $\sim 0.4\%$ der Zementmasse auf Bewehrungsniveau) wird der alkalische Schutzfilm meistens lokal direkt zerstört. In diesem Falle steht der konzentrierten Anodenfläche (wo die Rostprodukte gebildet werden) eine grosse Kathodenfläche (wo Sauerstoff aufgenommen wird) gegenüber, und bei häufigen Feuchtigkeitsschwankungen entsteht bei „optimaler“ Deckschichtfeuchte der gefährliche Lochfrass. Die Gefahr von Lochfrass ist deshalb umso geringer je besser die Qualität der Deckschicht bezüglich Dichtigkeit (Oberflächen-Haarrisse) und Porenverteilung (Kapillar/Luftporen) ist. Es ist zu beachten, dass Chloride hygroskopisch sind und dass auch bei trockenem Umfeld noch Porenwasser vorhanden sein kann.

In beiden Fällen (Karbonatisierung und Chloridinfiltration) ist eine möglichst kleine Kapillarporosität (kleiner W/Z Wert) wichtig; die Luftporen wirken sich bezüglich Karbonatisierung negativ, bezüglich Chloridinfiltration jedoch positiv aus. (Luftporen wirken sich auch bei gefrierendem Wasser in den Kapillarporen als Expansionsräume positiv aus.)

- Messungen:

Die Karbonatisierungstiefe wird mit einer Prüflösung an einem 30 - 40 mm tiefen herausgespitzten Loch, oder an einem Bohrkern ermittelt. Der Verlauf der Chloridkonzentration kann aus Bohrkernen in Tiefen von 10, 30, 50 mm oder aus entsprechenden Bohrmehlproben ermittelt werden. Bei grösseren Flächen, z. B. Fahrbahnplatten (mit defekter Abdichtung) wird der Chloridgehalt auf Bewehrungsniveau am besten aus sorgfältig (vor allem in bezug auf die temporäre Deckschichtfeuchte) geeichten Potentialmessungen ermittelt. Der Chloridgehalt ist mit der Korrosionsstromdichte korreliert und diese ist eine Funktion der Deckschichtfeuchte.

- Korrosionsgeschwindigkeit:

Die Korrosionsgeschwindigkeit ist abhängig vom Sauerstoffgehalt auf dem Bewehrungsniveau (Auslösen der elektro-chemischen Reaktion), der Deckschichtfeuchte und der Temperatur. Unter Wasser ist der Sauerstoffgehalt auf Bewehrungsniveau für die Auslösung des Korrosionsprozesses zu klein. Bei kleiner Betonfeuchtigkeit (z. B. im Innern von trockenen Kastenträgern) wird der für die Korrosion erforderliche Ionentransport durch

den grossen elektrolytischen Widerstand stark behindert. Der Temperatureinfluss ist wegen der täglichen und saisonalen Temperaturschwankungen mittelfristig nicht relevant. In höheren Regionen ist die Temperatur zwar tiefer (Korrosion verzögernd); aber die Einwirkungen durch Tausalzangriffe sind wesentlich intensiver.

Am besten und wirksamsten lässt sich Korrosion vermeiden, wenn gefährdete Bauteile durch konstruktive Massnahmen gefährlichen Einwirkungen (Tausalze, Eis, Schnee, Wasser) vollständig entzogen werden. Einen temporäreren Schutz bieten auch direkte Massnahmen wie Versiegelung oder Beschichtung.

Die Korrosionsgeschwindigkeit ist bei flächiger Depassivierung (infolge Karbonatisierung) in trockenem Umfeld (nur gelegentliche Kondenswasserbildung) sehr klein, und mittel bei nassem Umfeld (direkte Bauteilbefeuchtung durch Schnee und Regen).

Die Korrosionsgeschwindigkeit ist ebenfalls mittel, wenn die frühere Chlorideinwirkung durch Massnahmen gegen jeden weiteren Wasserkontakt geschützt wird, und hoch bis sehr hoch bei weiterer Chlorideinwirkung (Lochfrass). Sofortmassnahmen sind in diesem Falle unbedingt erforderlich.

- Auswirkungen auf die Tragsicherheit:

Die Auswirkungen der Korrosion auf die Tragsicherheit sind klein, wenn die Bewehrung nicht sicherheitsrelevant (nur rissverteilend) ist und nur vereinzelte Abplatzungen auftreten.

Die Auswirkungen der Korrosion auf die Tragsicherheit sind mittel bei kleinen Stabdurchmessern, beschränkt redundanter Bewehrung (z. B. Bügel in Stegen, kreuzweise bewehrten Platten) und bei nicht sicherheitsrelevanten Tragelementen.

Die Auswirkungen der Korrosion auf die Tragsicherheit sind gefährlich und möglichst rasch zu beheben, bei sicherheitsrelevanten Tragelementen (Spannkabel), einem möglichen Bruch ohne Vorankündigung (Sprödbbruch) und bei allenfalls progressiven Folgen für das Gesamttragwerk.

- Ursachen und Auswirkungen von Rissen:

Beim Auftreten von Rissen muss immer die Ursache ermittelt werden. Risse infolge Kräfteinwirkungen können auf Berechnungs- oder Konstruktionsfehler hinweisen. Zwängungsrisse sind in der Regel nicht gefährlich. Oberflächen-Schwindrisse infolge ungenügender Beton-Nachbehandlung vermindern die Dichtigkeit des Oberflächen-Betons, vergrössern die Karbonatisierungstiefe und begünstigen die Wasseraufnahme des Betons.

Risse mit einer mittleren Rissbreite von etwa 0.2 mm sind bezüglich Korrosion unbedenklich, wenn die Bewehrung nicht depassiviert ist. Rostwasser führende Risse sollten durch Ausinjizieren geschlossen werden.

Betonbrücken nach 1950

- Weinland-Brücke bei Andelfingen, ZH
- Letziwald-Brücke, Avers, GR
- Rhein-Brücke Tamins, GR
- Felsenau-Brücke, Bern
- Sunniberg-Brücke bei Klosters, GR

Weinland-Brücke bei Andelfingen, ZH, 1958 [24]

Projekt: Ing.-Büro H. Eichenberger, Zürich

– Technische Daten:

Gesamtlänge	287 m
Spannweiten	66 - 88 - 76 - 57 m
Brückenbreite	16.4 m



Bild 35 Weinland-Brücke bei Andelfingen, ZH

– Standort und Besonderheiten:

In der Schweiz wurden 1941 von M. Ritter und P. Lardy [25] die ersten Versuche mit hoch vorgespannten Spannbettträgern durchgeführt und 1943 baute A. Panchaud in Fribourg die erste kleine Unterführung mit vorgespannten Trägern [26]. Nachdem der Bau von vorgespannten Brücken in Ortbeton im Ausland bereits eine beachtliche Verbreitung gefunden hatte, wurde auch in der Schweiz 1952 in der Nähe von Brugg die erste, kleine, vorgespannte Strassenbrücke über einen Kraftwerkkanal erfolgreich projektiert und gebaut. Die Vorspannung erfolgte dort und später bei fast allen Ortbeton-Brücken in der Schweiz mit Kabeln und Verankerungen des von der Firma BBRV entwickelten Spannsystems. Aber bis zum Inkrafttreten der Norm SIA 162 (1956) gab es noch keine Richtlinien oder Normen für Tragwerke in vorgespanntem Beton. Trotzdem wurden 1954 beim Wettbewerb für die Weinland-Brücke bei Andelfingen, die damals zu den grössten Brücken in der Schweiz zählte, 12 von 21 Projekten als Balkenbrücken in vorgespanntem Beton vorgeschlagen.

Auch dem Aufbau und der Ausführung des Abdichtungs-Belags-Systems wurde grosse Aufmerksamkeit geschenkt. Die Abdichtung bestand aus einem auf die sorgfältig gereinigte Betonplatte aufgespritzten Lackbitumen und einer 8 mm starken Asphaltisolierschicht mit einem Grösstkorn von 3 mm. Darauf wurde eine 20 mm starke Binderschicht (Grösstkorn 20 mm) und schliesslich eine 20 mm starke Verschleisschicht (Grösstkorn 9 mm) mit einer bituminierten Fillerabdeckung aufgebracht.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Die Berechnung der Schnittkräfte und der Betonspannungen wurde mit grösster Sorgfalt durchgeführt. Neben den Verkehrslasten fanden auch die Schnittkraftumlagerungen infolge des etappenweisen Bauvorgangs und der ungleichmässigen Temperaturänderung im Querschnitt besondere Beachtung. Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgte nach dem Prinzip der vollen Vorspannung mit zulässigen Betonspannungen; d. h. infolge Eigengewicht, Vorspannung und Verkehrslast waren Zugspannungen nicht zulässig, und die Druckspannungen durften die zulässigen Werte der Norm SIA 162 (1956) nicht überschreiten.

Die konstruktive Durchbildung war im Prinzip sorgfältig. Die Abmessungen der Fahrbahnplatte waren mit 20 cm im Feld und 18 cm am Konsolkopf sowie einer Konsolkopfbreite von 30 cm als Vorbild für spätere Brücken (aus heutiger Sicht) nicht ausreichend. Auch die Querträgerausbildung war nicht ideal, weil zwischen den Querträgern und der Fahrbahnplatte eine Lücke offen gelassen wurde; aber die durch unterschiedliche Temperaturen in der Fahrbahnplatte und im Querträger erzeugten kleinen Zwängungsrisse haben (da ohnehin nicht wasserführend) keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit.

– Bauvorgang:

Die Foundationen im ausserordentlich schwierigen z. T. im Grundwasser liegenden, sandig lehmigen Baugrund erfolgten zuerst mit Senkkasten im Schutz einer Spundwand. Bei der unmittelbar rechts neben der Thur liegenden Foundation musste dann aber der Senkkasten trotz der Spundwände mit einem Deckel auf einen Caisson umgebaut werden. Die Pfeiler sind sorgfältig proportionierte, leicht gegeneinander geneigte, zweistielige Rahmenstützen.

Der Plattenbalkenquerschnitt des Brückendecks wurde in zwei Phasen - zuerst Trägerstege, dann Fahrbahnplatte (z. T. mit einem erheblichen zeitlichen Unterschied) - betoniert. Die Herstellung des Brückenträgers erfolgte in drei Etappen auf einem mehrfach verwendeten, kunstvoll-fächerförmigen Holzlehrgerüst. Die Kragarme der ersten und zweiten Etappe waren allerdings viel zu lang. In der ersten Bauetappe wurde das 66 m lange Randfeld mit einem 34.5 m langen Kragarm (0.4 l statt wie heute üblich 0.2 l) im anschliessenden 88 m langen Hauptfeld hergestellt, was zu Schwierigkeiten mit den Durchbiegungen im Kragarm führte. Diese waren wegen der Inhomogenität des Querschnitts etwa doppelt so gross wie berechnet. Die später betonierte und nachher tiefen Temperaturen ausgesetzte Fahrbahnplatte wies einen wesentlich kleineren *E*-Modul auf als die Trägerstege. Die aufwendigen Berechnungen

bezüglich der Schnittkraftumlagerungen waren deshalb wenig zuverlässig. Es hätte aus heutiger Sicht durchaus genügt, die Schnittkräfte im Träger nur für den Eingusszustand und ohne ungleichmässige Temperaturverteilung im Querschnitt zu berechnen.

– Ästhetik:

Der Wettbewerb für die Weinland-Brücke Andelfingen wurde Ende Mai 1954 als Projektwettbewerb für Ingenieurbüros ohne irgendwelche Teilnehmerbeschränkungen öffentlich ausgeschrieben. Den Vorsitz der Jury hatte der Baudirektor des Kantons Zürich, P. Meierhans inne; für die Beurteilung der architektonischen Gestaltung war vor allem der einzige Architekt in der Jury, Kantonsbaumeister Peter, zuständig.

Die ersten sechs mit Preisen ausgezeichneten Projekte gingen an Ingenieurbüros, die nicht explizit mit einem Architekten zusammengearbeitet hatten. Insbesondere beim erstrangierten, aber auch bei verschiedenen anderen Projekten ist jedoch ein gestalterischer Wille der Projektverfasser deutlich erkennbar.

Architekt Peter war der Meinung, dass die gewählte Balkenbrücke dank ihrer Form und Abmessungen die reizvolle Thurlandschaft am wenigsten beeinträchtigt, und an der Brücke hob er vor allem die sehr gute Gestaltung der Stützenjoche hervor. Landschaft, Topographie und Baugrund eigneten sich tatsächlich nicht für eine Bogenbrücke. Die vorgeschlagenen, ziemlich unruhigen Lösungen hätten sich jedenfalls nicht gut in das ruhige Umfeld eingefügt.

Die Proportionen des Brückenüberbaus vermögen aber m. E. nicht restlos zu überzeugen. Mit knapp 1/20 der Hauptspannweite ist die Trägerhöhe sehr reichlich bemessen, und die Trägerkonsolen sind mit 2.4 m kurz, d. h. mit einer verkleinerten Trägerhöhe und etwas vergrösserten Konsolen hätte die Brücke an Eleganz, Schlankheit und Dynamik wesentlich gewonnen.

Es ist bemerkenswert, dass 1958 eine relativ grosse Brücke ohne umfangreiche Normen einwandfrei projektiert und erstellt werden konnte.

Letziwald-Brücke, Avers, GR, 1960

Projekt: C. Menn

– Technische Daten:

Länge inkl. Widerlagerkasten L	76.2 m
Bogenspannweite l	66.5 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1 : 9.6
Brückenbreite	5.7 m
Höhe	85 m



Bild 37 Letziwald-Brücke, Avers, GR

– Standort und Besonderheiten:

Die Letziwald-Brücke überquert am Eingang zur obersten Stufe des Averser Tals in 85 m Höhe die Schlucht des Averser-Rheins. Auf der rechten Talseite fällt die Felsflanke fast senkrecht bis zum Rhein hinunter; sie dominiert den Brückenstandort. Die linke Talseite ist ebenfalls felsig aber teilweise bewaldet und weniger steil. Konzeptionell korreliert die spektakuläre, tiefe Schlucht eindeutig am besten mit einem kühnen Bauwerk, das die Felsflanken nicht beeinträchtigt.

– Tragsystem:

Der gewählte Dreigelenkbogen ist im Prinzip eine Kopie der 1905 gebauten und 1927 durch eine Blocklawine zerstörten Maillart-Brücke bei Tavanasa. Das Tragsystem der Letziwaldbrücke besteht nur aus einem extrem flachen Bogen, der einen Kastenquerschnitt

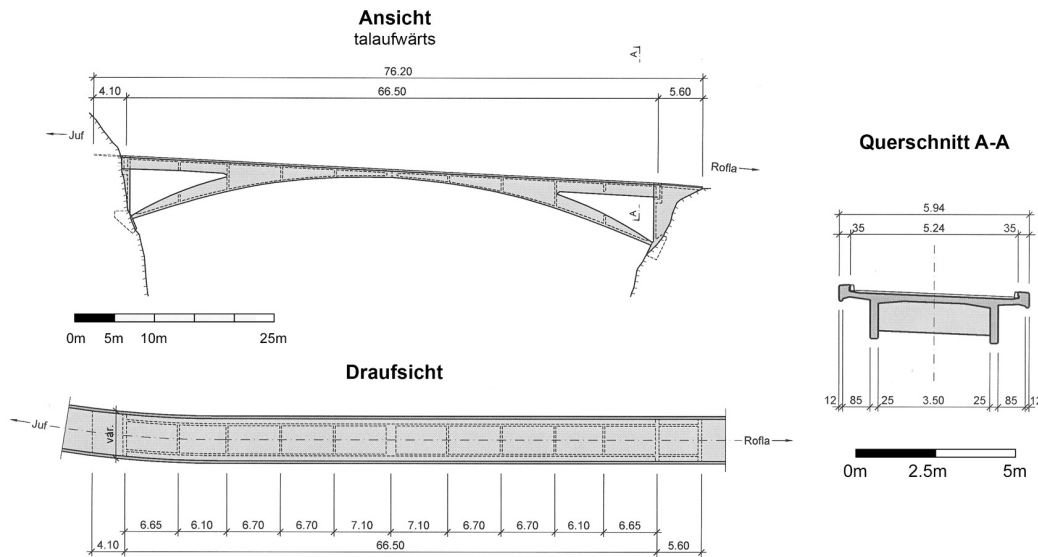


Bild 38 Letziwald-Brücke, Avers, GR - Ansicht, Grundriss und Schnitt

mit Öffnungen im Kämpferbereich aufweist. Das Pfeilverhältnis beträgt $f:l = 1:9.6$. Die Lehrgerüstfundamente sind mit den Bogen- und Trägerwiderlagern zu einer Einheit verbunden. Der erforderliche Aushub liess sich damit dem Felsverlauf entsprechend, herstellungstechnisch einfach und kostengünstig am Felsrand konzentrieren. Die Bogengelenke bestanden ursprünglich aus Bleiplatten. Besonders im Bogenscheitel haben sich diese Lager nicht bewährt, da sich die Fuge über dem Gelenk nicht dauerhaft abdichten liess. Betongelenke sind besser; aber am einfachsten und zweckmässigsten ist es, den Bogen im Scheitel und bei den Widerlagern biegesteif-monolithisch auszubilden.

– Baustoffe:

Der Betonstahl besteht aus naturhartem Stahl II mit einer Fließgrenze von $f_{sy} = 350 \text{ N/mm}^2$. Dieser Stahl war damals besonders bei sehr tiefen Temperaturen relativ spröde.

Für das gesamte Tragwerk wurde hochwertiger Beton BH 325 (Zementgehalt), $f_{cw} = 35 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Die Frostbeständigkeit wurde nicht geprüft; es durfte aber erwartet werden, dass sie aufgrund der Petrographie, der Kornverteilung, des W/Z -Wertes und der Festigkeit etc. gewährleistet war; eine ausreichende Frosttausalzbeständigkeit wurde aber mit grosser Wahrscheinlichkeit nicht erreicht.

Das Abdichtungs-Belags-System, bestehend aus einem Lackbitumenanstrich und 6 cm Asphalt war konzeptionell und materialtechnisch absolut ungenügend und musste ersetzt werden.

Das Geländer befriedigte ebenfalls nicht. Bei einer Brücke auf 1'800 m.ü.M., die oft nicht schneegeräumt wird und die an beiden Enden über Kurven erreicht wird, genügt ein normales Röhrengeländer nicht. An den Rändern würde ein etwa 50 cm hohes Mäuerchen mit einem darauf befestigten Geländer wesentlich mehr Sicherheit bieten.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Die statische Berechnung des zweifach statisch unbestimmten Systems war einfach und zuverlässig; aber die konstruktive Durchbildung war bezüglich der Lager, der Brückenränder und der Entwässerung des U-förmigen Bogenquerschnitts unbefriedigend. Durchbrüche für Entwässerungen etc. müssen Rohrüberstände und unten am Durchbruch Tropfnasen aufweisen.

– Ästhetik

Der flache Bogen visualisiert die erwünschte Kühnheit der Brücke über der tiefen Schlucht, und mit der Verbindung der Widerlager für Lehrgerüst, Bogen und Fahrbahnträger bleiben die Felswände unangetastet. Die Länge der Öffnungen über den Kämpfern und die Länge der Verbindung von Bogen und Fahrbahnträger sind visuell miteinander im Gleichgewicht.

Rhein-Brücke Tamins, GR, 1963

Projekt: C. Menn

– Technische Daten:

Länge inkl. Widerlagerkasten L	158 m
Bogenspannweite l	100 m
Pfeilverhältnis $f:l$	1 : 4.8
Brückenbreite B	8.4 m
Höhe H	32 m



Bild 39 Rhein-Brücke Tamins, GR

– Standort und Besonderheiten:

Mit der Rhein-Brücke Tamins überquert die Bündner Oberlandstrasse unmittelbar nach der Abzweigung von der A13 den vereinigten Hinter- und Vorderrhein. Die Brücke ist 158 m lang mit einer Bogenspannweite von genau 100 m; sie dürfte die weltweit erste vorgespannte bzw. teilweise vorgespannte Beton-Bogenbrücke sein. Die Flusslandschaft im beginnenden Staugebiet mit dem Schloss Reichenau ist von aussergewöhnlicher, ruhiger Schönheit. In dieses Umfeld liess sich eine ausgewogene, visuell traditionelle Bogenbrücke sehr gut einfügen, wenn auch eine moderne Bogenform als Akzent in der Landschaft durchaus vertretbar gewesen wäre. Für die von Norden kommenden Benützer der A13 wird die Brücke durch die Auffahrt auf die Oberlandstrasse verdeckt, und von Süden kommend ist die Brücke wegen der stark wuchernden Büsche und Bäume nur noch teilweise sichtbar. Leider wird auch noch der Blick auf die einzigartige Flusslandschaft durch eine unförmige, unnötig hohe

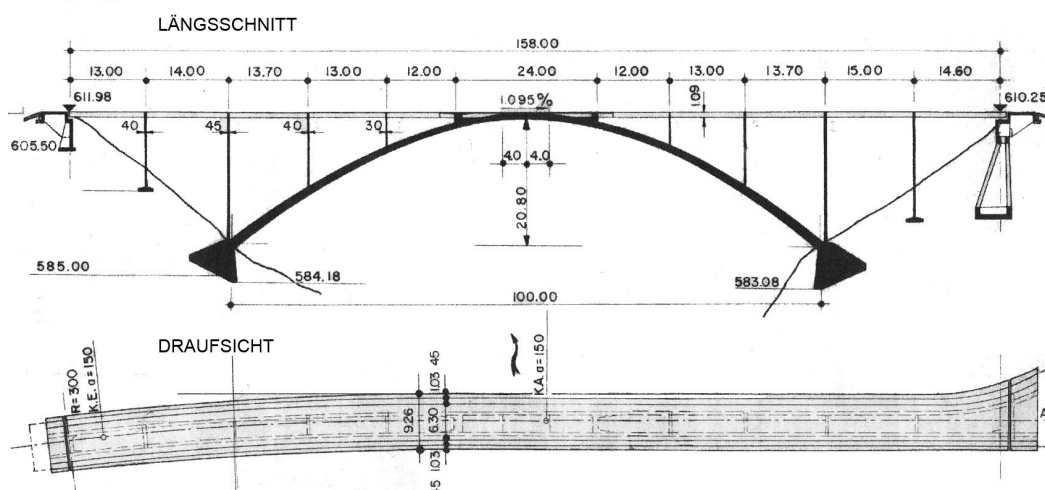


Bild 40 Rhein-Brücke Tamins, GR - Längsschnitt und Grundriss

Sicherheits- und Lärmschutzmauer verdeckt. Eine etwa 50 cm hohe Mauer mit einer darüber befestigten Glaswand hätte die notwendigen Sicherheits- und Lärmschutzanforderungen auch erfüllt, und die etwas höheren Kosten wären in Anbetracht der einzigartigen Flusslandschaft mit dem gegenüberliegenden Schloss durchaus gerechtfertigt gewesen.

– Tragsystem:

Das Tragsystem der Brücke besteht aus einem eingespannten Bogen, der im Scheitel in den Brückenträger eingebunden ist. Die Bogenachse folgt ohne Ausrundung (unter den Stützen) der Stützlinie aus Eigengewicht. Über dem Bogen sind je drei in der Spannweite sorgfältig abgestufte Trägerfelder angeordnet. Beidseits des Bogenbereichs schliessen sich zwei Zufahrtfelder an. Wegen der vielen schlechten Erfahrungen bezüglich Dauerhaftigkeit mit früher oder später wasserdurchlässigen Fugen über den Kämpferstützen, und im Blick auf die statisch erwünschte Affinität der Biegelinien von Bogen und Brückenträger ist dieser auf der ganzen Länge fugenlos. Kämpferstützen sind statisch konstruktiv richtig und wichtig weil sie neben der oben erwähnten Affinität der Biegelinien auch die kürzeste Spannweite für den Versteifungsträger ergeben. Es ist bei langen Brücken aus statisch-konstruktiven, aber auch aus gestalterischen Gründen vorteilhaft, wenn an den Bogenbereich noch zwei Zufahrtfelder anschliessen und erst dann eine allenfalls notwendige Dilatationsfuge vorgesehen wird. Man kann dort (wie z. B. beim Langwieser-Viadukt) eine Doppelstütze mit kurzen, aber konstruktiv erwünschten Trägerüberständen und einem freien Zugang von unten zur Fugenkonstruktion anordnen. Die Rhein-Brücke Tamins ist bei beiden Endwiderlagern längsverschieblich gelagert. Die Tragfähigkeit der Brücke hätte erhöht werden können, wenn eines dieser Lager etwa ein Jahr nach Fertigstellung der Brücke (oder später) blockiert worden wäre.

– Baustoffe:

Das kantonale Tiefbauamt Graubünden übernahm neben der Oberbauleitung auch die örtliche Bauleitung. Über die Baustoffprüfungen liegen keine zugänglichen Angaben vor.

Als Betonstahl wurde naturharter Stahl II b verwendet mit

$$f_{sy} = 350 \text{ N/mm}^2 \text{ und } f_{tk} = 520 \text{ N/mm}^2.$$

Die Vorspannung erfolgte mit dem System BBRV, verwendet wurden gezogene Drähte $\varnothing 6 \text{ mm}$, mit

$$f_{py} = 1400 \text{ N/mm}^2.$$

Als Beton war ein der Norm SIA 162 (1956) entsprechender, hochwertiger Beton BH 325 (Zementgehalt) mit einer Würfeldruckfestigkeit $f_{cw} = 35 \text{ N/mm}^2$ vorgeschrieben. Mit der üblichen Zusammensetzung, Mischung und Verarbeitung wurde die erforderliche Festigkeit erreicht. Die Frostbeständigkeit wurde damit einigermaßen gewährleistet; sehr wahrscheinlich aber nicht eine ausreichende Frosttausalzbeständigkeit.

Die Abdichtung der Fahrbahnplatte mit Lackbitumen und der unterläufige, viel zu dünne und zu wenig dichte Fahrbahnbelag waren wie bei der Letziwald-Brücke ungenügend. Dies wirkte sich bei der ein paar Jahre später intensiv gesalzene Fahrbahn verheerend aus. Die obere Bewehrungslage der Fahrbahnplatte war stellenweise fast durchgerostet.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Der Bogen weist einen rechteckigen Plattenquerschnitt auf: im Scheitel $1.0 \times 4.0 \text{ m}$ und im Kämpfer $1.15 \times 6.3 \text{ m}$. Der Kastenquerschnitt des Fahrbahnträgers ist (inkl. obere und untere Platte) nur 1.0 m hoch. Er sieht schlank und elegant aus, war aber in Ortbeton ausführungstechnisch sehr mühsam und aufwendig. Die Fahrbahnplatte wurde ursprünglich im Kasten nicht ausgeschalt, und die untere Kastenplatte wies keine Einstiegs- oder Besichtigungsöffnungen auf.

Kastenquerschnitte mit einem sehr niedrigen Innenraum ($< \text{ca. } 90 \text{ cm}$) sollten in zwei Phasen (zuerst untere Platte und Stege dann Fahrbahnplatte) hergestellt werden. So können im Kasten die Stege ausgeschalt werden, und zwischen den Stegen werden dann für die Schalung der Fahrbahnplatte ev. im Spannbett hergestellte, ca. 5 cm dicke Betonbretter (mit etwa 15 cm freier Anschlussbewehrung) verwendet, die auf einem ca. 6 cm breiten Überstand bei den Stegen oder allenfalls auch auf einer einfachen provisorischen Abstützung zwischen den Stegen aufgelagert sind. Die Bewehrung der Betonbretter kann bei der Bemessung der Fahrbahnplatte voll berücksichtigt werden. Das Kasteninnere muss durch Öffnungen in der unteren Kastenplatte zugänglich sein. Durch diese Öffnungen können provisorische Schalungsstützen entfernt werden, und die Öffnungen dienen auch für die Belüftung (Austrocknung) und Kontrolle des Kastens und im Notfall auch dessen Entwässerung.

Die Kabel zur Vorspannung des Brückenträgers bestehen aus drei Gruppen: Den geschwungenen Stegkabeln zur Balance des Eigengewichts in den Sekundärspannweiten und den geraden Kabeln in der oberen und unteren Kastenplatte zur teilweisen Aufnahme der Biegung aus ungünstig angeordneter Verkehrslast. Verbleibende Zugspannungen im Brückenträger werden mit schlaffer Bewehrung aufgenommen. Die Vorspannung des Brückenträgers erhöht die Systemsteifigkeit im Gebrauchszustand erheblich. Wenn aber in den höchst beanspruchten Trägerabschnitten die Risslast überschritten wird fällt hier die Steifigkeit markant ab. Dies muss bei der Berechnung zweiter Ordnung berücksichtigt werden. Im vorliegenden Fall wurde der Momentenzuschlag zweiter Ordnung am homogenen System ermittelt; bei der Bemessung wurde dann aber andererseits der Spannungszuwachs im Spannstahl nicht berücksichtigt. Die Nachkontrolle ergab, dass sich (im vorliegenden Fall) der zu klein berechnete Zuschlag und der vernachlässigte Widerstandsanteil im Spannstahl mehr oder weniger kompensieren.

Grundsätzlich muss jeder Hohlraum in einer Brücke (insbesondere bei einem Kastenträger) ausgeschalt werden und von unten zugänglich oder zumindest einwandfrei kontrollierbar sein. Die Platten- und Stegstärken des Kastenquerschnitts sollten nicht knapp bemessen werden; bei Bogenbrücken spielt das zusätzliche Eigengewicht praktisch keine Rolle, die höhere Normalkraft im Bogen kann sich sogar günstig auswirken. Die Konsolköpfe waren bei der Rhein-Brücke Tamins viel zu klein. Sie müssen aus frostausalzbeständigem Beton hergestellt und beschichtet oder zumindest hydrophobiert werden. Auch die Oberseite des Bogens erfordert eine Beschichtung gegen den chloridhaltigen Sprühnebel von der Fahrbahn. Alle Plattendurchbrüche müssen mit Tropfnasen versehen und beschichtet werden. Abdichtung und Belag müssen mit der sauber gereinigten und möglichst ausgetrockneten Plattenoberfläche verklebt werden. Auf einer Brücke ist immer (über der Abdichtung) ein zweischichtiger 12 cm dicker Gussasphalt zu empfehlen.

– Ästhetik:

In den 60er Jahren wurden selbst in topographisch ungeeignetem Gelände fast immer vorgespannte Balkenbrücken gebaut; Bogenbrücken waren veraltet. Es brauchte viele Jahre, bis die Brückeningenieure wieder realisierten, dass mit Balkenbrücken und raffinierter Vorspanntechnik zwar imposante, bisher nur im Stahlbau mögliche Spannweiten erreicht werden konnten, dass aber Bogenbrücken den Kräftefluss viel eindrücklicher visualisieren und viel mehr Gestaltungsfreiheit bieten.

Die wohltuend ruhige Flusslandschaft nach der Vereinigung des Vorder- und Hinterrheins und die Topographie der unmittelbaren Rheinüberquerung sind nur mit einem Bogen im perfekten Gleichgewicht. Das Erscheinungsbild der Brücke ist zwar traditionell, aber die Leichtigkeit und Transparenz des Tragwerks mit den ausgewogen abgestuften Spannweiten ist überzeugend.

Felsenau-Brücke bei Bern, 1974 [27]

Projekt: Emch + Berger, Bern und C. Menn, Chur

– Technische Daten:

Gesamtlänge	1'116 m
Spannweiten	38 - 5 × 48 - 100 - 156 - 156 - 100 - 6 × 48 - 38 m
Höhe über der Aare	60 m
Brückenbreite	26.2 m (2 × 3 Fahrspuren + Standstreifen)



Bild 41 Felsenau-Brücke bei Bern

– Standort und Besonderheiten:

Die Felsenau-Brücke der Autobahn A1 (Zürich/Basel - Bern - Lausanne/Genf) über die Aare bei Bern ist die zentrale Brücke im mittelländischen Nationalstrassennetz. Auf der Ostseite der Brücke vereinigt sich die A6 (Biel - Bern - Thun) mit der A1 und auf der Westseite mündet die A12 (Vevey - Fribourg - Bern) in die A1. Auf der Brücke überlagert sich dem Autobahn-Fernverkehr auch noch ein beachtlicher Teil des innerstädtischen Berner Stadtverkehrs. Diesem grossen Verkehrsaufkommen ist die Brücke mit den vorhandenen 2 × 3 Fahrspuren in absehbarer Zeit nicht mehr gewachsen. Eine Verbreiterung der Brücke ist technisch ausserordentlich schwierig und würde wegen der Vergrösserung der beidseits 7.5 m weiten Auskragungen in den Freivorbaufeldern Verstärkungen in Längs- und Querrichtung erfordern. Deshalb wäre m. E. anstatt einer Brückenverbreiterung eine kleine Umfahrung über die A7, den Anschluss 8 bei (Schönbrunnen), neu über Oberlindach, und die Galenbrücke zum Anschluss Neufeld oder eine grosse Umfahrung über Aarberg, Kerzers einfacher und zweckmässiger. Jedenfalls ist eine Redundanz grundsätzlich immer vorteilhafter als die

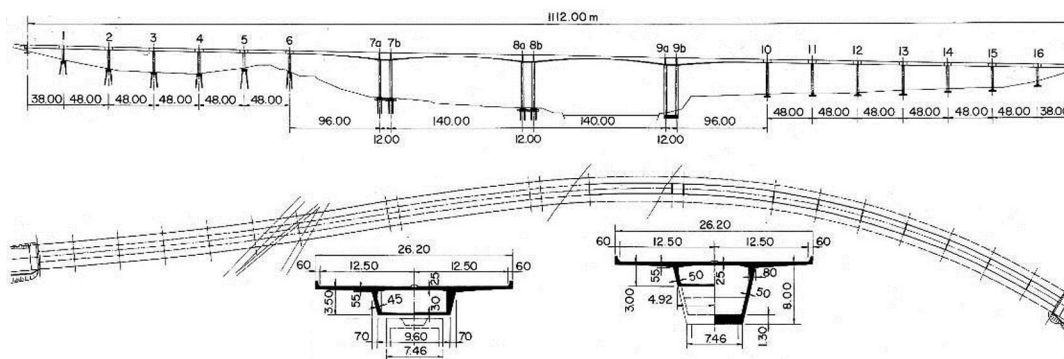


Bild 42 Felsenau-Brücke bei Bern - Längsschnitt, Grundriss und Querschnitte

Erhöhung der Verkehrskonzentration auf einer ohnehin stark befahrenen Brücke, auf der immer wieder Umleitungen und Verengungen bei Unfällen und für Unterhaltsarbeiten erforderlich sind. Und mit der Felsenau-Brücke würden gleichzeitig auch die Wankdorfbrücken entlastet.

Das Projekt der Felsenau-Brücke wurde in einem Ingenieurwettbewerb ausgewählt und war anfangs der 70er Jahre die erste über 1'000 m lange, sechsspurige Autobahn-Brücke in Freivorbau mit einem einzelligen Kastenquerschnitt für die gesamte Brückenbreite von 26 m und ohne Zwischendilatationen auf der ganzen Länge.

– Tragsystem:

Das Tragsystem der Felsenau-Brücke besteht im Aareraum aus zwei Freivorbaufeldern mit 156 m Spannweite, den beidseitigen Übergangsfeldern mit 100 m Spannweite und den Zufahrtsviadukten mit 48 m Normal-Spannweite. Der Querschnitt des Brückenträgers besteht aus einem einzelligen Kastenquerschnitt für die gesamte Brückenbreite von 26.2 m. Die vier gevouteten Freivorbaufelder sind mit drei Doppelstützen (Längsabstand 12 m) monolithisch, biegesteif verbunden. Das entsprechende, steife Rahmentragwerk ist das Bewegungszentrum der Brücke, stabilisiert sie in Längsrichtung und gewährleistet auch im Bauzustand eine hohe Stabilität. Die sechs bzw. siebenfeldrigen, 48 m weit gespannten Zufahrtsviadukte sind auf den Stützen verschieblich gelagert. Der 1'100 m lange Brückenträger weist nur auf den Endwiderlagern Dilatationsfugen auf. Die Brücke ist im Grundriss leicht S-förmig gekrümmt.

– Baustoffe:

Für die Bezeichnung, Anforderungen und Prüfung der Baustoffe war bei der Felsenau-Brücke die Norm SIA 162 (1968) massgebend.

Verwendet wurden:

Beton-Stahl III b $f_{sy} = 480 \text{ N/mm}^2$, $f_{st} = 560 \text{ N/mm}^2$

Spannsystem VSL, Litzenkabel mit Keilverankerung

Litzen 7 Ø 4.26 mm, $f_{ty} = 1600 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1800 \text{ N/mm}^2$

Spezialbeton frostbeständig mit einer erforderlichen Würfeldruckfestigkeit von $f_{cw28} = 45 \text{ N/mm}^2$, und $f_{cw2\frac{1}{2}d} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Diese Qualität liess sich nur mit hochwertigem Zement, einem Plastifizierungsmittel und einem leichten Luftporenbildner sicher erreichen.

Die Frosttausalzbeständigkeit wurde nicht speziell überprüft, da die Norm keine diesbezüglichen Vorschriften enthielt.

Abdichtung und Belag bestanden aus einem Lackbitumen-Anstrich auf der gereinigten und getrockneten Fahrbahnplatte und einem 8 cm starken, an beiden Rändern auf einer Breite von 60 cm mit dem Plattenbeton verklebten Gussasphalt. Der Vorteil dieser Ausführung besteht darin, dass sich infolge Erhitzung der Restfeuchtigkeit in der Platte unter dem Gussasphalt keine Blasen bilden. Andererseits besteht aber die Gefahr, dass der Gussasphalt bei einem Riss (auf der über 1'000 m langen Brücke) unterläufig wird. M. E. ist dieses Belagskonzept falsch, insbesondere bei der Felsenau-Brücke, wo die Quer- und Längsvorspannung relativ nahe an der Plattenoberseite liegen.

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Bei einem einzelligen Grossquerschnitt treten immer beachtliche Querbeanspruchungen auf, die unbedingt berücksichtigt werden müssen. Im vorliegenden Fall mussten neben den Kräften des geraden, zentrisch belasteten Trägers die Drehmomente aus exzentrischer Verkehrslast und Brückenkrümmung im Grundriss und ihre Umwandlung in die Kasten-Umlauf torsion ermittelt werden. Und dann mussten im Stützbereich die Kräfte über die Kastenscheiben in die Doppelstützen abgeleitet werden. Dazu wurden in die Scheibenelemente des Kastenquerschnitts, der Querträger und der Pfeiler ein räumliches, lückenloses Fachwerk aus Stahlzug- und Beton-Druckstäben eingeschrieben, wobei der korrekten Verankerung der Bewehrung in den Knoten grösste Beachtung geschenkt wurde.

Freivorbaubereich:

Die Trägerhöhen und Trägerschlankheiten betragen

(bei reduzierter Spannweite)	$l = 156 - 2 \times 6 = 144 \text{ m}$
Freivorbausträger, über der Stütze	$h = 8 \text{ m}, h:l = 1:18$
Freivorbausträger, in Feldmitte	$h = 3 \text{ m}, h:l = 1:48$
Randfelder	$h = 3.5 \text{ m}, h:l = 1:13.7$

Die Trägervouten sind so geformt, dass die grössten Schubspannungen in der Nähe der Einspannstelle konstant sind und dann gegen die Feldmitte abnehmen. Die Stege sind auf der ganzen Trägerlänge gleichmässig geneigt; an der Trägerwurzel beträgt die Breite der unteren Platte 7 m, d. h. fast nur noch 1/4 der Brückenbreite. Die Fahrbahnplatte des einzelligen Kastenquerschnitts weist zwischen den geneigten Stegen eine Spannweite von 10.0 m auf, und die Konsolen haben eine Ausladung von 7.5 m. Die Konsolen sind über den Stegen

55 cm dick. Obwohl der Schwerverkehr hauptsächlich die äusserste Spur der 7.5 m weit auskragenden Fahrbahnkonsolen belastet, waren keine Schwingungsprobleme zu erwarten, da die Lastwagen bei der Überfahrt die Konsolen an einer bestimmten Stelle nur sehr kurze Zeit anregen und die Eigenfrequenzen (Achsen bzw. Ladebrücke) der Lastwagen, zwischen 1 und 10 Hz in der Regel ohnehin nicht mit jener der Konsolen übereinstimmen.

Wichtig bei einem Freivorbau ist eine sorgfältige Rasterwahl im Blick auf variable Etappenlängen, Stababstand der Querbewehrung, Vorspannkabel in der oberen Platte und vor allem auch im Blick auf die vielen Verankerungen für die Vorbauwagen sowie die Betonierlücken, Entwässerungstassen etc.

Gelenke in Feldmitte wurden vermieden. Sie sind heikel und unzweckmässig, da die Einsenkungen in Feldmitte bei Gelenkträgern auf alle Einwirkungen und Inhomogenitäten im Querschnitt sehr empfindlich reagieren.

Die Längsvorspannung besteht aus der Kragarmvorspannung in der Fahrbahnplatte, der Feldvorspannung in der unteren Kastenplatte und der Kontinuitätsvorspannung in den Trägerstegen. Die Kragarmvorspannung wird bei allen Kabeln unmittelbar neben den Stegen verankert, einerseits damit der Kraftweg vom Anker zur Druckzone in der unteren Platte möglichst kurz wird und andererseits damit die Kabel nicht durch die Bügelebenen gezogen werden müssen. Die Feldvorspannung wird an Nocken auf der unteren Kastenplatte und die Kontinuitätsvorspannung, welche die Grundetappe bei den Stützen überlappt, wird in den Stegverstärkungen verankert. Würden die Verankerungen der Kragarmvorspannung unter der Fahrbahnplatte angeordnet, könnten im Prinzip alle Kabel ohne Verbund auswechselbar eingebaut werden.

Der Querschnitt muss pro Vorbauetappe in einem Guss und wegen der Spannkabel in der Fahrbahnplatte auf der ganzen Breite betoniert werden, wenn man im Blick auf einen raschen Bauvorgang einen Wochentakt anstrebt. Dies ist auch bei breiten und hohen Querschnitten möglich, wenn die Öffnungen für das Einbringen und Verarbeiten des Betons sorgfältig geplant werden. Beim Herstellen der Vorbauetappen im Wochentakt, wird am Freitag betoniert und am Montag nach 2½ Tagen Erhärtungszeit vorgespannt. Für das Vorfahren der Vorbaurüstung, das Richten der Schalung und das Verlegen der Bewehrung stehen dann 4 Arbeitstage zur Verfügung. Zeitlich ungleich lange Erhärtungszeiten der Querschnittselemente sind im Blick auf die Überhöhungsberechnungen nicht erwünscht. Während des Betonierens werden die Spannkabel mit Rohreinlagen gestützt, sofern sie nicht auf der unteren Plattenbewehrung liegen. Die Kabel sollten nicht an der oberen Plattenbewehrung aufgehängt werden. Der kleine Verlust an Hebelarm sollte im Blick auf die grössere Überdeckung in Kauf genommen werden. Beim freien Vorbau ist die Trägerbiegung anfänglich klein, aber die Vorspannung relativ gross; d. h. ein grosser Teil des Drucks infolge Vorspannung bleibt zunächst in der oberen Platte und muss sich dort über horizontale Schubspannungen verteilen können. Übereinander liegende Kabel sind deshalb zu vermeiden,

da sie den Plattenquerschnitt bezüglich der horizontalen Schubspannungen beträchtlich schwächen können. Erst wenn der Freivorbau weiter fortgeschritten ist, nehmen in der Nähe der Trägereinspannung die hohen Druckspannungen in der Fahrbahnplatte wieder ab. In der Platte ist in Streifen im Abstand von etwa 50×50 cm eine vertikale Bügelbewehrung vorzusehen, damit sich in der Höhe der Kabellage keine horizontalen Trennrisse entwickeln können. Zwischen jedem zweiten Kabel ist eine ca. 8 cm breite Vibrierlücke anzuordnen.

Bei grossen Konsolen ist zu beachten, dass die Druckkraft des Konsolmoments nicht auf die Rohre der Kontinuitätsvorspannung trifft; d. h. diese Kabel sollten nur auf der Steginnenseite angeordnet werden. Der Beton sollte bei den hohen Trägerstegen immer mit Betonierrohren eingebracht werden. Der entsprechende Platzbedarf in den Stegen (zwischen Bügeln und Kabelrohren) muss vorhanden sein. Bei grossen Brücken mit sehr hohen Stegen müssen in der Schalung und in der Bewehrung auf der Steginnenseite Öffnungen für das Einbringen und Vibrieren des Betons vorgesehen werden. Die Herstellung der Vorbauetappen muss im Wochentakt erfolgen, damit die Erhärtungsphase immer auf das Wochenende fällt.

Die Ermittlung der Trägerüberhöhungen beim Freivorbau ist relativ aufwendig und heikel. Die wichtigsten Grundlagen für die Berechnung sind der Elastizitätsmodul sowie die Kriech- und Schwindwerte des Betons. Als einfaches, praktisches Verfahren hat sich bewährt, in einigen Schnitten die Überhöhung an der Spitze des Vorbauwagens zu berechnen, d. h. die Kote, mit der die Einsenkung aller späteren Einwirkungen (Eigenlast, Vorspannung, Vorbauwagen, Belag etc. unter Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen) sowie die Einsenkung infolge Kriechens und Schwindens der vorangegangenen Etappen kompensiert wird. Verbindet man dann die berechneten Koten, erhält man auf der ganzen Vorbaulänge die bei allen Etappen jeweils anzuvisierende Lage der Spitze des Vorbauwagens. Da die Baustoffkennwerte Unsicherheiten aufweisen, empfiehlt es sich für eine ev. nachträgliche Verstärkung der Vorspannung einige Leerrohre einzulegen.

Randfelder:

Die Randfelder wurden feldweise hergestellt. Die Ausführung des Querschnitts erfolgte zur Erzielung von Gerüstersparnissen in vier Phasen. In der ersten Phase wurde nur der Kastentrog betoniert, der dann zur Gerüstentlastung teilweise vorgespannt wurde. Das Gerüst wurde dementsprechend auch nur für die Eigenlast des Troges bemessen. In der zweiten Phase erfolgte die Ausführung der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen, und die Längsvorspannung wurde auf 100 % erhöht. In der dritten Phase wurden mit einem Nachlaufwagen im Wochentakt die Konsolen betoniert und so rasch wie möglich quer vorgespannt. Schliesslich wurden in der vierten Phase die Brüstungsmauern erstellt. Die Schalung der neuen Etappe muss immer mit der letzten ausgeschalteten Etappe fest verbunden werden.

Das auf der Brücke anfallende Wasser wird über Querleitungen in die Längsleitung im Brückenkasten geführt und den Vertikalleitungen in den Stützen übergeben. Die Leitungen

bestehen aus PVC-Rohren, was im Blick auf den Brand eines Tanklastwagens verheerende Folgen (Einsturz des ganzen Bauwerks) haben könnte. Im Prinzip müssten die Querleitungen ausserhalb des Kastens Sollbruchstellen aufweisen, die Leitungen müssten aus Gusseisen bestehen, und die 1100 m lange Brücke müsste mit einer effizienten Feuerlöschanlage ausgerüstet werden.

– Ästhetik:

Die Talmulde der Aare ist links des Flusses zum Teil überbaut und wird mit den weitgespannten Freivorbauträgern überquert. Die Zufahrtsviadukte befinden sich auf beiden Seiten vorwiegend in bewaldetem Gebiet. Im Aaretal waren grosse Spannweiten erwünscht; bei den weitgehend versteckten Zufahrten beeinträchtigten aber wesentlich geringere und wirtschaftlichere Spannweiten von 48.0 m den Durchblick überhaupt nicht. Das generelle Konzept der Brücke reflektiert klar die tiefe Talmulde der Aare und die davon deutlich getrennten westlichen und östlichen Waldgebiete. Die grossen Spannweiten und der zentrale, 26.2 m breite aber jeweils nur von einem Paar 7.0 m breiten Doppelstützen getragene Einheitsquerschnitt mit den grossen Konsolen und den geneigten Stegen lässt die Brücke von der Überbauung und den Spazierwegen entlang der Aare aus schmal und transparent erscheinen. Diese konstruktive Durchbildung ist der einzige, aber durchaus effiziente Gestaltungsinput. Trägerquerschnitt und Stützen hätten aber wahrscheinlich mit einer diskreten, dekorativen Profilierung das Erscheinungsbild der Brücke ohne grosse Kostenfolgen deutlich verbessert.

Bei der in unmittelbarer Nähe der Stadt Bern gelegenen Felsenau-Brücke, der zentralen Brücke des Schweizer Autobahnnetzes hätten eigentlich die Kosten für ein zurückhaltendes, aber gefälliges Design dem Mehrwert für Ästhetik gegenüber gestellt werden müssen. Das wäre auch nach dem Wettbewerbsentscheid durchaus möglich gewesen.

– Kritik:

Bezüglich Zwillingsquerschnitt und Einheitsquerschnitt gibt es unterschiedliche Meinungen. Zwischen den beiden Querschnitten bestehen keine grossen Kostendifferenzen. In der Regel ist die Querschnittshöhe beim Einheitsquerschnitt höher als beim Zwillingsquerschnitt und die Längsvorspannung ist deshalb kleiner, aber die Querbewehrung ist beim Einheitsquerschnitt grösser. Der wesent-



Bild 43 Goldach-Brücke der A1, SG

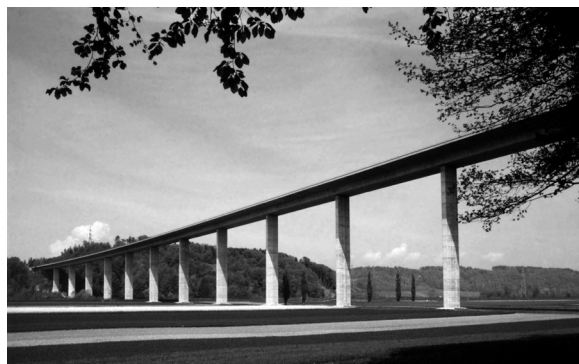


Bild 44 Saane-Brücke der A1, BE

liche Unterschied zwischen den beiden Konzepten liegt darin, dass der Zwillingsquerschnitt leicht verbreitert werden kann, währendem dies beim Einheitsquerschnitt sehr aufwändig ist. Der Zwillingsquerschnitt ist auch im Unterhalt günstiger. Ein deutlicher Unterschied zu Gunsten des Einheitsquerschnitts besteht aber im Erscheinungsbild, wie die Goldach-Brücke bei St. Gallen (Bild 43) und die Saanebrücke bei Bern (Bild 44) zeigen.

Sunniberg-Brücke bei Klosters, GR, 2004 [28] [29] [30]

Entwurf: C. Menn, Chur; Projekt: Bänziger Partner AG, Chur

– Technische Daten:

Mehrfeldrige, im Grundriss gekrümmte Schrägkabelbrücke

Länge 526 m

Spannweiten 59 - 128 - 140 - 134 - 65 m

Höhe 60 m

Brückenbreite 12.4 m (zwischen den Leitmauern 9.2 m)



Bild 45 Sunniberg-Brücke bei Klosters GR

– Standort und Besonderheiten:

Die Hauptstrasse 28a nach Davos überquert kurz nach der Ausfahrt Klosters mit der 60 m hohen Sunniberg-Brücke in einer Kurve mit 500 m Radius das Tal und mündet dann in den 4.2 km langen Gotschna-Tunnel. Die Linienführung mit den Umfahrungen von Küblis, Saas und Klosters war während etwa 25 Jahren aus Gründen des Landschaftsschutzes umstritten, bis die sehr teure Lösung mit einem Tunnelanteil von 65 % und der Sunniberg-Hochbrücke endlich genehmigt werden konnte. Erwünscht war eine aussergewöhnliche, zeichenhafte Brücke, welche die mit grösstem finanziellem Aufwand erhaltene Landschaft nicht beeinträchtigen sollte. Drei erfahrene Ingenieurgruppen wurden deshalb mit Projektstudien beauftragt, von denen die Beauftragten im Einvernehmen mit dem Auftraggeber eine ihrer Varianten zur Weiterbearbeitung auswählen konnten. Die ausgearbeiteten Projekte waren zwar gut, vermochten jedoch als landschaftsbereichernde Wahrzeichen nicht zu überzeugen.

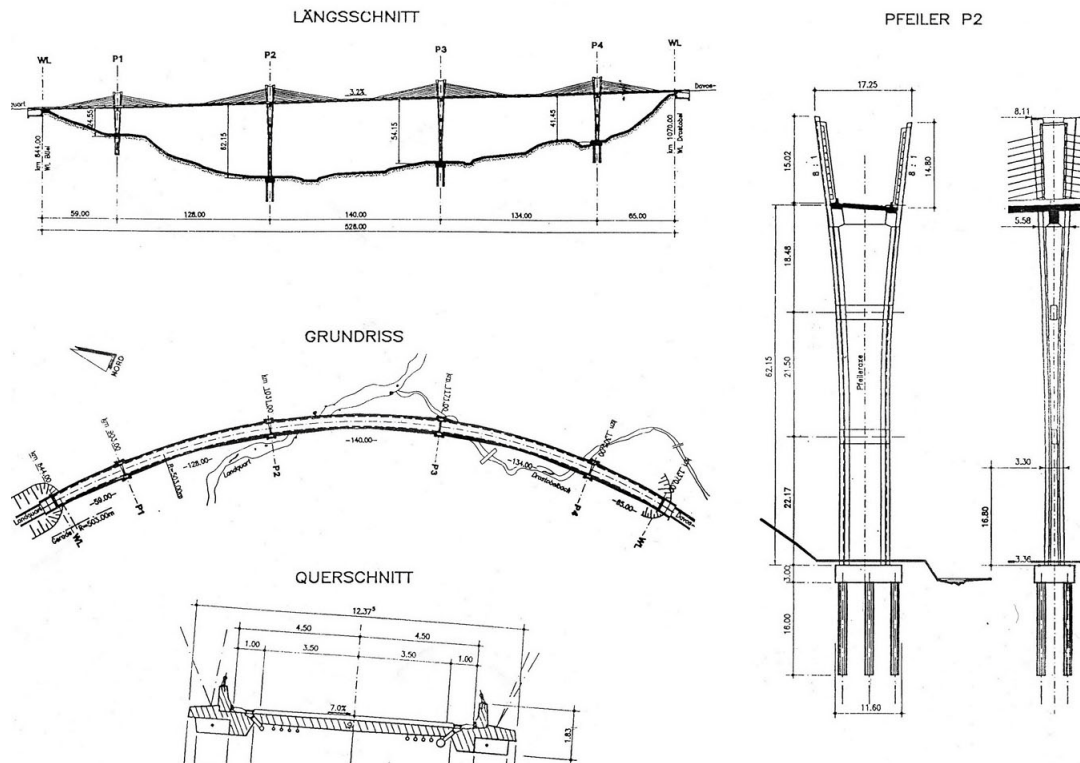


Bild 46 Sunniberg-Brücke bei Klosters. GR - Längsschnitt. Grundriss und Schnitte

Schliesslich wurde ein von mir vorgeschlagenes, innovatives Konzept, das der Architekt des beurteilenden Gremiums, A. Deplazes, vorbehaltlos unterstützte, der Regierung zur Ausführung empfohlen. Die Ausarbeitung des Konzepts zum Detailprojekt wurde dem Ingenieurbüro Bänziger und Partner in Chur übertragen.

Anstatt einer mehr oder weniger konventionellen Balkenbrücke, die eine riegelartige Talüberquerung evoziert hätte, sollte eine mehrfeldrige Schrägkabelbrücke mit plattenförmigem Trägerquerschnitt und möglichst niedrigen Pylonen den Taldurchblick möglichst wenig beeinträchtigen. Das originelle Konzept ist inzwischen in der ganzen Welt unzählige Male übernommen und mit dem (unnötigen) Namen „extradosed cable stayed“ bezeichnet worden, obwohl der Übergang vom hohen Pylon über den niedrigen Pylon bis zur trogartigen oder traditionellen Freivorbaubrücke absolut fließend ist. Der Unterschied zwischen Schrägkabel- und Freivorbaubrücke liegt primär nur darin, dass die Schrägkabel in der Regel nicht auf ummantelnden Beton wirken, sondern frei liegen und sich deshalb viel weicher verhalten als wenn sie - wie beim Freivorbau - den Beton vorspannen und damit - wenigstens bis zur in Längsrichtung ausgedehnten Rissbildung in der Fahrbahnplatte - eine viel höhere Steifigkeit erzeugen.

– Tragsystem:

Die Standorte der vier Pfeiler wurden einerseits der Topographie und andererseits dem (aktuellen) Verlauf des Talflusses Landquart und dem Bach aus dem Drostobel entsprechend festgelegt. Die drei Pfeiler in der Nähe der Bachläufe sind mit 15 m langen Bohrpfählen fundiert.

Bei den beiden mittleren Pfeilern beträgt die Auskragung beidseits 70 m, woraus sich eine Hauptspannweite von 140 m ergibt. Bei den beiden äusseren Pfeilern betragen die Auskragungen 58 bzw. 64 m mit den entsprechenden Feldweiten von $58 + 70 = 128$ m bzw. $64 + 70 = 134$ m. Die Brücke ist mit beiden Endwiderlagern unverschieblich (ohne Dilatationsfugen) monolithisch verbunden. Bewegungen aus Temperatur, Schwinden etc. werden durch seitliche Verschiebungen (Vergrösserung bzw. Verkleinerung des Kurvenradius) aufgenommen.

Die Pfeilerbiegung am Pfeilerkopf aus Eigengewicht wird mit den beidseits gleich grossen Auskragungen ausbalanciert; jene aus einfeldriger Verkehrslast wird zu etwa 20 % in die benachbarten Felder und zu etwa 80 % in den Pfeiler hinunter geleitet. Der kritische, für die Pfeilerform massgebende Querschnitt befindet sich deshalb am Pfeilerkopf, auf dem Niveau des Trägeranschlusses. Nach unten nimmt die Biegung wegen der blockierten Längsverschieblichkeit ab. Die Pfeilerform entspricht somit dem Verlauf der Pfeilerbiegung in Brückenlängsrichtung. Im Träger entstehen, da praktisch keine Biegung vorhanden ist, auch keine Torsionsmomente; die Trägerkrümmung im Grundriss erzeugt jedoch in den Pylonen zufolge der Kabel-Umlenkkräfte Querbiegung, die durch den obersten Querträger in gleich grosse Normalkräfte in den Pfeilerstielen transformiert werden.

– Baustoffe:

Beton: $W/Z \sim 0.41$, $f_{cw7} \sim 48 \text{ N/mm}^2$, und $f_{cw28} \sim 62 \text{ N/mm}^2$.

Spannstahl: System BBR für Schrägkabel und Trägervorspannung in Feldmitte

Betonstahl: gemäss SIA 162, Ausgabe 1989

– Berechnung, Bemessung und Konstruktion:

Für den Entwurf erfolgte die Berechnung der Schnittkräfte und Durchbiegungen in den wichtigsten Tragelementen (Fahrbahnträger, Schrägkabel, Pylone und Pfeiler) mit einfachen, vernünftigen Annahmen für die Längs- und Querverteilung der exzentrisch angreifenden, konzentrierten Verkehrslasten. Die Ergebnisse zeigten eine gute Übereinstimmung mit den definitiven FE-Berechnungen, weil die Kabelkräfte aus Eigengewicht von Fahrbahnplatte und Belag sehr einfach und zuverlässig ermittelt werden können und mit etwa 75 % der max. Kabelkraft (aus Eigengewicht und Verkehrslast) deutlich überwiegen. Die grössten Durchbiegungen (infolge Verkehrslast) entstehen einerseits durch die Verlängerung der Kabel und andererseits durch die Stützenkopffrotation. Bei flachen Kabeln ist die vertikale

Durchbiegung des Trägers wesentlich grösser als die verursachende Kabelverlängerung. Mit der Blockierung der Brücke in Längsrichtung lässt sich aber der Beitrag der Stützenkopffrotation auf $1/4$ des am Kopf längsverschieblichen Pfeilers vermindern. Bei der Sunniberg-Brücke ist die Ermüdungskraft in den Kabeln (infolge konzentrierter, exzentrischer Einzellasten) relativ hoch; die Berechnungen beim Entwurf ergaben jedoch, dass die Ermüdungssicherheit der Kabel gewährleistet ist. Die Dynamik der Brücke stellte keine besonderen Probleme. Die Schwingungen des Fahrbahnträgers sind sehr klein, weil ein einzelnes Fahrzeug während der Fahrt immer wieder eine andere Träger-Biegelinie erzeugt. Die Systemschwingung ist ebenfalls unbedeutend, weil der Rahmen aus Pfeilern und Überbau eine bedeutend tiefere Frequenz aufweist als die üblichen Lastwagen.

Die Bemessung der Sunniberg-Brücke erfolgte aufgrund der erforderlichen Tragsicherheit. Nur mit dem neuartigen fugenlosen Tragwerkskonzept konnte auch die Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen) gewährleistet werden.

Die konstruktive Durchbildung der Brücke ist einfach; Pfeiler, Pylone und Fahrbahnträger weisen im Prinzip den gleichen, flachen Plattenbalkenquerschnitt auf. Die Querschnittsabmessungen sind massiv und boten damit beste Voraussetzungen für eine einwandfreie Herstellung und einen hohen Widerstand gegen die harten klimatischen Einwirkungen. Die Brücke stellte allerdings höchste Anforderungen an die Planbearbeitung und an die Positionierung des Vorbaugerüsts unter Berücksichtigung der Brückenkrümmung und des Längs- und Quergefälles. Noch schwieriger war die Vermessung und Ausführung des Freivorbaus der empfindlichen, freistehenden T-Systeme, wegen der andauernden Schwingungen infolge von Wind und den Verformungen aus Temperaturdifferenzen.

Im End- bzw. Betriebszustand ist die Brücke mit der festen Verankerung in beiden Talflanken in Längs- und Querrichtung wesentlich stabiler als eine vergleichbare, traditionelle Balkenbrücke. Im Bauzustand waren aber die freistehenden T-Systeme auf den sich nach unten verjüngenden Pfeilerstielen mit der extrem kleinen Biege- und Torsionssteifigkeit am Pfeilerfuss äusserst heikel. Bei einer Trägersaustragung von etwa 30 m wurden deshalb (im Blick auf tordierend wirkende Windböen) gekreuzte, temporäre Niederhalteketten eingebaut um die System-Steifigkeit zu erhöhen; bei voller Auskragung wurde der Kopf des höchsten, freistehenden Pfeilers immerhin mit einer Eigenlast von über 20'000 kN belastet. Die Pfeilerkopfauslenkungen wurden während des freien Vorbaus bei jeder neuen Laststufe gemessen und mit den berechneten Toleranzwerten verglichen.

Der Freivorbau erfolgte mit einem Vorbauwagen, der die doppelte Etappenlänge aufwies. Der Trägerquerschnitt wurde in zwei Phasen betoniert; in der vorderen Etappe die Querschnittsränder (mit den Kabelverankerungen) und in der hinteren Etappe der mittlere Teil des Querschnitts. Die grössten Einsenkungen an der Vorbauspitze entstanden beim Betonieren der Querschnittsränder auf dem vorgeschobenen Vorbauwagen unmittelbar bevor hier die Schrägkabel befestigt und gespannt werden konnten. Auf Ballastieren und

mehrfaches Kabelspannen wurde verzichtet; die temporären Überbeanspruchungen an der vordersten Trägeretappe waren allerdings beachtlich.

– Ästhetik:

Um einen talquerenden Riegel zu vermeiden (Bogensysteme eigneten sich offensichtlich nicht) wurde eine originell innovative, mehrfeldrige Schrägkabelbrücke mit einem extrem schlanken Trägerquerschnitt gewählt. Die einzige subjektive Massnahme bei der Tragwerksgestaltung waren niedrige Pylone, die zwar teurere Schrägkabel zur Folge hatten, aber viel besser mit den bereits hohen Pfeilern harmonieren, und zur Betonung des ganzheitlich konsistenten Tragwerks weisen Pfeiler, Pylone und Träger im Prinzip die gleiche einheitliche Querschnittsform auf. Im Übrigen beruhen alle gestalterischen Massnahmen auf optimaler, konstruktiver Effizienz. Der Pfeilerquerschnitt weist (in der Ansicht) eine dekorative Kerbe auf. Ursprünglich war vorgesehen, die Kerbwirkung auf der ganzen Höhe, vor allem aber auch in der Pylonschaukel, wo die Kerbe weniger tief ist, mit seitlichen Lisenen zu verstärken. Leider wurde diese gestalterisch wichtige Massnahme aus Kostengründen, die zwar unbedeutend waren, nicht realisiert. Die Pylonschaukeln wirken nun bei diffusem Licht ziemlich breit und flach. Bei Brücken müssen Profilierungen, der Bauwerksgrösse entsprechend, immer kräftig, mindestens 30 cm tief sein, sonst kommen sie nicht zur Geltung. Die Hüllrohre der Schrägkabel wurden in ihrer Fabrikationsfarbe Schwarz belassen. Je nach Lichtverhältnissen glänzen die Kabel oder sie sind kaum mehr sichtbar. Bei den vielen Kabelüberschneidungen wegen der Brückenkrümmung wäre eine weisse Umwicklung wahrscheinlich etwas aufdringlich irritierend gewesen. Silbergrau wäre zum Beton passend, aber etwas banal, eine kräftige Farbe aufregender aber mit der Landschaft weniger verträglich gewesen als das glänzende Schwarz.

Die Sunniberg-Brücke wurde inzwischen oft kopiert, sie findet viel Beachtung und die Bewohner des oberen Prättigaus verstehen die Brücke als wertvolles, die Landschaft bereicherndes Wahrzeichen.

Schlussbemerkungen

- Generelle Folgerungen
- Entwicklung der technischen Zielsetzungen
- Entwicklung der kreativen Zielsetzungen; Kosten und Ästhetik
- Kurzes Nachwort

Generelle Folgerungen

- Organisatorisches:

Eine Brücke ist nie das Werk eines Einzelnen sondern eines Teams. Die subsidiäre Zusammenarbeit der Beteiligten ist ausserordentlich wichtig. Die zwischenmenschlichen Probleme sind oft schwieriger zu lösen als die technischen. Damit die Arbeitsgruppen genau über ihren Aufgaben- und Verantwortungsbereich Bescheid wissen, muss vor der Inangriffnahme der Arbeiten ein Organigramm mit den genauen Beziehungen und Schnittstellen erstellt werden. In der Regel sieht ein solches Organigramm etwa wie folgt aus (Bild 47):

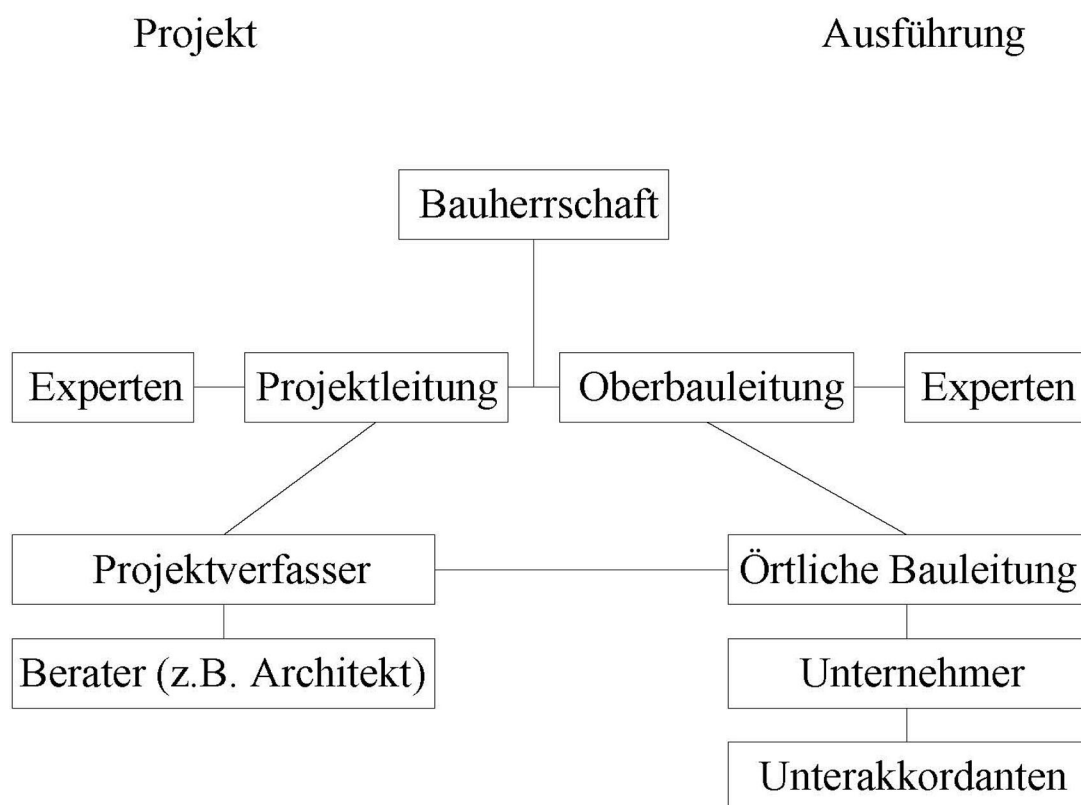


Bild 47 Organigramm

Die Entwicklung der Betonbauweise im Brückenbau hat deutlich gezeigt, dass sich grundsätzlich Brückenkonzepte mit flächigen Tragelementen wesentlich besser verhielten als solche mit traditionellen, der Holz- und Eisenbauweise entnommenen stabförmigen Tragelementen.

Beim Entwurf oder spätestens bei der Ausarbeitung des Bauprojekts muss der Projektverfasser die Grundlagen des Projekts ermitteln. Besonders wichtig sind dabei die Abklärung der Baugrundverhältnisse, ein erweitertes Sondierprogramm sowie die aus Messungen extrapolierten Extremwerte aussergewöhnlicher Einwirkungen (Wind, Schnee, Eis, Hochwasser Lawinen etc.), die in den Normen nicht oder nicht standortspezifisch aufgeführt sind.

Die Berechnung und Bemessung der Haupttragelemente wird vom Projektverfasser mindestens zwei Mal durchgeführt und meistens auch noch von einem externen Ingenieur überprüft. Schon bei der Gmündertobel-Brücke 1908 und beim Langwieser-Viadukt 1914 wurden, wie spätere Belastungsproben zeigten, auf einfachen, vernünftigen Grundlagen - Gleichgewicht zwischen den Einwirkungen und Schnittkräften und Gleichgewicht zwischen den Schnittkräften und den Eisenzug- und Betondruckkräften - zuverlässige Ergebnisse erzielt. Schäden an den Haupttragelementen traten jedenfalls sehr selten auf.

Weniger sorgfältig ist manchmal die Berechnung und Bemessung der Tragwerkdetails bei Krafteinleitungen, Exzentrizitäten, Verankerungen etc., nicht weil die Lösung dieser Probleme schwierig wäre, sondern weil solche Probleme nur teilweise oder gar nicht erkannt werden.

Grosse Schäden treten fast nur im Bauzustand, bei der Erstellung des Tragwerks auf. Einerseits, weil die Dauer eines kritischen Tragwerkzustands (z. B. Windeinwirkung) beschränkt ist und eine kleinere Sicherheit in Kauf genommen wird, und andererseits weil für bestimmte temporäre Arbeiten z. B. Lehrgerüst, Vorschub etc. der Unternehmer oder sein Unterakkordant primär verantwortlich ist.

Viele Schäden und Mängel sind auf eine ungenügende Qualität der Baustoffe zurückzuführen. Beim Beton wurde lange in der Regel nur die Festigkeit überprüft, und daraus wurde geschlossen, dass auch die Frostbeständigkeit erfüllt sei. (Eine Parallele zur fragwürdigen Annahme, dass zulässige Spannungen auch für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit verwendet werden könnten.)

Weitaus am meisten Schäden verursacht - auch heute noch - eine unsorgfältige konstruktive Durchbildung. Es handelt sich dabei oft um so triviale Massnahmen, dass sie leider gar nicht kontrolliert und gegebenenfalls korrigiert werden oder längst in Vergessenheit geraten sind.

- Zugänglichkeit bzw. Kontrollierbarkeit aller unbehandelten oder beschichteten Betonflächen, die sich nicht im Erdreich befinden. Keine verlorenen Schalungen und keine unzugänglichen bzw. unkontrollierbaren Hohlräume.

- Schutz der Bewehrung gegen Korrosion mit ausreichender Überdeckung, ev. Beschichtung des Betons und/oder der Bewehrung.
- Regen und Schnee ausgesetzte Betonflächen sollten eine Betondeckung von mehr als 30 mm aufweisen oder vermieden werden, da mit einer mittleren Korrosionsgeschwindigkeit gerechnet werden muss, wenn die Karbonatisierungstiefe die Bewehrung erreicht.
- Beschichtung der Betonflächen gegen Salzwasserkontakt und Salzspritzwasser bis auf eine Höhe von ca. 2.5 m und genügend dickes Abdichtungs-Belags-System.
- Unter allen Plattendurchbrüchen beschichtete Wassernasen.
- Anordnung der Bewehrung so, dass zwischen den Stahlzugkräften und den Betondruckkräften eine geschlossene Kraftübertragung - ohne Inanspruchnahme von unzulässigem Betonzug - gewährleistet ist (geschlossener Kraftfluss und einwandfreie Verankerungen).
- Bei dicken, geraden Bewehrungsstäben Sicherung der Endverankerung mit Haken, Stahlplatten und Querbewehrung.
- Anordnung der Bewehrung mit ausreichenden Stababständen für Vibrierlücken und vollständige Stabumhüllung auch bei den Bewehrungsstößen. Unter der (horizontal verlegten) Bewehrung ist die Verbundspannung zwischen Stahl und Beton wesentlich kleiner als über der Bewehrung, was ganz besonders bei nebeneinander liegenden Bewehrungsstäben und Bewehrungsbündeln zu beachten ist.
- Anstatt Bewehrungen mit extrem kleinen Abständen bei Kostengleichheit Spannglieder verwenden.

Bezüglich Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit geben Risse immer wieder Anlass zu Diskussionen. Ursachen der Rissbildung sind Kräfte u./o. Zwängungen u./o. Alkalireaktionen. Die Ursache der Rissbildung muss immer zweifelsfrei abgeklärt werden. (s. Abschnitt „Beurteilung der Bewehrungs-Korrosion“). Die mittlere Rissbreite sollte im Gebrauchszustand nicht mehr als 0.2 mm betragen, und eine ausreichende Mindestbewehrung ist so zu bemessen, dass die Risse verteilt werden (keine Sammelrisse).

Viele Mängel werden durch eine unsorgfältige Ausführung verursacht. Die plangemäße Ausführung mit den vorgeschriebenen Baustoffen ist selbstverständlich die wichtigste Aufgabe und Pflicht des Unternehmers. Die Aufgabe der Bauleitung besteht in der Überwachung der Bauausführung und umfasst im Wesentlichen die Kontrolle des Bauvorgangs, des Baugrunds, der Schalung und Rüstung, der Bewehrung sowie die Prüfung der Baustoffe. Es geht dabei um Stichproben an heiklen Stellen. Besonders gefährlich sind versteckte Mängel, die sich erst nach (vielen) Jahren (plötzlich) auswirken. Am häufigsten handelt es sich dabei um die unvollständige oder missglückte Injektion der Kabelhüllrohre. Die einwandfreie Injektion muss deshalb immer sorgfältig kontrolliert werden. Denn es

kommt vor, dass Injektionsgut unbemerkt ausfliesst und dadurch im Hüllrohr leere Stellen entstehen, dass sich das Injektionsgut bei Hängern oder Schrägkabeln an der höchsten Stelle, im Verankerungsbereich kurz nach der Injektion entmischt oder dass bei Fettinjektionen Fett an undichten Stellen im Hüllrohr oder bei der unteren Verankerung ausläuft.

– Mitarbeit von Architekten

Bis in die späten 1970er Jahre wurden fast alle Brücken von Ingenieuren entworfen; vielleicht liess sich der eine oder andere Ingenieur in Bezug auf die Detailgestaltung von einem Architekten beraten. Die einzige grosse Ausnahme, wo ein so hervorragender Ingenieur wie Robert Maillart die Entwurfsidee eines Architekten ausführte, war die Lorraine-Strassenbrücke in Bern. Und daraus wurde eine Heimatstil-Brücke, die schon nach wenigen Jahren einen enttäuschenden, veralteten Eindruck machte. Bei der Weinland-Brücke in Andelfingen wurde bei keinem Teilnehmerteam am Wettbewerb (1954) ein Architekt aufgeführt. Der einzige Architekt der Jury war - mehr oder weniger von Amtes wegen - der damalige Kantonsbaumeister, der sich in seiner Projektbeurteilung sehr zurückhaltend verhielt.

Beim 1964 durchgeführten Wettbewerb für die Viaducs de Chillon in einer der schönsten Gegenden der Schweiz wirkten in der Jury neben den Brückeningenieuren des Bundes und des Kantons Waadt und vier erfahrenen Brückeningenieuren nur J.-P. Vouga als Kantonsarchitekt mit. Die Brücke ist an sich gut gestaltet, mit kühnen Voutenträgern schwingt sie sich hoch über dem See und dem weltberühmten Schloss Chillon dem bewaldeten steilen Hang entlang; das wunderschöne Landschaftsbild weithin sichtbar dominierend und prägend. Viel weniger wertvolle Gegenden werden heute mit einem viel grösseren Kostenaufwand, als in Chillon erforderlich gewesen wäre, gegen so schwerwiegende Eingriffe wie die Viaducs de Chillon geschützt.

Beim Wettbewerb für die Felsenau-Brücke in Bern (1971) bestand die Jury neben den Vertretern der Bauherrschaft aus vier fachlich erfahrenen Ingenieuren und einem Architekten. In unserem Team hatten wir keinen Architekten. Rückblickend hätte ich bei der Gestaltung die Beratung durch einen Architekten begrüsst und wäre auch dankbar gewesen, wenn sich der Architekt in der Jury bezüglich der Pfeilerform für die Bewilligung bescheidener Zusatzkosten eingesetzt hätte.

Beim 1973 durchgeführten Wettbewerb für die grösste Brücke in der Schweiz, dem Lehnenviadukt Beckenried wurde ein Landschaftsplaner, aber kein Architekt in die Jury berufen.

Es mögen viele Gründe dazu geführt haben, dass Anfangs der 1980er Jahre der Einfluss der Architekten im Brückenbau rasch und markant zunahm. Der rasante, für Wirtschaft und Wohlstand ausserordentlich wichtige Ausbau der Infrastruktur erfolgte rasch und bezüglich Umweltschutz leider nicht immer rücksichtsvoll. Trotz ihrer wichtigen Aufgaben wurden die

Bauingenieure deshalb oft als Umweltzerstörer verstanden, und die vielen monotonen Autobahn-Balkenbrücken waren kaum eine Landschaftsbereicherung.

Ein anderer Grund lag aber mit grosser Wahrscheinlichkeit darin, dass besonders die jungen Ingenieure, von der bautechnischen Forschung fasziniert, das Interesse an umweltfreundlicher, kreativer Gestaltung, die in der Ausbildung weder Beachtung noch Anerkennung fand, weitgehend vernachlässigten. Fast scheint es, dass viele Absolventen mehr oder weniger bewusst, den früheren Glanz des in den letzten Jahrzehnten verblassten Sozialprestiges des Bauingenieurs mit einem akademischen Titel wieder etwas aufpolieren wollten.

So wurde in den letzten Jahrzehnten der kreative Teil im Brückenentwurf den Ingenieuren immer mehr entzogen, und zwar einerseits von den Behörden in der guten Meinung, einen Beitrag zum Umweltschutz zu leisten, und andererseits von den beamteten Ingenieurkollegen. Fast alle amtlichen Brückeningenieure verlangen heute, dass bei einem Brückenwettbewerb in jedem Team mindestens ein Architekt oder Landschaftsplaner mitwirkt. Sie - Auftraggeber, Brückeningenieure und die meisten betroffenen Ingenieure selbst - sind eben der Meinung, dass auch ein schlechter Architekt immer noch ein besseres Formgefühl habe als der beste Ingenieur. Bedenklich ist dabei allerdings die Tatsache, dass sich die meisten Ingenieure in der Gesellschaft eines Architekten wohl und geborgen fühlen, weil sie in Bezug auf die ästhetische Qualität zwar mitdiskutieren dürfen aber wenig Einfluss haben und keine Verantwortung tragen.

Es kam sogar vor, dass bei der Präqualifikation für einen Brückenwettbewerb nur Teams mit einem renommierten Architekten/Architektin berücksichtigt wurden. Ebenso bedenklich ist natürlich auch, dass Ingenieur-Jurymitglieder fragwürdigen Architekten-Konzepten vertrauensvoll zustimmen, wenn diese von den Architektur-Kollegen überzeugend empfohlen werden.

Die Entwicklung des Beton-Brückenbaus in der Schweiz zeigt zwar, dass bis in die 1970er Jahre weitaus die meisten bedeutenden Brücken von Ingenieuren entworfen wurden (Mörsch, Schürch, Maillart, Sarrasin, Bühler, Chopard, Eichenberger) und dass diese Ingenieure der Ästhetik oft mehr Beachtung schenkten als der ingenieurmässigen, konstruktiven Durchbildung. Die Lorraine-Strassenbrücke in Bern, eine Ausnahme von dieser Regel, ist ein Beispiel dafür, wie damals ein Architekturkonzept selbst in Zusammenarbeit mit einem hervorragenden Ingenieur enttäuschte, weil aktuelle architektonische Trends meistens keine gute Grundlage für innovativen, nachhaltigen und ästhetisch überzeugenden Brückenbau sind.

Inzwischen sind aus der Zusammenarbeit von Ingenieuren und Architekten kaum anzahlmässig mehr Brücken von überdurchschnittlicher ästhetischer Qualität gebaut worden als früher. Sie waren aber meistens teurer und sollen hier nicht erwähnt werden.



Bild 48 Seebücke Luzern, Seeseite



Bild 49 Seebücke Luzern, Reussseite

Immerhin, ein typisches Beispiel aus neuerer Zeit ist die Seebücke in Luzern, Bild 48 und Bild 49. Hier arbeiteten die besten Schweizer Brückeningenieure mit einem renommierten Architekten zusammen; das Brückenkonzept entwarf aber offensichtlich der Architekt: Bei Hochbauten, die verschiedenartige Stadtquartiere trennen, kommt es relativ oft vor, dass die Fassaden eines Gebäudes, das sich auf der Grenze zwischen unterschiedlichen Quartieren befindet, entsprechend unterschiedlich gestaltet werden. Dieses Konzept übertrug der Architekt nun auf die Seebücke indem er (vermutlich) auf der weiträumigen Seeseite der Brücke relativ grosse Spannweiten mit grosszügiger Tragwerksgestaltung wählte (Bild 48) und sich auf der kleinmassstäblichen Reussseite der Altstadt (ev. mit Rücksicht auf die Kapellbrücke) ohne erkennbaren Gestaltungswillen auf kleine Spannweiten beschränkte (Bild 49).

Was im Hochbau möglich und u. U. auch überzeugend ist, funktioniert aber im Brückenbau nicht. Der Betrachter erkennt nämlich zwei Brücken: Vom Alpenquai und vom Schiffssteg aus eine der Kultur- und Touristenstadt Luzern entsprechende, elegante Stadtbrücke und dahinter einen nicht dazugehörigen, fremden Betonsteg, bzw. vom Marktsträsschen und der Kapellbrücke, dem alten kulturellen Zentrum der Stadt aus, einen banalen Betonsteg, der die ausgezeichnet gestaltete Seite der Seebücke verdeckt. Der Betonsteg mit 10 Spannweiten von knapp 15 m wirkt nur störend. Der architektonische Zusammenhang wird kaum von einem (mit der Brücke nicht bekannten) Ingenieur und schon gar nicht von einem Laien wahrgenommen. Die Wettbewerbsjury erkannte die Fehlüberlegung, ein Hochbaukonzept auf den Brückenbau zu übertragen, auch nicht. Im Gegenteil, das Projekt wurde vor allen andern Vorschlägen deutlich ausgezeichnet.

Es gibt heute immer mehr Brücken dieser Art: Betonattrappen für mittelalterliche Stein-Bogenbrücken, plumpe vorgespannte Natursteinbrücken etc. und im Jurybericht für die Überquerung des Gleisfeldes vor dem Zürcher Hauptbahnhof steht sogar: „Die Jury tendierte in ihrer Beurteilung dazu, Schwächen im Tragwerk eher als korrigierbar zu bewerten als Unzulänglichkeiten in der städtebaulichen Anordnung.“ Es könnte sein, dass dies gerade beim erstrangierten Projekt nicht zutrifft.

In einer Stadt könnten Markt-, Wohn-, Restaurant- oder sogar Museumsbrücken etc. durchaus möglich und attraktiv sein. Phantasievolle Zusammenarbeit zwischen Ingenieuren und Architekten wäre hier willkommen. Eigentlich schade, dass es nur wenige von diesen „lebenden Brücken“ gibt.

Denn bei eigentlichen Brücken, auch Stegen, erwartet man, dass sie im Rahmen garantierter Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit ein optimales Kosten-Ästhetik-Konzept reflektieren. Dabei geht es, wie schon am Anfang der vorliegenden Untersuchungen betont, um natürliche Ästhetik, bei Brücken um physikalisches und metaphysisches Gleichgewicht, d. h. um Ausgewogenheit zwischen Bauwerk und Umfeld und um Harmonie im konstruktiven Konzept, die keine laute, aufdringliche Ornamentik erfordert. Ingenieure sind nicht „Autoren“ der Ästhetik sondern „Übersetzer“, welche das Brückenumfeld respektieren und die Schönheit eines physikalisch effizienten Kräfteflusses visualisieren.

– Ausblick:

Im Brückenbau sollten Tragsysteme und Baustoffe immer funktional sein. Sofern nicht verantwortungsvoll und im Blick auf Weiterentwicklung experimentiert wird (z. B. Freyssinet mit Spannbeton, Maillart mit Pilzdecken etc.), sollte man beim klassischen Brückenbau bleiben und nicht übertheuerte, ineffiziente Brückenkonzepte als Kunst im Brückenbau anpreisen.

Seit Brücken gebaut werden, sind die Zielsetzungen immer gleich geblieben: einerseits imperativ die Realisierung der funktionellen, normierten Anforderungen und andererseits die angestrebte, kreative Qualität, die Balance zwischen Kosten und Ästhetik. Geändert und entwickelt haben sich der State of the Art, insbesondere auf den Gebieten Baustoffe, Berechnung, Konstruktion und Bautechnik. Das sollte auch so bleiben. Diese Entwicklung ist immer vorwärts gerichtet; es gibt keine wiederentdeckten Modeströmungen. Für den naturverbundenen Ingenieur besteht die Faszination des Brückenbaus darin, mit einem effizienten konstruktiven Konzept die Brücke in ihr Umfeld einzufügen und mit einer sorgfältigen Gestaltung die in der Physik, Mathematik und Geometrie verborgene, natürliche Ästhetik zu visualisieren.

Entwicklung der technischen Zielsetzungen

Forschung und Normen in den Teilbereichen der technischen Zielsetzungen Tragsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit

– Einwirkungen:

Die normierten Verkehrslastmodelle wiesen bis 1951 relativ bescheidene Last-Reserven auf; dann nahmen im Strassenverkehr die schweren Fahrzeuglasten stark zu, was in den Normen von 1956, 1968 und 1989 mit markanten Erhöhungen der Lastmodelle berücksichtigt wurde. Die Erdbebeneinwirkung wurde erst in den Normen von 1989 eingehend aufgeführt. Die

Einwirkungen von Wind, Schnee, Vereisung etc. müssen insbesondere bei schlanken Kabelbrücken objektspezifisch ermittelt werden und bezüglich des Querschnittverhaltens sind Untersuchungen im Windkanal und in situ erforderlich.

Die Auswirkungen des Mikroklimas, der Karbonatisierung und der Chloridinfiltration wurden bis etwa 1970 viel zu wenig beachtet; erst die Erforschung der Betonstruktur führte hier zu wichtigen und wertvollen Erkenntnissen.

Feuer ist eine sehr gefährliche Einwirkung. Diesbezügliche Hinweise oder Vorschriften liegen leider noch nicht vor.

– Berechnung der Schnittkräfte, Statik:

Die klassische Baustatik bildete bis zur Entwicklung der FE-Statik den Forschungsschwerpunkt im konstruktiven Ingenieurbau. Sie wurde zweifellos überbewertet, denn viele z. T. komplizierte, scheinbar genaue Berechnungen und Untersuchungen (wie z. B. die Berechnung der Schnittkräfte und der Schnittkraftumlagerungen infolge Zwängungen) waren fragwürdig. Einfache Abschätzungen im Rahmen des Gleichgewichts wären fast immer ausreichend gewesen.

Bis etwa 1930 wurden relativ weitgespannte Fahrbahnplatten vermieden; später, bis zur verbreiteten Anwendung der FE-Statik dienten Tabellenwerke (Pucher) zur Ermittlung der Schnittkräfte „weitgespannter“ Fahrbahnplatten.

Wichtig ist heute ein gutes Verständnis der Statik für die Entwicklung des Entwurfs und einfache Näherungsmethoden für die Überprüfung der FE-Statik.

– Anordnung der Bewehrung:

Die Fachwerkanalogie von Mörsch genügt auch heute noch (oder wieder) als Grundlage für die Bewehrungsanordnung bei Stabtragwerken und Scheiben.

Bei Platten, insbesondere bei diskret gelagerten und schiefen Platten, wird eine konstruktiv zweckmässige Bewehrungsanordnung gewählt, und die mit der FE-Statik nach der Elastizitätstheorie berechneten Plattenschnittkräfte lassen sich dann der Bewehrungsanordnung entsprechend umlagern und mit dem gleichen FE-Programm leicht ermitteln.

– Bemessung:

Bis und mit den 1968er Normen erfolgte die Bemessung der Eisenbeton- und Spannbeton-Brücken immer mit zulässigen Spannungen, die sich auf die vorgeschriebenen Baustoff-Festigkeiten bezogen. Erst 7 Jahre später wurde dann die Bemessung auf die jeweiligen Entwurfsziele ausgerichtet: Die Tragsicherheit auf den Verlust des Gleichgewichts und die Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit auf Grenzzustände des Betriebs etc..

Die Nachweise der Ermüdungssicherheit, der zulässigen Rissbildung und der statischen und dynamische Verformungen sind relativ heikel, u. a. weil sie nicht für ebenso zuverlässige Grenzzustände wie die Tragsicherheit berechnet werden können.

Bei Kabelbrücken erfolgt die Bemessung der Kabel immer noch mit zulässigen Spannungen. Bezüglich der Brückendynamik ist die Wahl bzw. Entwicklung eines geeigneten Trägerquerschnitts und die nachfolgende Untersuchung im Windkanal am effizientesten, und für die Untersuchung der Kabeldynamik in Brückenlängs- und Querrichtung ist der Einbau von Dämpfern und Dämpfungskabeln in Verbindung mit Messungen am Bauwerk am zuverlässigsten.

– Baustoffe:

Bis in die späten 1950er Jahre wurden beim Beton nur die Festigkeits- und Verformungseigenschaften geprüft; das Verhalten bezüglich Wasser, Frost und Tausalzen (damals allerdings in der Schweiz kaum bekannt) wurde stark vernachlässigt.

Die vertiefte Erforschung der Mikrostruktur des Betons (Porosität) begann 1949 in den USA im Zusammenhang mit Frost-Tausalzschäden an Betonbelägen von Autobahnen. In der Schweiz wurde die Untersuchung der Mikrostruktur des Betons erst 1969 für die Bestimmung der Frost-Tausalzbeständigkeit des Betons für Betonstrassen und Flugpisten übernommen. 1973 - 74 wurden beim Bau der Autobahn N3/N13 umfangreiche Beton-Prüfungen aufgrund eines wissenschaftlichen Programms durchgeführt, und seit 1975 werden in der LPM AG, Beinwil am See automatische Porenanalysen erstellt. Bei Brücken kam die Porenanalyse leider erst später zur Anwendung, bildete aber dann eine wichtige Grundlage für das Verständnis der Korrosionsprozesse und der Frost- und Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons.

Der auf der Baustelle ausgeführte Schutz des Spannstahls (durch Injektion der Kabelhüllrohre mit Mörtel oder Fett) wurde oft zu wenig sorgfältig überwacht und kontrolliert, was leider ernste Rückschläge zur Folge hatte.

Erst 1989 wurden klare Baustoffnormen mit Anforderungen, Prüfung und Ausführungskontrollen erarbeitet.

– Konstruktive Durchbildung, Abdichtung und Belag:

Die sorgfältige konstruktive Durchbildung der Tragelemente und Querschnitte ist neben der Baustoffqualität die wichtigste Grundlage für das Entwurfsziel „Dauerhaftigkeit“. Die entsprechenden Massnahmen sind im Prinzip so trivial, dass sie leider seit den Anfängen der Betonbauweise bis heute immer wieder sträflich vernachlässigt werden. Es geht im Wesentlichen um redundante Schutzmassnahmen wie eine ausreichende, dichte Betonüberdeckung der Bewehrung, einen vernünftigen Schutz der Betonflächen gegen Meteorwasser (Reduktion der Karbonatisierung) und einen kompletten Schutz der

Betonflächen gegen chloridhaltiges Wasser (gefährlicher Chloridgehalt findet sich bei oft wiederholtem Kontaktwasser und intensiver Austrocknung bis in 7 cm Tiefe).

Nach vielen z. T. schwerwiegenden Mängeln bis in die späten 1970er Jahre wird die Abdichtung der gut ausgetrockneten Fahrbahnplatte heute am einfachsten und besten mit einer verklebten Gussasphaltschicht hergestellt, die ihrerseits mit den darüber liegenden insgesamt mind. 10 cm dicken Gussasphaltschichten einwandfrei verklebt ist. Besondere Aufmerksamkeit muss den Plattendurchbrüchen (Entwässerungs-Tassen etc.) geschenkt werden.

Entwicklung der kreativen Zielsetzungen; Kosten und Ästhetik

– Kosten:

Die Kosten (Installationen, Foundationen, Gerüste, Schalungen und verarbeitete Baustoffe) variieren, der Marktlage entsprechend, relativ stark. Mit den aktuellen Preisen ist jedoch eine gute Kostenschätzung möglich; für einen zuverlässigen Kostenvoranschlag ist die Zusammenarbeit mit einem Unternehmer aber erforderlich.

Seit etwa 10 Jahren wird die Schonung der nicht erneuerbaren Baustoffe, insbesondere des Betonstahls, immer mehr zur Pflicht.

– Ästhetik:

Kein Brückenbauer verdient diesen Namen, solange er nicht von der Leidenschaft erfüllt ist, seine Werke schön zu bauen.

D. B. Steinmann

Bis in die späten 1970er Jahre war der Entwurf einer Brücke - mit ganz wenigen Ausnahmen - Sache der Ingenieure. Dann wurde diese zentrale, kreative Aufgabe zunehmend von den Auftraggebern und den beauftragten Ingenieuren an Architekten und Landschaftsplaner übertragen. Gründe dafür waren, wie bereits erwähnt, die wenig überzeugende Art der Ausbildung auf dem Gebiet Brückenästhetik, die Überforderung der Ingenieure im technischen Bereich mit ausufernden Normen, Richtlinien und Projektierungsanweisungen. Die im Prinzip divergierende Ansicht über Brückenästhetik bei Ingenieuren und Architekten führte dann allerdings oft zu ästhetisch fragwürdigen (aber teuren) Brückenkonzepten.

Kurzes Nachwort

Es gibt gute und schlechte Erfahrungen und es gibt eigene und fremde Erfahrungen. Gute Erfahrungen, ob eigene oder fremde, werden ausgiebig veröffentlicht. Sie werden übernommen und tragen so zum Fortschritt bei.

Eigene schlechte Erfahrungen werden nur dann publik, wenn es sich um gravierende Fehler handelt. Sonst bleiben schlechte Erfahrungen aus mehr oder weniger kostspieligen Missgeschicken, im engsten Kreis der Beteiligten.

Erfahrung ist eine Qualität des Ingenieurs, nicht aber das Missgeschick, das zu dieser Erfahrung führte; und obwohl gerade diese Erfahrungen wertvoll sind, weil man damit künftig die damit verbundenen Fehler vermeiden will und kann, profitieren nur die Mitarbeiter, mit denen sie diskutiert werden, davon - wenn sie wollen.

In der vorliegenden Arbeit wurden Wege und Irrwege gezeigt, die zum aktuellen technischen, ökonomischen und ästhetischen State of the Art im Betonbrückenbau geführt haben. Es gab in der Mitte des 20. Jahrhunderts drei grosse Entwicklungsschritte und die umwälzende Anwendung des Computers. Geblieben sind aber auch die alten, einfachen statischen, graphischen, konstruktiven und materialtechnischen Massnahmen. Negativ wirkte sich andererseits oft ein allzu grosses Vertrauen in ein neues Produkt aus, dessen Anwendungsbereich noch zu wenig gründlich erforscht worden war.

Viele Ingenieure werden einwenden, dass die erwähnten, einfachen Massnahmen trivial, längst bekannt und nicht der Rede wert seien; aber im Projekt oder auf der Baustelle werden sie leider doch immer wieder übersehen oder vergessen.



Bild 50 Bewehrung eines Endquerträgers einer Schrägkabelbrücke in den USA, dessen volle Tragfähigkeit für die Standsicherheit der ganzen Brücke erforderlich ist.



Bild 51 Sunnibergbrücke

Es ist unglaublich, dass in einem Land, das bezüglich Structural Engineering weltweit an der Spitze steht, mehrere involvierte Ingenieurunternehmungen die vorliegende Bewehrungsanordnung akzeptierten bzw. glaubten, man könne in der Übergreifungszone der Bewehrung, die volle Stahlzugkraft einleiten (Bild 50).

Aber, wie auch immer, der zuständige Fieldengineer entschloss sich, trotz eindringlichster Warnung den Querträger mit einem neuen Superverflüssiger zu betonieren. Nach dem Betonieren wurden Kontrollöffnungen verlangt, um den alles entscheidenden Verbund unter der Bewehrung zu bestätigen. Anstatt Öffnungen heraus zu spitzen, wurde jedoch ein Gerät verwendet, das allfällige Hohlstellen anzeigen sollte - keine fand und einen einwandfreien Verbund anzeigte. Als dennoch auf Öffnungen insistiert wurde, zeigten sich viele unakzeptable Hohlstellen unter der Bewehrung. Die erforderliche Reparatur war ausserordentlich teuer und zeitaufwändig und gelangte durch Indiskretionen auch in die Medien. Für den Fieldengineer, der neuen, zu wenig erprobten Baustoffen und Geräten leider voll vertraute, eine bittere Erfahrung, die ihn über Jahre schwer belastete.

Die Sunniberg Brücke dürfte die erste, über 500 m lange, im Grundriss mit einem Radius von 500 m gekrümmte Brücke ohne Dilatationsfugen sein. Die Idee dazu wurde im Prinzip von den Bogenbrücken übernommen, sorgfältig berechnet und überprüft. Sie hat sich bewährt, eine positive Erfahrung. In der Folge wurde die Idee bei vielen anderen gekrümmten Brücken übernommen.

Literaturverzeichnis und Quellenangaben

- [1] Kanal-Brücke bei Wildegg: Schweizerische Bauzeitung, SBZ, Bd. XVII, Nr. 11, S. 66 ff. 14. 3. 1891.
- [2] Inn-Brücke bei Zuoz: Max Bill: Robert Maillart, Artemis Verlag, Zürich, S. 32.
- [3] Risorgimento-Brücke: Kersten: Brücken in Eisenbeton, Bd. II, Berlin 1922.
- [4] M. Ros: EMPA- Bericht Nr. 99: Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz, Beilage zum XXVI. Jahresbericht des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten, 1937.
- [4.1] EMPA-Bericht Nr. 99, S. II/II.
- [4.2] EMPA-Bericht Nr. 99, S. III/IV.
- [4.3] EMPA-Bericht Nr. 99, S. II.
- [4.4] EMPA-Bericht Nr. 99, S. VIII/XVIII.
- [4.5] EMPA-Bericht Nr. 99, S. XIII/XIX.
- [5] SIA Sammelband, Tragwerksnormen 1892 - 1956.
- [6] Gmündertobel-Brücke: SBZ, Bd. 53, Nr. 7, S. 81 ff. 13. Feb. 1909.
- [7] Gmündertobel-Brücke: Tiefbauamt AR, Bänziger Partner AG: Zustandsbericht, Nov. 2006
- [8] Der Bau des Talüberganges bei Langwies: H. Schürch: Verlag, J. Springer, Berlin
- [9] Langwieser-Viadukt: EMPA-Bericht, Nr. 99, S. 70 ff.
- [10] Langwieser-Viadukt: Rhätische Bahn, Bänziger Partner AG: Zustandsbericht, Sept. 2002.
- [11] Maillart-Brücken, David P. Billington; Robert Maillart, Builder, Designer, and Artist, Cambridge University Press, 1997.
- [12] Maillart-Brücken, David P. Billington: The Art of Structural Design, A Swiss Legacy, Distributed by Yale University Press, New Haven and London.
- [13] Maillart-Brücken, Max Bill: Robert Maillart, Artemisverlag, Zürich, 1949.
- [13.1] Max Bill: Inn-Brücke bei Zuoz, S. 32 ff. und Rheinbrücke Tavanasa, S. 36 ff.
- [13.2] Max Bill: Schrähbach-Brücke, Wägital, S. 48.
- [13.3] Max Bill: Ziegenbach-Brücke, Wägital, S. 51.
- [13.4] Max Bill: Traubach-Brücke bei Habkern, S. 78 ff.
- [13.5] Max Bill: Schwandbach-Brücke bei Hinterfultigen, S. 88 ff.
- [13.6] Max Bill: Salginatobel-Brücke bei Schiers, S. 60 ff.
- [14] EMPA-Bericht, Nr. 99, S. 100 ff.

- [15] Salginatobel-Brücke, Tiefbauamt GR,
Bänziger Partner AG: Zustandsbericht.
- [16] Pont de Gueuroz, Eugen Brühwiler: Alexandre Sarrasin, structures en béton armé, presses polytechniques et universitaires romandes, 2002, Lausanne.
- [17] Fürstenland-Brücke SG, Max Meyer-Zuppinger, SBZ, Bd. 116, Nr. 5 1940, S. 47 ff.
- [18] Fürstenland-Brücke: Tiefbauamt SG,
Bänziger Partner AG: Instandsetzung, Juni 1995.
- [19] SBB Lorraine-Brücke, Bern: SBZ, Bd. 116, Nr. 8, S. 83 ff. 24. Aug. 1940.
- [20] SBB Lorraine-Brücke, Bern: SBB, Projekt Management, Olten:
Zustandsuntersuchungen April 2007.
- [21] Menn C.: Stahlbeton-Brücken, Springer-Verlag Wien-New York, Springer 1986.
Platten-Brücken, Bemessung, S. 357 ff.
- [22] EMPA: Porosität des Betons, EMPA-Berichte Nr. 10'747/1 und 10'747/ 2
Dübendorf, 1979 bzw. 1984.
- [23] LPM-Labor Beinwil: Baustoffprüfinstitut, insbesondere Beton-Festigkeiten,
-Verformungen, -Porenstruktur, -Wasseraufnahme.
- [24] Weinland-Brücke Andelfingen, ZH, H. Stüssi et alt.: Wissenschaftliche
Gedenkschrift zur Eröffnung der Brücke. Direktion der öffentlichen Bauten des
Kantons Zürich, 17. Mai 1958.
- [25] M. Ritter und P. Lardy, Schweizerische Versuche und Ausführungen in
vorgespanntem Beton, Leemann, Zürich 1946.
- [26] Passage Inférieur des Ateliers de Fribourg: J. Bolomey et F. Panchaud,
Bulletin Technique de la Suisse Romande, 10 Juin 1944.
- [27] Felsenaubücke bei Bern. C. Menn et alt.: Gedenkschrift zur Eröffnung der Brücke,
September 1975. Baudirektion des Kantons Bern.
- [28] Sunniberg-Brücke bei Klosters GR.
C. Menn: The Place of Aesthetics in Bridge Design, Structural Engineering
International, Volume 6, Nr. 2, May 1996.
- [29] Sunniberg-Brücke bei Klosters GR. H. Figi, C. Menn, D. J. Bänziger et alt.,
B. Wirth et alt., T. Trüb, B. Rietmann et alt., J. Däniker: Eine Dokumentation,
Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 44, 29. Oktober 1998.
- [30] Sunniberg-Brücke bei Klosters GR. Bänziger Partner AG, Technische
Bauleitung: Verwendete Baustoffe.

Bilderverzeichnis

- Bild 1 Allgemein gültige Zielsetzungen im Brückenbau. Skizze: C. Menn.
- Bild 2 Man-made Ästhetik.
- Bild 3 Natürliche Ästhetik.
- Bild 4 Positionierung der Brücken in einem schematisch/fiktiven:
Kosten-Ästhetik-Diagramm. Skizze: C. Menn.
- Bild 5 Kanalbrücke bei Wildeg, AG. Foto: Schweizerische Bauzeitung, SBZ.
- Bild 6 Inn-Brücke bei Zuo, GR. Foto: Mme. M. C. Blumer-Maillart.
- Bild 7 Risorgimento-Brücke in Rom. Foto: Kersten, Brücken in Eisenbeton.
- Bild 8 Thur-Brücke bei Felsegg, SG. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 9 Landquart-Brücke der RhB in Klosters, GR. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 10 Aare-Brücke bei Aarburg, AG. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 11 Magazzini Generali in Chiasso, TI. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 12 Gmündertobel-Brücke Teufen, AR. Foto: C. Menn.
- Bild 13 SBB Lorraine- Brücke in Bern. Foto: M. Alvarez.
- Bild 14 Gmündertobel-Brücke Teufen, AR. Foto: C. Menn.
- Bild 15 Gmündertobel-Brücke Teufen, AR. Planskizze: SBZ.
- Bild 16 Langwieser-Viadukt der Chur-Arosa-Bahn, Langwies, GR.
- Bild 17 Langwieser-Viadukt der Chur-Arosa-Bahn, Langwies, GR.
Planskizze: EMPA, Zürich.
- Bild 18 Inn-Brücke bei Zuo, GR. Foto: D. P. Billington, Princeton.
- Bild 19 Rhein-Brücke, Tavanasa, GR. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 20 Schrähbach-Brücke, Wägital, SZ. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 21 Ziegenbach-Brücke, Wägital, SZ. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 22 Traubach-Brücke bei Habkern, BE. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 23 Schwandbach-Brücke bei Hinterfultigen, BE. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 24 Salginatobel-Brücke bei Schiers, GR. Foto: C. Menn.
- Bild 25 Salginatobel-Brücke bei Schiers GR. Planskizze: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 26 Rossgraben-Brücke bei Schwarzenburg, BE. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 27 Val Tschiel-Brücke bei Donath, GR. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 28 Strassenüberführung bei Lachen, SZ. Foto: Artemis-Verlag, Zürich.
- Bild 29 Pont de Gueuroz bei Martigny, VS. Foto: A. Sarrasin, Lausanne.
- Bild 30 Pont de Gueuroz bei Martigny, VS. Planskizze: A. Sarrasin, Lausanne.

- Bild 31 Fürstenland-Brücke in St. Gallen. Foto: Baudirektion St. Gallen.
- Bild 32 Fürstenland-Brücke in St. Gallen. Planskizze: SBZ.
- Bild 33 SBB Lorraine-Brücke in Bern. Foto: M. Alvarez.
- Bild 34 SBB Lorraine-Brücke in Bern. Planskizze: SBZ.
- Bild 35 Weinland-Brücke bei Andelfingen, ZH. Foto: Baudirektion Zürich.
- Bild 36 Weinland-Brücke bei Andelfingen, ZH. Planskizze: Baudirektion Zürich.
- Bild 37 Letziwald-Brücke, Avers Cresta, GR. Foto: C. Menn.
- Bild 38 Letziwald-Brücke, Avers Cresta, GR. Planskizze: Kant. Tiefbauamt GR.
- Bild 39 Rhein-Brücke Tamins, GR. Foto: C. Menn.
- Bild 40 Rhein-Brücke Tamins, GR. Planskizze: Kant. Tiefbauamt GR.
- Bild 41 Felsenau-Brücke in Bern. Foto: <digitalfotoarchiv.ch>.
- Bild 42 Felsenau-Brücke in Bern. Planskizzen: C. Menn.
- Bild 43 Goldach-Brücke der A1, SG. Foto: C. Menn.
- Bild 44 Saane-Brücke der A1, BE.
- Bild 45 Sunniberg-Brücke bei Klosters, GR. Dr. R. Brönnimann, Stäfa.
- Bild 46 Sunniberg-Brücke bei Klosters, GR. Planskizzen: Bänziger Partner AG.
- Bild 47 Organigramm. Skizze: C. Menn.
- Bild 48 Seebrücke Luzern. Foto: C. Menn.
- Bild 49 Seebrücke Luzern. Foto: C. Menn.
- Bild 50 Bewehrung eines Endquerträgers einer Schrägkabel-Brücke in den USA.
Foto: C. Menn.
- Bild 51 Sunniberg-Brücke bei Klosters, GR. Foto: C. Menn.