

**Schweizer  
Ingenieur und  
Architekt**

**Ingénieurs  
et architectes  
suisses**

**Ingegneri  
e architetti  
svizzeri**

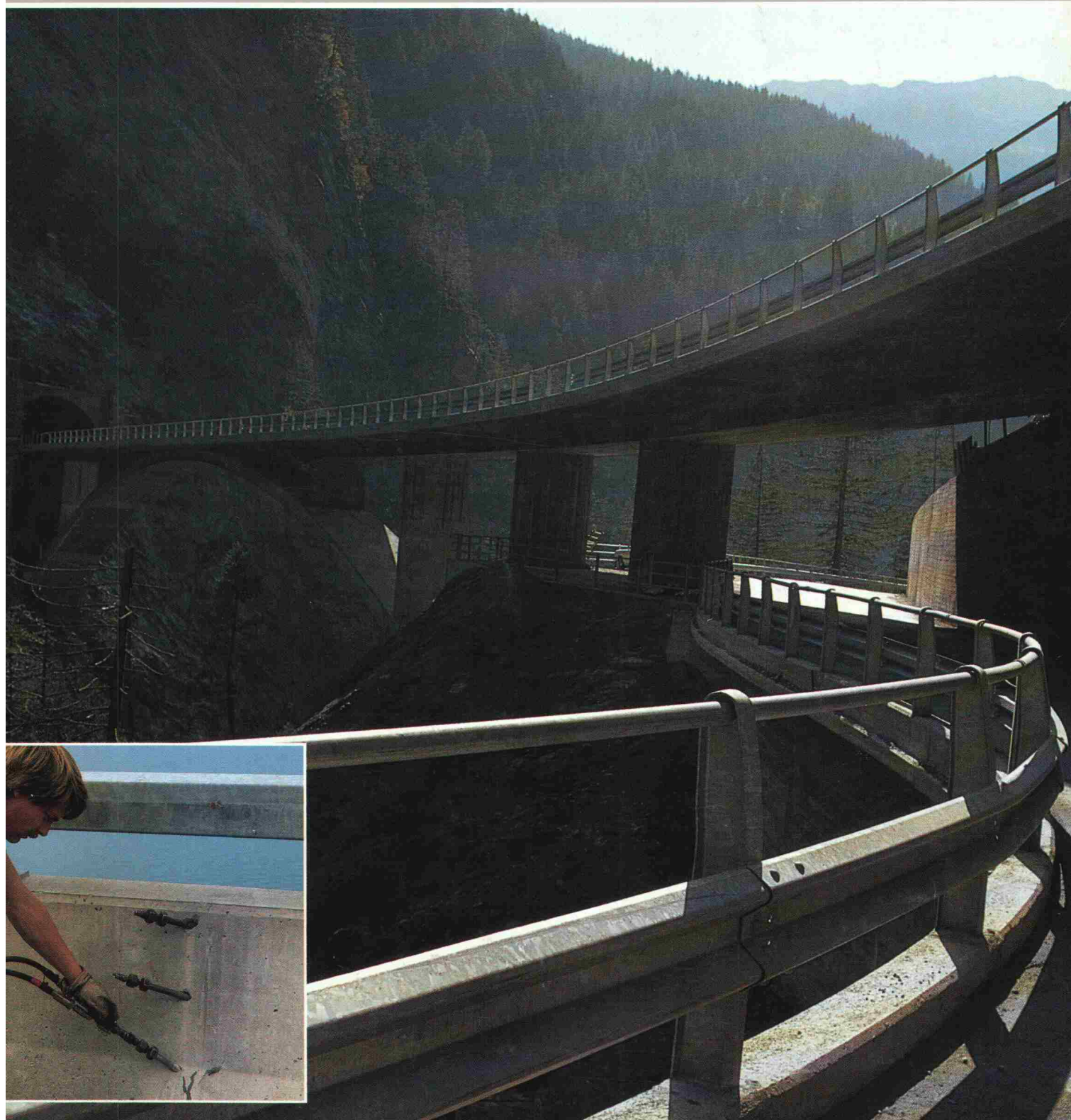
Schweizerische Bauzeitung

Bulletin technique  
de la Suisse romande

**12/87**

**Christian Menn zum 60. Geburtstag**

105. Jahrgang  
19. März 1987



## Christian Menn zum 60. Geburtstag

Mein lieber Christian

Es ist für mich zugleich hohe Ehre und grosse Freude, anlässlich Deines 60. Geburtstages die Grussadresse verfassen zu dürfen. Aber schon beim Begriff Grussadresse stellen sich die ersten Tücken ein. Bleibt man förmlich und konventionell, so werden solche Ergebnisse oft steif, gestelzt und unpersönlich; schreibt man in Briefform, so besteht die Gefahr, dass man anbiedernd, euphorisch und allzu persönlich wird. Nach einigem Abwägen habe ich mich dennoch für die zweite Form entschieden; ich hoffe sehr, dass Du nachsichtig sein wirst, um so mehr als ich versuchen werde, zurückhaltend zu sein.

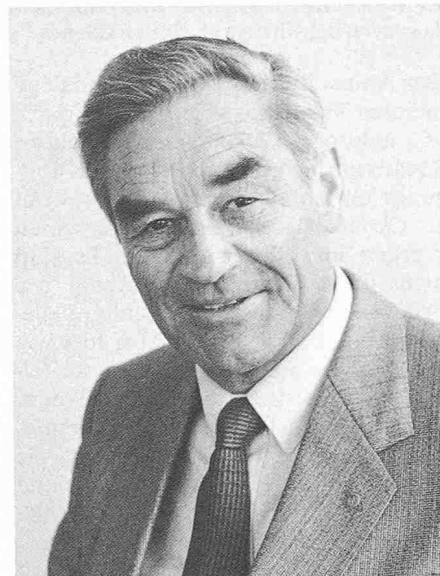
Unsere erste Begegnung fällt in den Herbst 1953, als Du Assistent bei Prof. Lardy warst, und ich im 5. Semester die Übungen im Massivbau belegt hatte. Selbstverständlich magst Du Dich nicht mehr erinnern, doch Du bist uns Studenten von Anfang an aufgefallen, warst Du doch eine auffällige, flotte, ja sogar schöne Erscheinung; noch sehe ich Dich vor mir in der stets offen getragenen weissen Berufsschürze, noch höre ich Dein Lachen, das sich im Laufe der Jahre so wenig verändert hat, das meist fröhlich und spontan, hie und da ironisch und in einzelnen Fällen auch sarkastisch war und geblieben ist. Wir Studenten von damals waren an unseren Assistenten interessiert, und deshalb wussten wir auch einiges von ihnen. Der Sprache nach war unschwer zu erkennen, dass Du Bündner bist, und ferner konnten wir in Erfahrung bringen, dass Du das Gymnasium in Chur besucht und eine B-Matura hattest. In späteren Jahren vernahmen wir dann, dass Du die Primarschule zum Teil in Sachseln OW und zum Teil in Sufers GR besucht hattest. Zudem wussten wir von Deiner praktischen Tätigkeit bei Elektrowatt und Losinger, was uns mächtig imponierte, da wir nicht nur den hervorragenden Theoretiker vor uns hatten, sondern auch den Praktiker. Was wir damals alle ahnten war, dass Dir eine glänzende berufliche Zukunft bevorstand; der eine oder andere

unter uns hat schon damals prophezeit, dass Du eines Tages Professor an der ETH sein würdest.

Deine Assistentenzeit bei Professor Lardy dauerte von 1952 bis 1956. In diesen Jahren hast Du Deine Dissertation beendet, die mit der silbernen Medaille der ETH ausgezeichnet wurde. Zu dieser Zeit wurde ich Dein Nachfolger am Lehrstuhl Lardy, und es tönt fast anekdotenhaft, wenn ich Dir in Erinnerung rufe, dass Du am Tage Deiner Doktorprüfung unseren «Chef» und Deinen Doktorvater Lardy zum Mittagessen in die Kronenhalle eingeladen hattest, und ich so zum ersten Mal in meinem Leben dazu kam, eine Vorlesung zu halten.

Du bist dann für ein Jahr nach Paris gezogen, wo Du bei der Société Dumez gearbeitet hast und mit Erfahrungen vielfältigster Art in die Schweiz zurückgekehrt bist. 1957 warst Du im Auftrag des Ingenieurbüros Emch und Berger wiederum am Institut für Baustatik und Massivbau tätig, was für uns jüngere Assistenten äusserst befruchtend war. Noch im gleichen Jahr hast Du dann in Chur und Zürich ein Ingenieurbüro eröffnet. Weitsichtige Bauherren haben Dir Brückenbauten anvertraut, die Du auf ganz hervorragende Weise gelöst hast. Nicht nur die Berechnung, auch die Konstruktion musste bei Dir bis ins letzte Detail stimmen, und schon damals hast Du Dich sehr eingesetzt, dass Deine Brücken auch ästhetisch hervorragend durchgearbeitet waren und so nicht selten zu wahren Kunstwerken wurden. Noch sehe ich Dich auf der Assistenz, wie Du uns verschiedene Varianten von Brücken gezeigt und uns aufgefordert hast, unser Urteil schonungslos abzugeben. Ich wage zu behaupten, dass ich in solchen Stunden weit mehr gelernt habe als in vielen Wochen normaler Arbeit.

So bist Du in kürzester Zeit zum unbestritten ersten Brückenbauer der Gegenwart in der Schweiz geworden und die Eingeweihten wussten, dass es nur noch eine Frage der Zeit war, bis Dich



der Ruf an unsere Schule erreichen würde. 1971 war es endlich soweit, Du wurdest zum ordentlichen Professor für Baustatik und Konstruktion gewählt. Seither hast Du noch viele bedeutende Brückenbauwerke mitgestaltet oder als Experte begleitet. Es würde zu weit führen, auch nur eine Auswahl Deiner bedeutenden Brücken aufzuzählen, doch eine möchte ich erwähnen: Die Ganterbrücke im Wallis, die stellvertretend für Deine anderen Brücken steht, und die, schlicht und einfach gesagt, grossartig ist.

Dein Werk wurde selbstverständlich auch im Ausland beachtet und beispielsweise 1972 mit dem Fritz Schumacher-Preis in Hannover ausgezeichnet.

Ein 60. Geburtstag ist ein Meilenstein im Leben jedes Menschen, Grund zurückzublicken und einen Moment innezuhalten. Glücklicherweise ist er aber kein Abschluss, und so dürfen wir hoffnungsvoll in die Zukunft sehen. Zusammen mit all Deinen Freunden, Kollegen, ehemaligen und jetzigen Schülern gratuliere ich Dir, lieber Christian, sehr herzlich zu Deinem Geburtstag und zu Deiner Berufskarriere und wünsche Dir stets gute Gesundheit für eine weitere, für unser Land so wichtige Tätigkeit als Professor und Ingenieur.

Dein Hans von Gunten,  
Rektor der ETH Zürich



# Der Brückenbauer als Gestalter der Strasse

Von Kurt Suter, Bern

**Weder Strassen noch Brücken sind einfache technische Problemlösungen; sie haben vielseitige Dimensionen und können nur erfolgreich sein, wenn alle Bereiche zusammen übereinstimmen. Die räumliche Gestaltung der Linienführung einer Strasse in der Natur hängt in vielen Fällen davon ab, welche Brückenbauwerke erstellt werden können, oder welche zu erstellen man sich leisten kann.**

**Es ist zu hoffen, dass grosse Brückenbaukünstler wie Christian Menn unseren jungen, nachfolgenden Ingenieuren als Beispiel dienen.**

Der Anlass dieses Artikels hat mich zu meinem Thema inspiriert. Die Begriffe «Gestaltung, Brückenbau, Architektur, Kreativität, Funktionalität und Prägung» umschreiben Inhalte, die sowohl zu *Christian Menn* als auch zu seinen Werken und Taten gehören. Es sind nicht die einzigen; ebensowenig wie Brücken die einzigen Gestaltungselemente einer Strasse sind. Aber hier wie dort sind es ausschlaggebende, auffallende und ernsthafte Inhalte. Weder Strassen- noch Brückenbau sind einfache technische Problemlösungen; sie haben vielseitige Dimensionen und können nur erfolgreich sein, wenn alle Bereiche zusammen übereinstimmen.

Strassen haben ganz einfache Aufgaben und Pflichten; sie müssen immer von einem Ort kommen und zu einem an-

deren Ort führen. Das kann in den weitaus meisten Fällen nicht einfach geschehen; sie müssen sich vielmehr bei der Erstellung, im Laufe der Jahre und bei jeder Verbesserung zahlreichen Gegebenheiten fügen, müssen oft hart den Realitäten abgerungen oder mit List und Wagemut muss Unabänderliches um- oder übergangen werden. Die Brücken sind gewissermassen die List der Strassenbauer und ihre Erscheinung zeugt oft vom eigenen Wagemut oder demjenigen hochspezialisierten Kollegen, des Brückenbauers.

Flüsse, Täler und Runsen, Schluchten, Abgründe und Steilhänge bilden feste Bestandteile unserer Natur. Die Gestaltung der Linienführung einer Strasse in der Natur hängt deshalb in vielen Fällen massgebend davon ab, was für Brük-

kenbauwerke erstellt werden können, oder welche erstellt werden sollen, um diese Hindernisse zu überlisten. Der Stand der zeitgenössischen Baukunst legt jeweils fest, ob eine Strasse schmale Passagen mit gutem Baugrund suchen muss oder grosszügig die Geländeformen ausnützen kann, ob Hindernisse die Strasse prägen, oder ob die Strasse diese überqueren kann.

Man hat gelegentlich das Gefühl, dass die Brückenbaukunst entscheidet, ob beim Strassenbau der Machbarkeit keine Grenzen gesetzt sind. Brückenbauer und Strassenbauer können sich hier nur gemeinsam um die Optimierung bemühen. Es gibt keine Strassenlinienführung, die nicht auf Brückenbauten Rücksicht nehmen könnte; es gibt auch keine Notwendigkeit, alle Bequemlichkeiten der Strassentrassierung mit raffinierten Brückenbauten zu ermöglichen; es gibt aber auch kein Bedürfnis, Baumonumente zu erstellen, die zufällig auch noch für Strassen benützt werden können.

Christian Menn folgerte in einem Vortrag an einer Tagung in Reichenau: «Architektur im Strassenbau bedeutet Ermittlung derjenigen funktionell befriedigenden Lösung, die im Rahmen der finanziellen Gegebenheiten ein Optimum an Ästhetik und Umweltfreundlichkeit erreicht.» Meiner Meinung nach ist dies eine Aufgabe, die er immer wieder in hervorragender Weise gelöst hat; nicht allein als grosser Brückenbauer, sondern zusammen mit den Strassenbauern als Gestalter des umfassenden Bauwerkes Strasse. Der heutige Zeitgeist hat sich stark auf das konzentriert, was man Umwelt nennt. Die Strassen können und sollen sich nicht verstecken und unsichtbar werden, ebensowenig wie Häuser und Arbeitsplätze. Sie gehören zur Welt, in der wir leben.

Jeder gestaltet die Wohnung, in der er lebt, wie es ihm gefällt, wie er es sich leisten kann, wie es ihm am besten nützt und mit den Mitteln, die er kennt. Das Zusammenwirken von Strasse, Umgebung, Brücken, Besiedlung und Natur ist keine konstante, definierbare Grösse: Im Tessin, in der Via Mala, am Genfersee oder im Zürcher Weinland liegen die Akzente anders. Die Gestaltung der Strasse und die Einpassung in ihr Umfeld verlangen Begabung, Beobachtungssinn und Schulung. Das Sichtbare ist das Massgebende. Die Brücken ihrerseits sind häufig das Sichtbare der ganzen Strasse. Hier gilt als guter Grundsatz: «Das Funktionelle ist das Schöne.» Mir genügt er jedoch nicht. Brücken, die die Strasse im Gelände sichtbar machen, müssen dazu auch eingepasst sein. Eine funktionell ein-

*Bild 1. Mit dem Bau eleganter, den Formen des Geländes angepassten Brücken wurde es überhaupt erst möglich, in den steilen Talabfall des Miso (GR) die Nationalstrasse N 13 so zu bauen, dass sie heute die Landschaft kaum belastet*



wandfreie, kaum sichtbare Balkenbrücke kann ebenso langweilig und technokratisch am falschen Ort sein wie ein unnatürlicher Bogen oder ein überheblich wirkender, seiletragender Pylon. Ich möchte damit sagen, dass sich die Gestaltung eines Bauwerks nicht nur auf den Geländeausschnitt, der für die technische Projektierung der Brücke nötig ist, beschränken darf, sondern den ganzen Strassenzug – den der Beschauer gleichzeitig erfassen kann – miteinzubeziehen hat.

Als Betrachter eines Dorfes oder einer Siedlung interessiert mich sehr wenig das raffinierte, hervorstechende, aufdringliche Einzelgebäude, sondern vielmehr das harmonische Zusammenwirken aller Bauten. Ich plädiere deshalb dafür, dass die einzelnen Brückenbauwerke Gestaltungselemente einer Strasse sind, und dass eine Strasse nicht Anlass für eine Ausstellung der vielfältigen Möglichkeiten der Brückengestaltung ist. Brückenbauer wie Christian Menn haben immer wieder gezeigt, dass durch Überlegen und Sachwissen die Gestaltung der Strasse durch Bauwerke häufig verbessert werden kann.

Zum Beispiel können hohe Mauern durch Lehenbrücken ersetzt werden oder transparente Bauwerke können überdimensionierte Erddämme ersetzen. Überall dort aber, wo Strassen nur

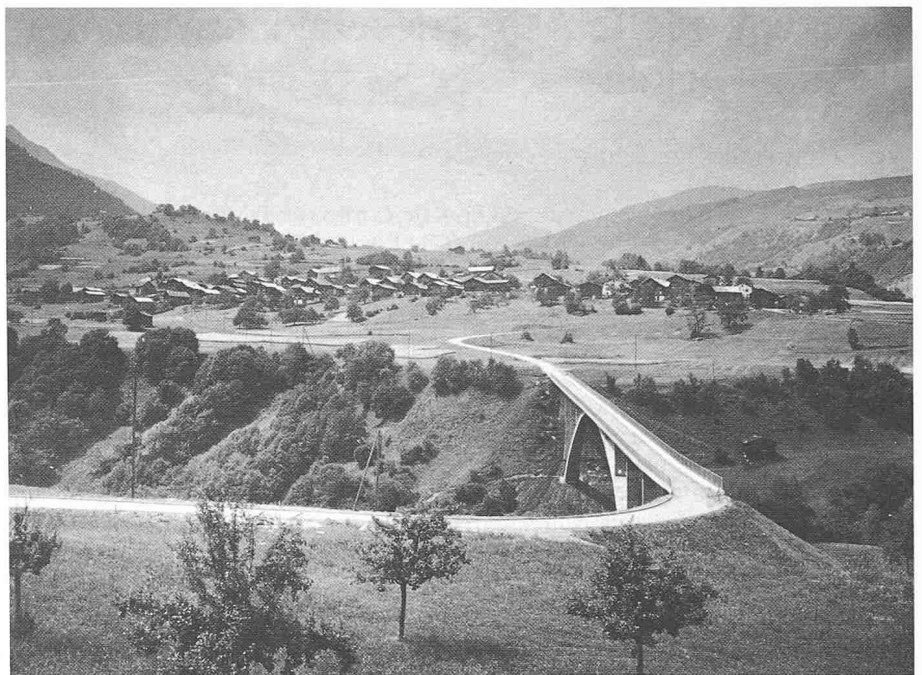


Bild 2. Die Strasse passte sich der Brückenbaukunst an

noch aus Brücken bestehen, wirken sie durch ihre Dimensionen gigantisch, beängstigend und abstossend.

Wir dürfen uns glücklich schätzen, dass bei uns in den vergangenen Jahren so viele neue Strassen gebaut wurden und dabei vielerorts – wie zu den Zeiten des Eisenbahnbaus – beispielhafte Brücken

gebaut werden konnten. Ich hoffe, dass diese grossen Brückenbauer für unsere jungen, nachfolgenden Ingenieurkollegen als Beispiel dienen werden.

Adresse des Verfassers: K. Suter, dipl. Bauing. ETH, Direktor des Bauamtes für Strassenbau, Monbijoustrasse 40, 3003 Bern.

Bild 3. Dank dem Bau von hangparallelen Brücken und Lehenbrücken konnte im steilen, rutschigen Hang oberhalb Mesocco auf riesige Stütz- und Futtermauern verzichtet werden





# Konzeptionelle Aspekte beim Entwurf von Bogenbrücken

Von Heinrich Figi, Chur

In seinem Buch «Stahlbetonbrücken» geht Prof. Dr. C. Menn ausführlich auf konzeptionelle Aspekte beim Entwurf von Brücken ein. Mit dem vorliegenden Artikel wird versucht, einige Aspekte anhand der von ihm projektierten Bogenbrücken zu veranschaulichen.

## Einleitung

Die von Prof. Menn projektierten Bogenbrücken dürfen zu den bemerkenswertesten Brückenbauten im Kanton Graubünden gezählt werden. Bauwerke wie die *Zwillingsbrücken Nanin* und *Cascella* im Misox (Bild 1) oder die *Rheinbrücke Tamins* (Bild 11) verdienen die Bezeichnung «Kunstbauten».

Im Bild 2 sind die Standorte der von Prof. Menn projektierten und im Zeitraum zwischen 1958 und 1968 gebauten Bogenbrücken eingezeichnet. Die Tabelle 1 enthält die wichtigsten Kenngrößen dieser Brücken. Die 1965 im Rahmen eines Wettbewerbes projektierten Reussbrücken Wassen wurden aus Kostengründen nicht realisiert.

Die statische Wirkungsweise einer Bogenbrücke soll vorerst anhand des im Bild 3 skizzierten Systems kurz umrissen werden.

Die Bogenachse wird in der Regel so gewählt, dass sie der Stützlinie für ständige Belastung entspricht. Da der Bogen dann vor allem durch Normalkräfte beansprucht wird, muss bei der Ermittlung der Schrittkräfte der Einfluss zweiter Ordnung beachtet werden. Der bei den Kämpfern auftretende Horizontalschub infolge ständiger Belastung ergibt sich näherungsweise zu

$$H = \frac{g_m \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{1}{8} \cdot \frac{l}{f} \cdot g_m \cdot l$$

Bei einem Pfeilverhältnis  $f:l = 1:5$  resultiert demnach ein Horizontalschub in der Größenordnung von 60% des Brückengewichtes im Bogenbereich.

Der Fahrbahnträger ist schwimmend gelagert mit dem Bewegungszentrum im Bogenscheitel. Bei ständiger Belastung wirkt er primär als durchlaufender Balken. Unter einseitiger Verkehrslast entstehen Rahmenmomente, die sich im wesentlichen der Steifigkeit ent-

sprechend auf Bogen und Fahrbahnträger verteilen. Die durch die Verformung des Bogens infolge Normalkraft verursachten Zwängungsmomente müssen ebenfalls von Bogen und Träger gemeinsam aufgenommen werden. Diese Zwangsbeanspruchung ist vor allem bei flachen Bogen von Bedeutung.

Bei Trägerspannweiten im Bogenbereich von über etwa 12 m ist es zweckmässig, den Fahrbahnträger teilweise vorzuspannen. Da durch die Vorspannung die Biegesteifigkeit des Trägers erhöht wird, sind geringere Verformungen und somit auch kleinere Momente zweiter Ordnung zu erwarten.

In Querrichtung wirken Bogen, Stützen und Fahrbahnträger zusammen als Trägerrost. Bei schmalen und weitgespannten Bogen, aber insbesondere bei über den Kämpferstützen dilatiertem Fahrbahnträger, treten im Kämpferbereich infolge Querbelastung (Wind, Erdbeben) beachtliche Biegemomente auf. Zur Aufnahme dieser Seitenkräfte ist es vorteilhaft, das Gewölbe im Kämpfer zu verbreitern.

## Topographie, Baugrundverhältnisse

Beim Entwurf ist eine sorgfältige Beachtung der geometrischen und geolo-

Bild 1. Cascella und Naninbrücke der N13 im Misox



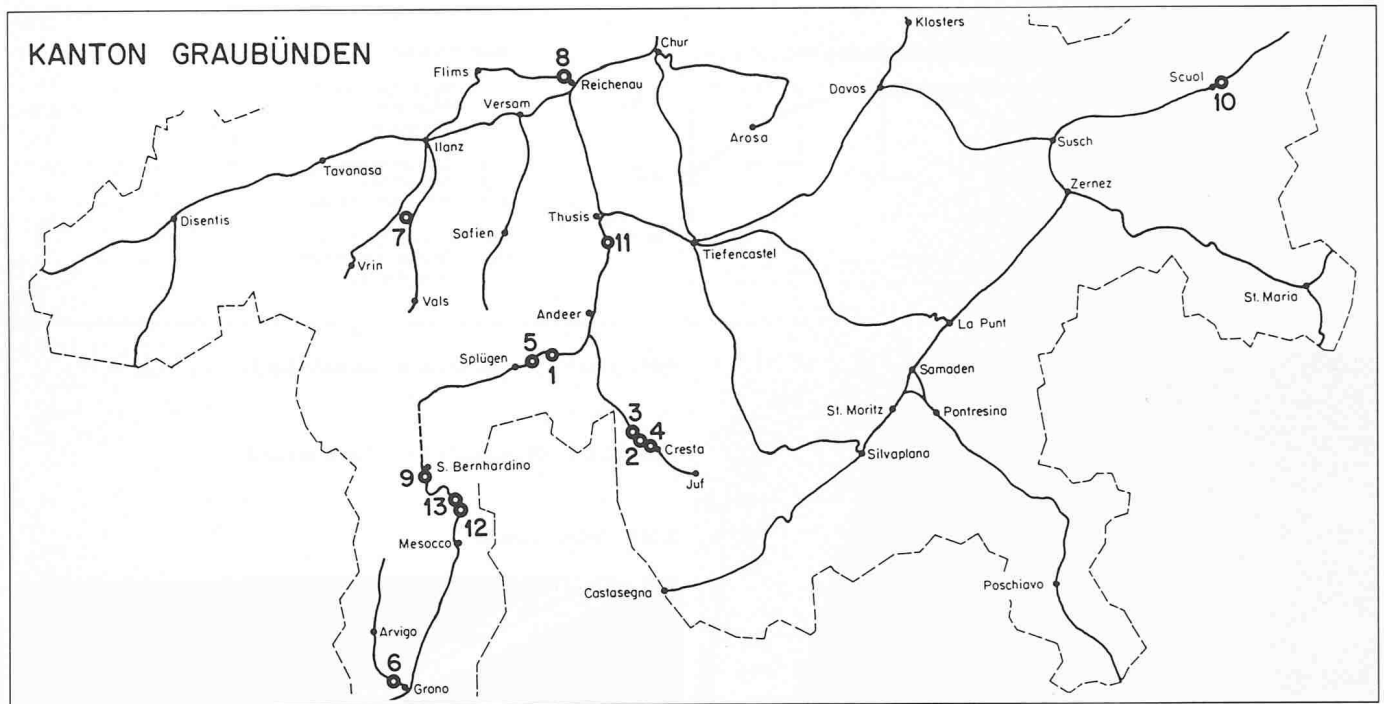


Bild 2. Standorte der von Prof. Ch. Menn projektierten Bogenbrücken (Die Ziffern entsprechen der Numerierung in Tabelle 1)

Tabelle 1. Wichtigste Kenngrößen der von Prof. Ch. Menn projektierten Bogenbrücken

Nr	Name Ort Baujahr	Brückenlänge Bogenspannweite	Pfeilhöhe Pfeilverhältnis	Trägerquerschnitt Bogenquerschnitt	Brückenbreite Bogenbreite	Trägerhöhe Bogenstärke	Statisches System Besonderes	Bild Nr.
1	Crestawaldbrücke Sufers 1958	124.00	14.25	Plattenbalken	9.40	1.30	Zweigelenkbogen Träger mit Fugen über den Kämpferstützen	13
		71.50	1: 5.0	Platte	6.40	0.50 - 0.90		
2	Averserrheinbrücke Letziwald 1959	66.50	6.80	Plattenbalken	5.70	1.40	Dreigelenkbogen mit seitlichen Scheiben	7
		65.00	1: 9.6	Plattenbalken	4.30	0.20 - 0.30		
3	Averserrheinbrücke Crät 1959	91.00	14.20	Plattenbalken	5.70	1.50	Stabbogen mit über Kämpferstützen durch- laufendem Träger	6
		66.00	1: 4.6	Platte	3.50 - 3.90	0.35		
4	Brücke Unter Platta Nr. 3 1960	51.60	5.00	Plattenbalken	4.80	1.30	Stabbogen Träger mit Fugen über den Kämpferstützen	12
		39.60	1: 7.9	Platte	3.20 - 3.60	0.26		
5	Grünebrücke Splügen 1961	88.00	9.75	Platte	9.40	0.42	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system	4
		49.75	1: 5.1	Platte	4.00	0.50 - 1.00		
6	Calanascabrücke Grono/Castaneda 1962	143.00	19.50	Platte mit Konsolen	6.70	0.50	Rippenbogen mit Einzel- stützen; Träger mit Fugen über den Kämpferstützen	17
		86.00	1: 4.4	Rippen	3.20 - 4.20	1.00 - 1.60		
7	Valserrheinbrücke Uors/Surcasti 1962	142.00	19.35	Platte mit Konsolen	4.60	0.50	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system	16
		86.00	1: 4.4	Platte	2.00 - 3.20	0.75 - 0.95		
8	Rheinbrücke Tamins 1963	158.00	21.30	Kasten mit Konsolen	8.40	1.00	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system. Träger vorgespannt	11
		100.00	1: 4.7	Platte	4.00 - 5.20	0.80 - 1.15		
9	Isolabrücke San Bernardino 1964	71.50	9.50	Platte	9.90 - 10.20	0.40	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system	19
		49.50	1: 5.2	Platte	4.00 - 5.50	0.60 - 0.80		
10	Clozzatobelbrücke Scuol 1965	79.00	9.75	Platte	10.40	0.40	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system	10
		42.70	1: 4.4	Platte	4.40	0.40 - 0.80		
11	Viamalabrücke Zillis 1966	180.00	12.60	Kasten mit Konsolen	10.40	1.00	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system. Träger vorgespannt	5
		96.00	1: 7.6	Platte	4.00 - 5.40	0.80 - 1.15		
12	Naninbrücke Mesocco 1967	192.00	24.45	Kasten mit Konsolen	9.90	1.00	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system. Träger vorgespannt	1
		112.00	1: 4.6	Platte	4.00 - 5.50	0.90 - 1.30		
13	Casellobrücke Mesocco 1968	173.00	20.00	Kasten mit Konsolen	9.90	1.00	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system. Träger vorgespannt	1
		96.00	1: 4.8	Platte	4.00 - 5.50	0.90 - 1.20		
14	Reussbrücken Wassen 1965 (Wettbewerb)	231.60 / 196.85	22.50	Plattenbalken	10.08 / 12.36	1.80	Träger, Stützen und Bogen als monolithisches Rahmen- system. Träger vorgespannt	9
		96.60 / 97.50	1: 4.3	Plattenbalken	2.60 - 5.20	0.40 - 0.50		



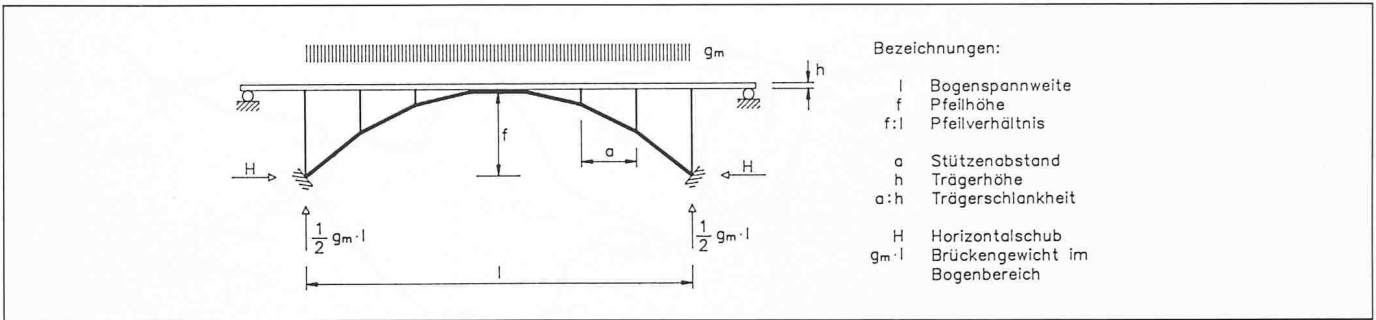


Bild 3 (oben). Statisches System einer Bogenbrücke

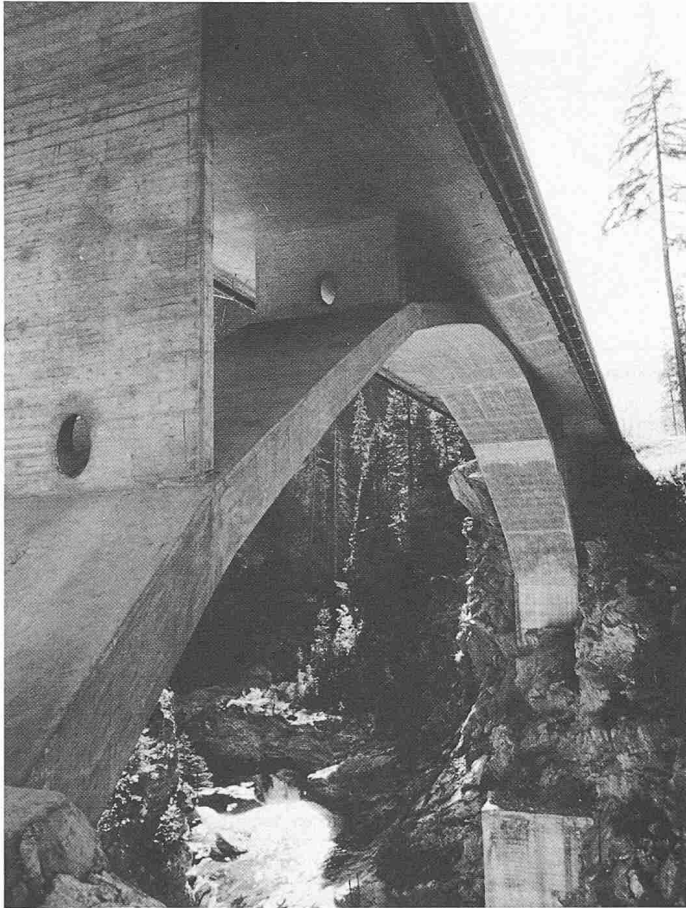


Bild 4 (links). Grünebrücke der N13 im Rheinwald

Bild 5. Viamalabrücke

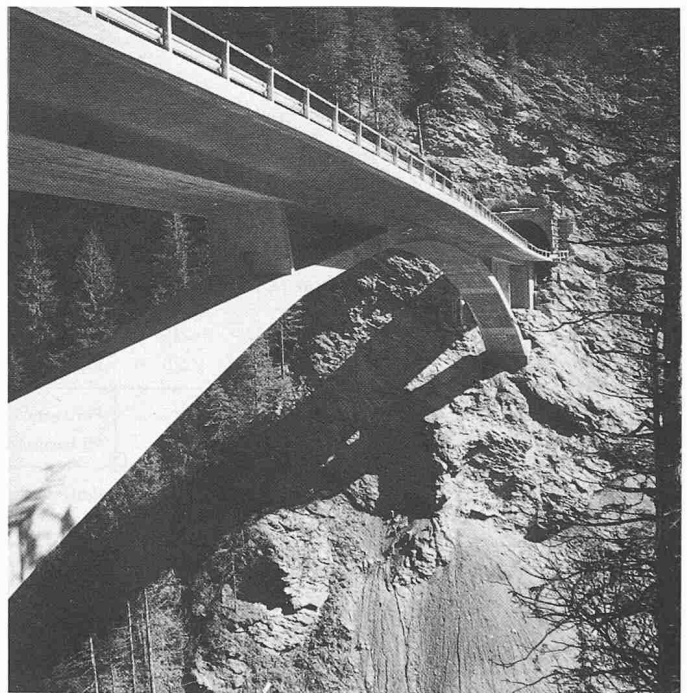


Bild 6. Averserrheinbrücke Cröt



gischen Randbedingungen oft von grosser Tragweite. Im Rahmen des Strassenbaus für die Kraftwerke Hinterrhein AG im Avers sowie beim Bau der N13 boten die topographischen und geologischen Verhältnisse immer wieder Gelegenheit, den Bogen sinnvoll zum Einsatz zu bringen. Besonders gut eignet er sich für die stützenfreie Überbrückung von markanten Taleinschnitten mit stabilen Flanken.

#### Grünebrücke

Zwischen Sufers und Splügen überquert die Grünebrücke (Bild 4) die etwa 40 m tiefe Schlucht des Hinterrheins. Strassenachse und Flusslauf schneiden sich unter einem Winkel von etwa 60°. Da im oberen Teil der Schlucht die Niveaulinien des Geländes fast rechtwinklig zur Brückenachse verlaufen, erwies sich eine Bogenbrücke als sehr vorteilhaft. Die zur Brückenachse

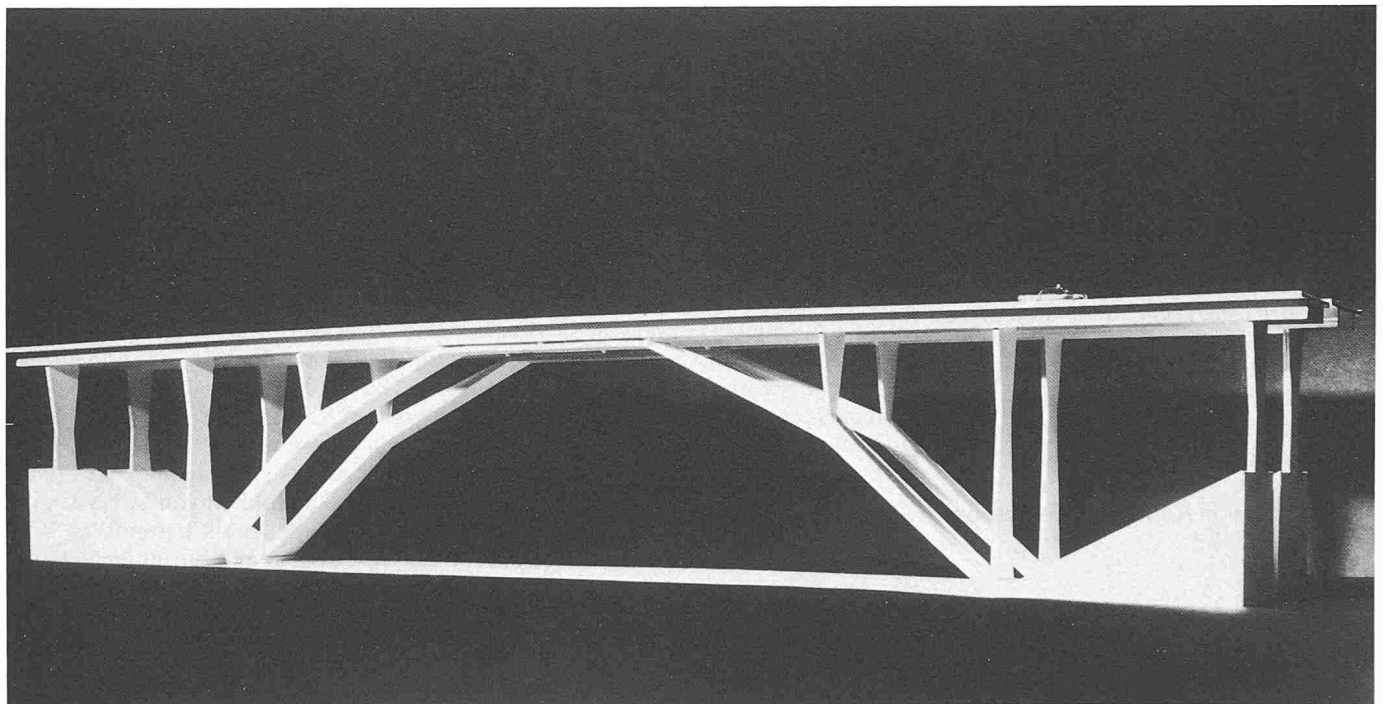


Bild 7. Averserrheinbrücke Letziwald



Bild 8. Lehrgerüst der Cascellabücke; im Hintergrund die Naninbrücke

Bild 9. Modell der nicht realisierten Reussbrücken Wassen



schief einfallenden Talflanken werden überspannt und der schmale Bogen erfordert nur kleine Widerlager.

#### Viamalabrücke

Die Viamalabrücke (Bild 5) überquert die Rheinschlucht mit einem sehr flachen Bogen. Bei einem Pfeilverhältnis von nahezu 1:8 ergibt sich unter ständiger Last ein Horizontalschub in der Grössenordnung des Brückengewichtes. Dank des guten Baugrundes bei den Talflanken können diese grossen Horizontalkräfte einwandfrei aufgenommen werden. Es wäre allerdings verfehlt zu glauben, in einer Gebirgsgegend seien die Brücken immer problemlos auf Fels zu fundieren.

Das Schicksal der von *Robert Maillart* projektierten RhB-Brücke in Klosters, deren Bogen infolge Kriechbewegung des Hanges stark beschädigt wurde, blieb den Bogenbrücken von Prof.

Menn glücklicherweise erspart. Für die zwischen Thusis und Tiefencastel liegende Caselertobelbrücke war ursprünglich eine Bogenbrücke vorgesehen. Nachdem Hangbewegungen festgestellt wurden, musste dieses Konzept verlassen werden, und das Bauwerk wurde als weniger zwangsempfindliche Balkenbrücke mit nachstellbaren Auflagern ausgeführt.

#### Herstellung, statische Wirkungsweise, konstruktive Ausbildung

Im Folgenden soll nun auf einige Bogenbrücken von Prof. Menn etwas näher eingetreten werden. Dabei werden insbesondere die Herstellung, die statische Wirkungsweise und die konstruktive Ausbildung betrachtet.

#### Averserrheinbrücke Cröt

Das statische System der Averserrheinbrücke Cröt (Bild 6) ist ein Stabbogen mit Versteifungsträger. Die Knicksicherheit der Bogensegmente zwischen den Stützen ist mit der geringen Plattenstärke von nur 35 cm gewährleistet. Dieser Querschnitt hat den Vorteil, dass für die Herstellung des Bogens ein leichtes Lehrgerüst genügt. Die Biegemomente infolge Verkehrslast und Zwängungen müssen vom Fahrbahnträger allein aufgenommen werden, da die Biegesteifigkeit von Stützen und Bogen vernachlässigbar klein ist. Für ein Stahlbetontragwerk ist der Stabbogen mit Versteifungsträger eigentlich nicht optimal, weil die natürliche Vorspannung infolge Bogennormalkraft für die Aufnahme von Biegemomenten ungenützt bleibt. Es ist daher nicht verwunderlich, dass der Stabbogen nur bei zwei Brücken zur Anwendung gelangt ist.



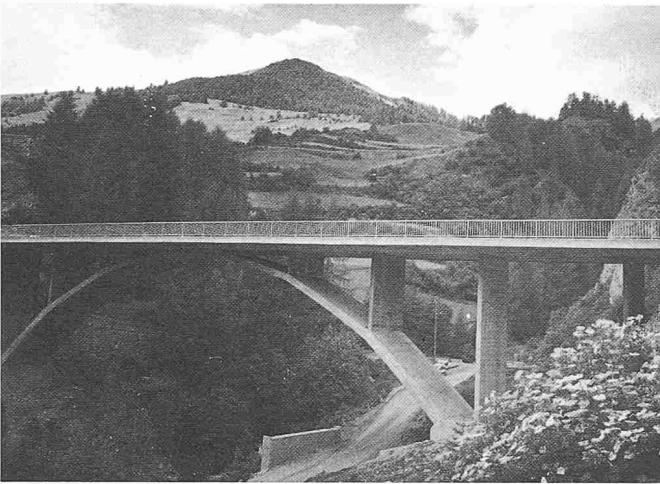


Bild 10. Clozzatobelbrücke im Unterengadin

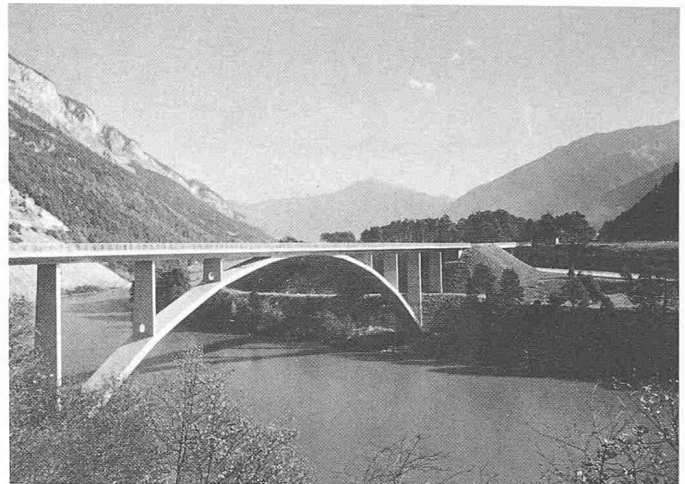


Bild 11. Rheinbrücke zwischen Reichenau und Tamins

### Averserrheinbrücke Letziwald

Für die Averserrheinbrücke Letziwald (Bild 7) wurde ein sehr flacher Bogen gewählt. Die Bogenfundamente konnten so ohne teure Gerüstungen von oben her erstellt werden. Bei dem sehr kleinen Pfeilverhältnis von nahezu 1:10 erwies sich wegen der zu erwartenden Zwangsbeanspruchung ein Dreigelenkbogen als zweckmässig. Im mittleren Bereich der Brücke bilden die Stege des Fahrbahnträgers und diejenigen des Bogens durchgehende seitliche Scheiben, die das an sich verformungsempfindliche System wirksam aussteifen. Das mit diesen Scheiben speziell gestaltete Bauwerk erinnert an die Tavanasa- oder die Salginatobelbrücke; der Einfluss von Robert Maillart ist unverkennbar.

### Grünebrücke

Das bei der Grünebrücke (Bild 4) erstmals angewendete Konzept, bei dem Bogen, Stützen und Fahrbahnträger ein monolithisches Rahmensystem bilden, hat Prof. Menn bei allen später projektierten Brücken beibehalten. Ein erster Entwurf einer solchen Brücke mag etwa aufgrund der folgenden Überlegungen entstehen. Die Bogenspannweite ist in der Regel durch die Topographie gegeben. Der Stützenabstand wird so gewählt, dass im Bogenbereich fünf oder mehr Felder entstehen. Die Querschnittsabmessungen werden dann derart festgelegt, dass sich die Biegemomente infolge ungleichmässig verteilter Verkehrslast zu annähernd gleichen Teilen auf Bogen und Fahrbahnträger verteilen.

### Brücken Cascella und Nanin

Mit Ausnahme der Calancascabrücke weisen alle nach 1961 gebauten Bogenbrücken ein Plattengewölbe auf. In statischer Hinsicht sind diese Gewölbe eher ungünstig. Mit dem flachen Rechteckquerschnitt ist für die Erreichung einer angemessenen Steifigkeit ein er-

heblicher Materialaufwand und folglich auch ein kräftiges Lehrgerüst notwendig. Bild 8 zeigt das Gerüst für den Bogen der Cascella-Brücke. Dieses Fächergerüst ist für sich ein beachtliches Bauwerk. Es verwundert nicht, dass ein solches Bauhilfsmittel Kosten verursacht, welche die Wirtschaftlichkeit einer Bogenbrücke in Frage stellen könnten. Es ist ungewiss, ob die beiden Brücken Nanin und Cascella als Bogenbrücken gebaut worden wären, wenn nicht das gleiche Lehrgerüst für beide Brücken hätte verwendet werden können. In neuerer Zeit ist verschiedentlich versucht worden, die Gerüstkosten zu reduzieren. In der Schweiz sind bereits mehrere Bogen im Freivorbau mit Abspannung realisiert worden. Diese Herstellungsmethode wird bei grossen Bogenspannweiten günstiger, da die Kosten des Vorbaugerüsts bei zunehmender Anzahl Etappen weniger ins Gewicht fallen. Eine eher unkonventionelle Herstellungsmethode ist im benachbarten Ausland zur Anwendung gelangt: der Bogen ist mit einer Gleitschalung «stehend» betoniert und anschliessend abgeklappt worden.

### Calancascabrücke

Der bei der Calancascabrücke (Bild 18) gewählte Rippenbogen hat gegenüber dem Plattengewölbe eindeutig wirtschaftliche Vorteile. Bei geringerer Querschnittsfläche weist er ein grösseres Widerstandsmoment auf. Für die Herstellung genügt ein leichteres Gerüst, und wegen der grösseren Vorspannung infolge Bogennormalkraft können zusätzlich Einsparungen an Bogenarmierung erzielt werden. Im weiteren ist die für einen Teil der Bogenoberseite erforderliche Konterschaltung einfach ausführbar.

### Reussbrücken Wassen

Die Bogen der Reussbrücken Wassen (Bild 9) wurden als zweistufige Plattenbalken projektiert, die am Kämpfer

und im Scheitel in Rechteckplatten auslaufen. Durch die Variation von Plattenbreite und Rippenhöhe kann der Querschnitt sowohl der Normalkraft als auch den Biegemomenten angepasst werden. Die Herstellung der Rippen erfolgt erst nach dem Erhärten der Bogenplatte, weshalb das Lehrgerüst nur für die Platte allein dimensioniert werden muss.

### Clozzatobelbrücke

Die Brücken mit Bogenspannweiten um 50 m wie z. B. die Clozzatobelbrücke (Bild 10) weisen Stützenabstände zwischen 5,50 m und 9 m auf. Bei derart kurzen Spannweiten kann der Fahrbahnträger als schlaff bewehrte Platte mit einer Schlankheit von 15 bis 20 ausgebildet werden. Als besonderer Vorzug dieser Lösung ist die einfache Fahrbahnplattenschalung zu nennen.

### Rheinbrücke Tamins

Bei der Rheinbrücke Tamins (Bild 11) überspannt der Bogen den Rhein mit einer Spannweite von 100 m. Acht Felder im Bogenbereich ergeben Träger-spannweiten um 13 m. Bei diesen Gegebenheiten muss der Fahrbahnträger eine beachtliche Steifigkeit aufweisen, wenn er dem Bogen bei der Aufnahme der Rahmenmomente wirksam helfen soll. Da positive und negative Rahmenmomente in der gleichen Grössenordnung auftreten, eignet sich ein vorgespannter Kastenträger statisch besonders gut. Wegen der geringen Trägerhöhe hat dieser Querschnitt jedoch bedeutende Nachteile. Die Innenschalung ist schwierig auszubauen, und der Unterhalt ist bei der schlechten Begehbarkeit höchst problematisch. Als bedeutende Neuerung wurde bei dieser Brücke bereits im Jahre 1962 der Fahrbahnträger teilweise vorgespannt. Für volle Vorspannung müsste wegen der etwa gleich grossen positiven und negativen Momente eine hohe zentrische Vorspannung vorhanden sein. Bei teilweiser

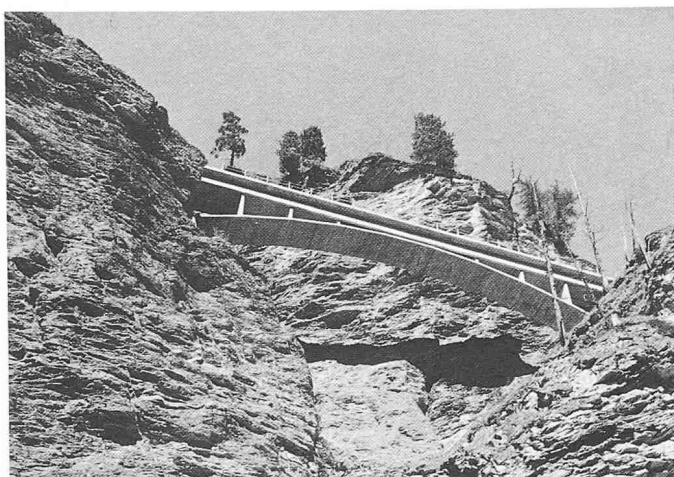


Bild 12. Brücke «Unter Platta Nr. 3» im Avers



Bild 13. Crestawaldbrücke in der Ansicht

Vorspannung können erhebliche Einsparungen erzielt werden, indem die Vorspannkraft so bemessen wird, dass unter ständiger Last keine Betonzugspannungen auftreten bzw. Spann- und Minimalbewehrung zusammen gerade ausreichen, damit in den Bereichen mit kleinster Beanspruchung die Bruch-sicherheit gewährleistet ist. Die höher beanspruchten Bereiche werden durch zusätzliche schlaffe Bewehrung verstärkt.

### Aesthetik

Es sind meistens die ästhetischen Belange, die heute die Ausführung einer Bogenbrücke noch rechtfertigen können. Dabei sind zwei Aspekte zu beachten, nämlich die Einpassung des Bauwerkes in die Landschaft und die Gestaltung des Tragwerkes an sich.

#### Brücke «Unter Platta Nr. 3»

Der Landschaftscharakter soll sich im Tragwerk wiederspiegeln. Mit der Brücke «Unter Platta Nr. 3» (Bild 12) ist das besonders gut geglückt. Die feingliedrigen Elemente des Bauwerkes stehen in eindrucksvoller Wechselbeziehung mit den Felsstrukturen der Averserrheinschlucht.

Bei der eigentlichen Gestaltung einer Brücke empfiehlt es sich, Formgebung und Kraftfluss miteinander in Übereinstimmung zu bringen, d. h. die statische Wirkungsweise soll visuell zum Ausdruck kommen. Eine regelmässige Form des Tragwerkes ist aus technischen und ästhetischen Gründen erwünscht; diese Regelmässigkeit äussert sich konkret durch gleiche Neigungen, gleichmässige Spannweiten und gleichbleibende Querschnittsformen. Minimaler Aufwand an Energie und Material vermittelt den Eindruck von Ausgewogenheit. Schlanke und symmetrische Tragsysteme werden daher meistens als

«schön» empfunden. Im weiteren ist die Transparenz eines Bauwerkes für das räumliche Erscheinungsbild von grosser Bedeutung.

#### Crestawaldbrücke

Bild 13 zeigt die Crestawaldbrücke in der Ansicht. Die Einpassung des Bauwerkes in die Landschaft ist gut gelungen. Der Taleinschnitt des Hinterrheins wird durch den Zweigelenkbogen grosszügig überspannt. Durch die Wahl der Bogenabmessungen wird das statische System sichtbar; der Materialeinsatz ist auf das statisch Notwendige beschränkt. Im Bild 14 wirkt dieselbe Brücke eher schwer. Weil Bogen, Stützen und Fahrbahnräger nahezu gleich breit sind, wird die Transparenz bereits bei geringer Schrägsicht stark beeinträchtigt.

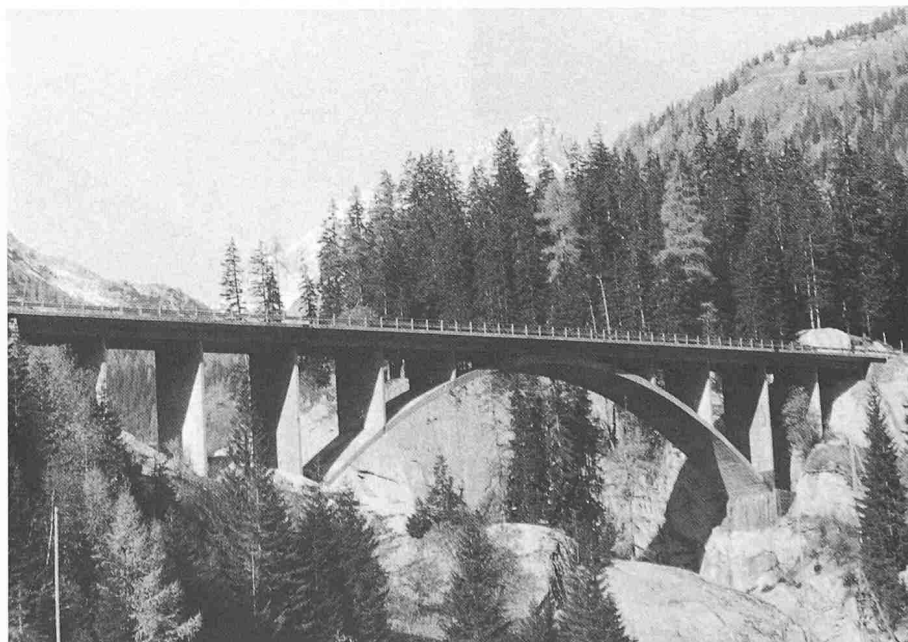
#### Grünebrücke

Wie aus dem technischen Bericht hervorgeht, hat Prof. Menn bei der Grüne-

brücke (Bild 15) dank der topographischen Verhältnisse eine neue Form gefunden: «Der sehr schmale Bogen und die weitauskragende Fahrbahn stellen eine etwas neuartige und ungewohnte Konstruktion dar. Richtungsweisend für den Entwurf des gesamten Tragwerkes waren immer nur wirtschaftliche Überlegungen, und das vorgesehene Projekt gab deshalb bezüglich der Ästhetik zu einigen Bedenken Anlass. Aus diesen Gründen wurde ein massstäbliches Modell zur Beurteilung des räumlichen Eindruckes hergestellt. Dieses hat gezeigt, dass die erwähnten Bedenken unbegründet sind; gerade durch den schmalen Bogen und die schmalen Stützen wirkt die Brücke ausserordentlich leicht.»

Das Konzept mit schmalen Bogen und weit auskragender Fahrbahn wurde bei allen später projektierten Bogenbrücken beibehalten. Das Verhältnis zwischen Brückenbreite und Bogenbreite

Bild 14. Crestawaldbrücke bei geringer Schrägsicht





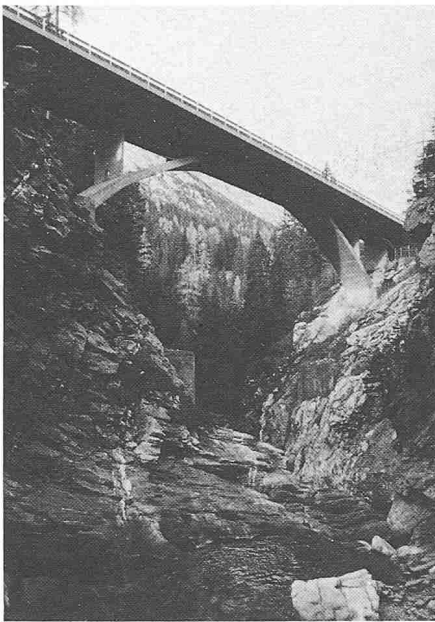


Bild 15. Grünebrücke

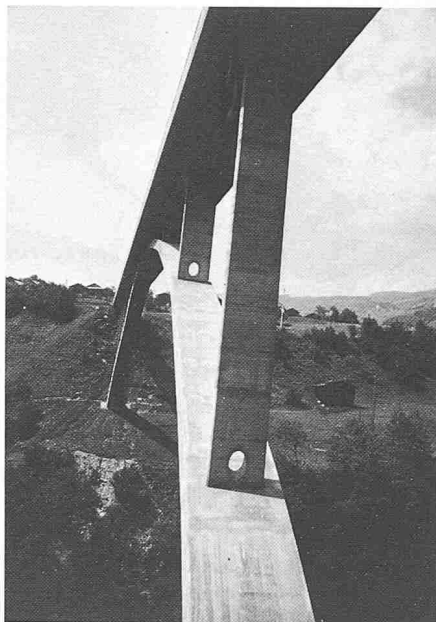


Bild 16. Valserrheinbrücke zwischen Uors und Surcasti

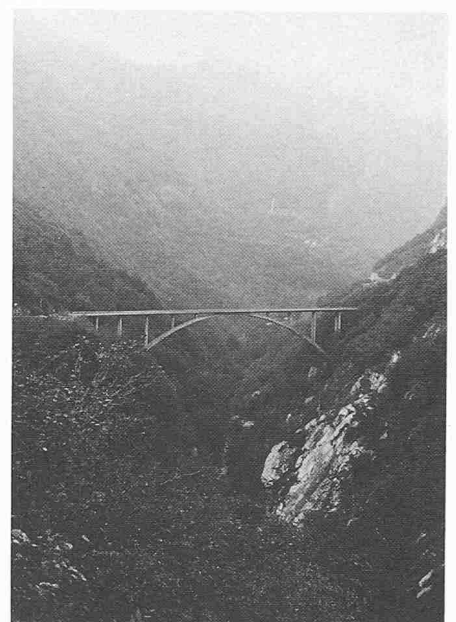


Bild 17. Calancascabrücke in der Ansicht

im Scheitel variiert dabei zwischen 2.1 und 2.5.

#### Valserrheinbrücke

Bild 16 zeigt die Valserrheinbrücke zwischen Uors und Surcasti. Der 4,60 m breite Fahrbahnträger ist als 2 m breite und 50 cm starke Vollplatte mit seitlichen Konsolen ausgebildet. Der Bogen ist im Scheitel ebenfalls 2 m breit. Die zur Gewährleistung der Querstabilität erforderliche Verbreiterung des Bogens gegen die Kämpfer hin ist gut sichtbar. Dieser sich nach oben verjüngende Bogen, die als schmale Wandscheiben ausgebildeten Stützen und der profilierte Fahrbahnträger ergeben ein Bauwerk

von hoher visueller Schlankheit, das auch bei ausgeprägter Schrägsicht leicht und elegant erscheint.

#### Calancascabrücke

Rippenbogen, Einzelstützen und Fahrbahnträger als Vollplatte mit seitlichen Konsolen, das sind die charakteristischen Konstruktionselemente der Calancascabrücke. Die Gestaltung einer solchen Struktur ist ausserordentlich schwierig. Während die Brücke in der Ansicht (Bild 17) ein ruhiges, ausgewogenes Bild vermittelt, entsteht bei Schrägsicht (Bild 18) eher ein ungeordneter Gesamteindruck. Gerade mit Einzelstützen und einem Rippenbogen,

der zudem aus statischen Gründen gegen die Kämpfer hin gespreizt wird, ist es natürlich völlig unmöglich, eine Form zu finden, die gleiche oder nur wenig verschiedenartige Neigungen aufweist. Wie dem technischen Bericht zu entnehmen ist, hätte Prof. Menn einer Variante mit Plattengewölbe und Wandstützen den Vorzug gegeben.

#### Isolabrücke

Bei der Isolabrücke (Bild 19) ist die Fahrbahn im Grundriss gekrümmt. Die durch die Krümmung verursachten speziellen Formgebungsprobleme wurden elegant gelöst. Die Form des Gewölbes wurde unter Bewahrung der

Bild 18. Calancascabrücke in der Schrägsicht

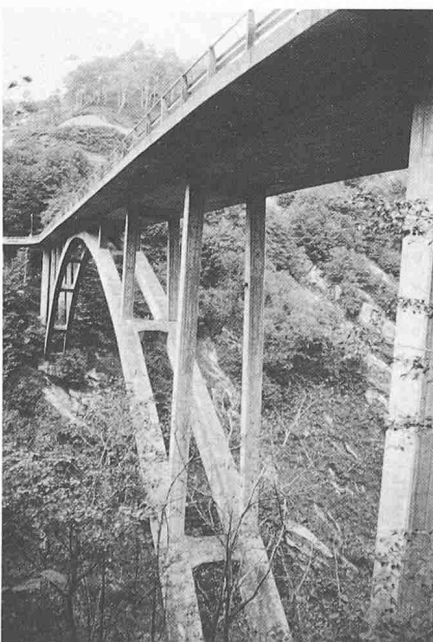
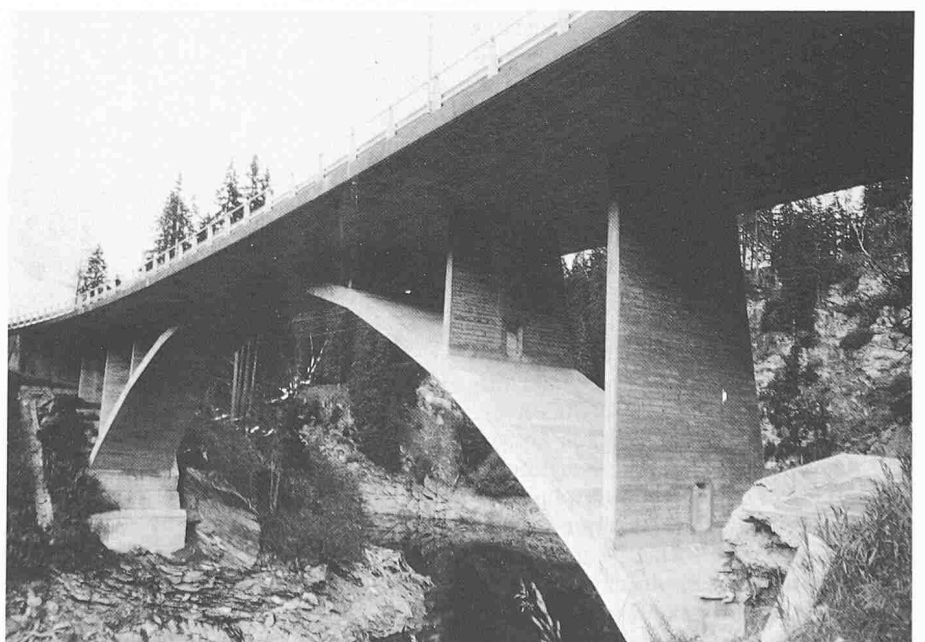


Bild 19. Isolabrücke der N13 bei San Bernardino



Symmetrie so festgelegt, dass der Rand auf der Kurveninnenseite im Grundriss parallel zum Fahrbahnrand verläuft; dadurch sind die Wandstützen auf der Kurveninnenseite senkrecht und auf der Aussenseite gleichmässig geneigt. Da bei der verhältnismässig kleinen Bogen Spannweite und der breiten Fahrbahnplatte das Tragwerk eher gedrun-gen wirkt, sind die durch den Anzug schlank erscheinenden Stützen besonders willkommen. Die Ausbildung des Gewölbes als Platte und der Stützen als Wandscheiben erweist sich als vorteilhaft; trotz der unterschiedlichen Richtungen der einzelnen Elemente wirkt die Brücke ruhig und elegant.

### Schlussbemerkungen

In rein wirtschaftlicher Hinsicht sind heute Bogenbrücken nur noch bei ganz

speziellen topographischen und geologischen Verhältnissen vertretbar. Die Entwicklung in den sechziger und siebenziger Jahren war für Bogenbrücken in zweierlei Hinsicht ungünstig. Die stark ansteigenden Lohnkosten haben, vor allem wegen der sehr arbeitsintensiven Lehrgerüste, zu einer erheblichen Verteuerung geführt, und das rein technische und wirtschaftliche Zweckdenken liess gestalterische Belange als etwas Überflüssiges erscheinen. Wir Ingenieure sollten uns aber hüten, den Brückenbau als reinen Zweckbau zu betrachten.

«Denn was bleibt, ist nicht die Abrechnungssumme, sondern die Brücke in ihrer Beziehung zur Zeit und zur Landschaft, in die sie hineingebaut wurde.»

An dieses Zitat aus Prof. Menns Festvortrag anlässlich der 100-Jahr-Feier des Bündner Ingenieur- und Architektenvereins sollten wir hin und wieder

erinnern; denn unsere Bauwerke sind Teile eines Ganzen, und wir müssen versuchen, die Zusammenhänge zu sehen. Wenn wir nicht nur rechnen, berechnen und bemessen, sondern uns mit konzeptionellen Aspekten auseinandersetzen, sollten uns ansprechend gestaltete Bauwerke gelingen, die auch kostenmässig vertretbar sind – so kann der Bogen als klassisches Element für eine Überbrückung auch heute noch durchaus seine Berechtigung haben.

Adresse des Verfassers: H. Figi, dipl. Bauing. ETH/SIA, Kantonales Tiefbauamt Graubünden, 7000 Chur.

## Der Massivbrückenbau im Wandel

Von Hans Wittfoht, Frankfurt am Main

Ein tiefgreifender Wandel hat sich von den Natursteinbrücken der vergangenen Jahrhunderte bis zu den Stahlbetonbrücken der neueren Zeit vollzogen, verstärkt noch, als man begann, die Stahlbewehrung vorzuspannen. Der Spannbeton eröffnete den Unternehmern neue Möglichkeiten, die sie nutzten.

Ein Unternehmer wird ja langfristig danach beurteilt «wie er baut», und zwar nach der Qualität des Bauprozesses und der Qualität des Bauwerkes als Endprodukt. Er ist selbst am meisten interessiert, eine möglichst grosse Sicherheit beim Bauvorgang zu gewährleisten. Zur Lösung seiner Bauaufgaben stehen ihm dabei als Mittel zur Verfügung: Ideen sowie Arbeitskräfte und Geräte. Dabei sind die Ideen eigentlich die wichtigsten Mittel, weil sie ermöglichen, an Aufwand zu sparen, und die richtigen Hilfsmittel auszuwählen. Ideen haben ganz entscheidend zur Entwicklung neuer Baumethoden beigetragen und damit indirekt auf die Konstruktionen Einfluss ausgeübt, weil diese auf den Bauvorgang zweckmässig abgestimmt werden mussten. Dabei lassen sich langfristige Trends ablesen, die aus einer Häufung oder Aneinanderreihung innovativer Schritte bestehen.

Vor allem mit dem Vorstoss des Spannbetons in den Bereich grösserer Brücken und grösserer Spannweiten gewinnt zunehmend der Einfluss der Bauverfahren auf die Konstruktion an Bedeutung.

Ein wesentlicher Fortschritt war die feldweise Herstellung der Balkenbrücken, wobei die Hauptspannkabel feldweise durch Anmuffen verlängert wurden. Es war damit möglich, umsetzbare oder verschiebbare Lehrgerüste einzusetzen. Die mehrfache Verwendung dieser Gerüste mit einem kontinuierlichen Bauablauf brachte eine grosse Kosteneinsparung, mehr noch, als die di-

rekte Abstützung auf dem Boden ver-lassen wurde und sich freitragende Gerüste auf die Pfeiler oder das Tragwerk selbst abstützten. Hierdurch wurde es möglich, Balken beliebiger Länge frei vom Boden zu errichten (Ortbeton- oder Segmentbauweise). Dem freien Vorbau (Bild 1) folgten die Vorschubgerüste für den feldweisen Bau (Bild 2), auch in Kombination mit dem Freivorbau für grosse Spannweiten (Bild 3).

Lässt man die Produktion am Brückenende stationär und schiebt die Brücke selbst abschnittsweise vor (Bild 4), so lassen sich die verhältnismässig hohen Kosten für die stählernen Vorschubge-

rüste einsparen. Allerdings müssen dabei die Länge und die Geometrie der Brücke geeignet sein. Ein anderer Weg, die Kosten für die Vorschubgerüste zu senken, sind neuere Vorschläge mit Rüstträgern aus Spannbeton.

Die einfachste Lösung resultiert mit zwei seitlich des Brückenüberbaus angeordneten Spannbetonträgern (die aus vorgefertigten Teilelementen zusammengesetzt sein können). Die Träger werden, wie üblich, mit Schalungsklappen verbunden (Bild 5). Geht man einen Schritt weiter und ersetzt die Schalungsklappen durch einen festen Unterboden aus Stahlbeton, so wird der ganze Vorschubträger «als Matrize» durch Absenken frei. Der Überbau bleibt separat abgestützt, bis die ganze Vorschubeinheit so weit vorgezogen ist, dass die endgültigen Lager frei werden. Gleitlager zwischen dem Matrizenboden und dem neu betonierten Feld ermöglichen das Vorziehen (Bild 6). Hier fliessen Elemente des Taktschiebens in die Verwendung der Vorschubgerüste ein. Noch deutlicher ist dies der Fall, wenn die ersten beiden Felder stärker bewehrt zugleich als Hilfsbrücke Verwendung finden und gewissermassen im Taktschiebverfahren hergestellt und vorgeschoben werden. Auf dem jeweils hinteren Feld werden in einem ganzen Stück die Felder überhöht hergestellt und nach dem Vorziehen des Hilfsträgers in ihre endgültige Lage ab-



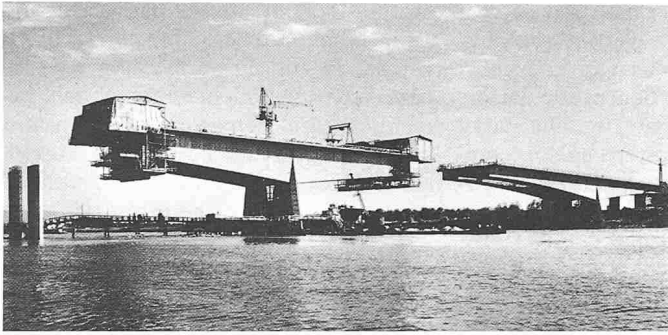


Bild 1. Beim freien Vorbau stützen sich die freitragenden Gerüste auf das Tragwerk selbst

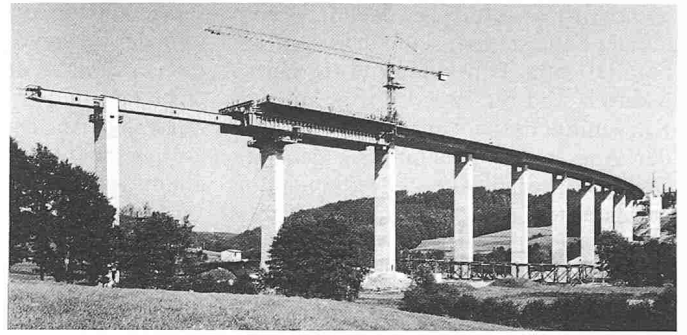


Bild 2. Vorschubgerüste für den feldweisen Bau

Bild 3. Kombination von Vorschubgerüst und Freivorbau



Bild 4. Abschnittweiser Vorschub der Brücke

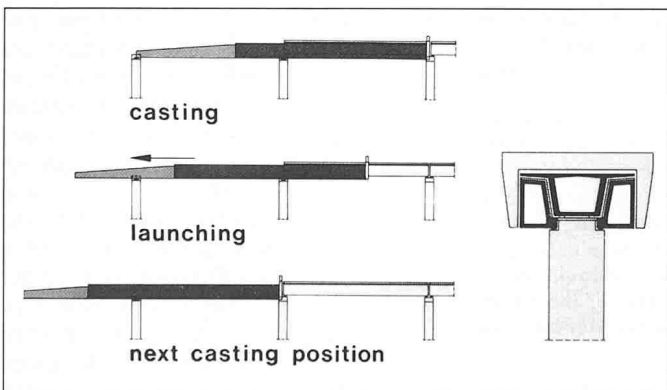
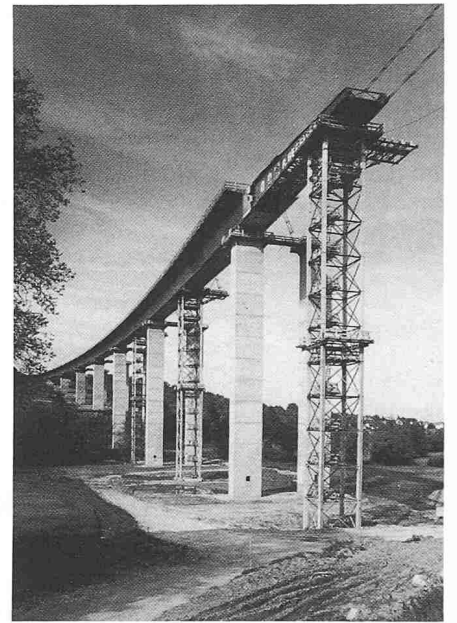


Bild 5. Brückenträger mit Schalungsklappen verbunden

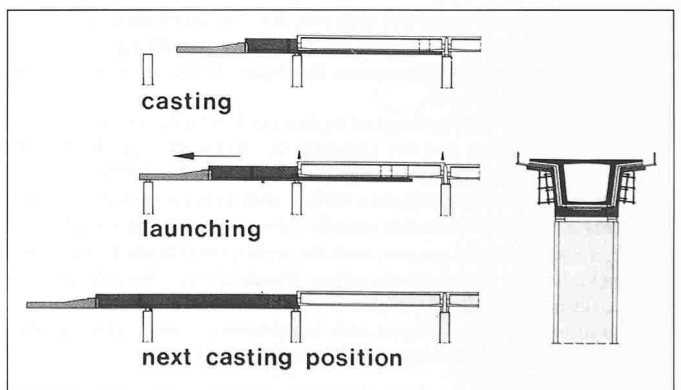


Bild 6. Gleitlager zwischen Matrizenboden und neubetoniertem Feld

Bild 7. Das überhöht hergestellte Feld wird nach Vorziehen des Hilfsträgers in seine endgültige Lage abgesenkt

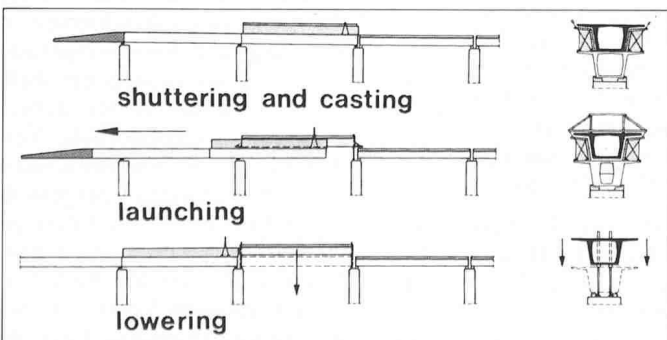
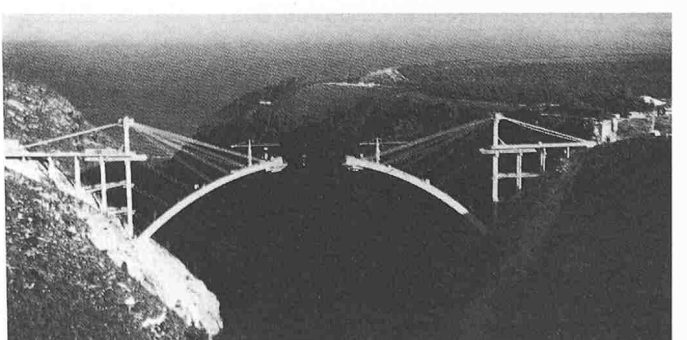


Bild 8. Freivorbau mit rückwärtiger Abspannung



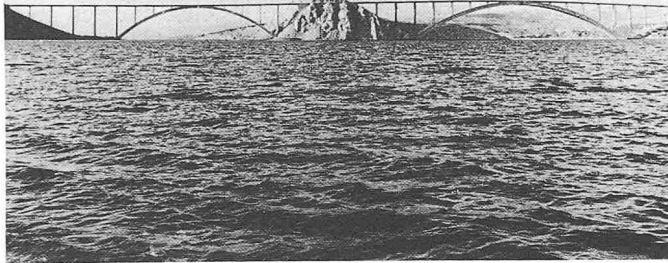


Bild 9. Spannweiten bis 290 m wurden mit dem Vorgehen gemäss Bild 8 bisher realisiert



Bild 10. Schrägseilbrücke als Vielseilsystem

gesenkt. Es ist dabei möglich, den Überbau als Einfeldträger-Kette zu belassen oder die Einzelfelder nachträglich zum Durchlaufträger zu koppeln (Bild 7). Der Hilfsträger bleibt in den beiden letzten Feldern liegen und wird endgültiger Bestandteil der Brücke!

Für die grösseren Spannweiten ist die Wiederentdeckung des Bogens interessant, der im Freivorbau mit rückwärtiger Abspannung hergestellt wird (Bild 8). Die bisher grösste Spannweite eines so hergestellten Bogens beträgt 290 m (Bild 9). Darüber hinaus empfiehlt sich die Schrägseilbrücke als Vielseilsystem, bei der die Seile bereits beim freien Vorbau des Fahrbanntägers benutzt werden (Bild 10). Die grösste bisher erreichte Spannweite beträgt 440 m.

Für alle Schrägseilbrücken gilt, dass die Seile als wichtigste und zugleich anfälligste Tragglieder auswechselbar sein sollten. Dies spricht für die Vielseilbrücke, bei der es am leichtesten möglich wird, die Seile einzeln ohne wesentliche Störung des Verkehrs zu erneuern. Das hohe Eigengewicht der Betonbrücken kann bei den Seilbrücken überraschend auch positiv eingebracht werden. Zur Aufnahme der wechselnden Verkehrslasten steht ein grösserer Seilquerschnitt zur Verfügung, und damit wird zwangsläufig die Schwingbreite heruntergedrückt; ein Vorteil, der bei hohen Verkehrslasten spürbar werden kann. Man spricht davon, dass im

Spannbeton immerhin 600 bis 1000 m für die symmetrische Schrägseilbrücke möglich sind.

Es ist anzunehmen, dass auch Seilunterspannungen wieder mehr Beachtung finden, wenn z. B. eine Kette gleicher Spannweiten durch eine extrem grössere Spannweite unterbrochen wird und dabei eine einheitliche Bauhöhe durchgehalten werden soll. Die Tragkabel ausserhalb neben den Stegen anzuordnen, ist neuerdings wieder in die Praxis eingegangen (Bild 11).

Eine Vorspannung ohne Verbund in der Haupttragrichtung einer Brücke kann durchaus bestehen, wenn konstruktiv Vorsorge getroffen ist, dass keine Gelenkkette durch klaffende Risse entstehen kann; z. B. durch das Zusammenwirken mit einem nach Stahlbetongrundsätzen bewehrten Träger. Bei der Segmentbauweise liesse sich eine vergleichbare Lösung erreichen, wenn durchgehende Bewehrungen nachträglich in vorbereitete Gleitkanäle der Gurtplatten eingelegt würden, die vorgespannt sein können oder auch nicht.

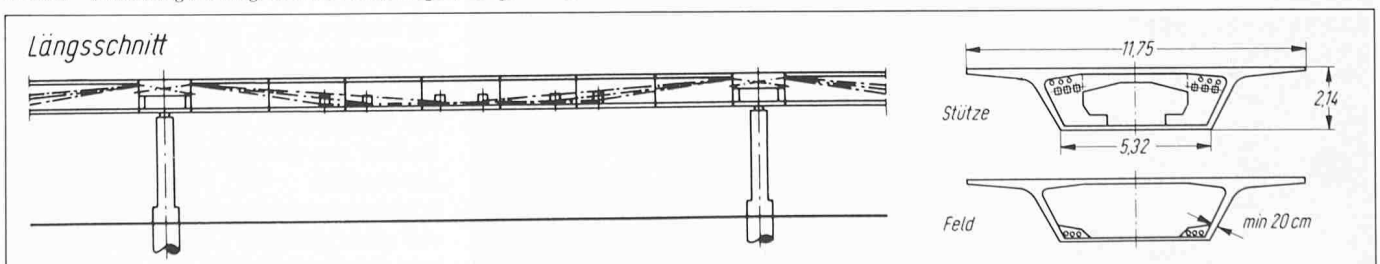
Wo liegen die Vorteile, wo die Grenzen oder die Probleme? Die Vorteile sind schnell aufgezählt: Einfachere Handhabung in Ausführung und Konstruktion, fallweise wirtschaftliche Vorteile sowie einfachere Kontrolle und spätere Überprüfung. Nachteilig ist: Die Bewehrung ohne Verbund beteiligt sich an einer

Spannungsaufnahme nicht unmittelbar, sie leistet deshalb keinen Beitrag zur Begrenzung der Rissbreite. Werden die freien Spannkabel als Polygon geführt und punktweise mit dem Träger verbunden, lassen sich die freien Dehnlängen kürzen.

Der Unternehmer hat für seine Bauwerke zu garantieren. Er kann dies natürlich nur im Rahmen des Wissensstandes tun. Eine lange Lebensdauer unserer Bauwerke liegt aber im Interesse aller. Deshalb drängen sich dem Unternehmer neue Aufgaben auf, an deren Lösungen er bereits arbeitet. Dazu gehört die Steigerung der Widerstandsfähigkeit der Oberflächen gegen erhöhte Umweltbeanspruchungen. Dies kann einfach geschehen durch geeigneten Oberflächenschutz, der nach dem Erbauen aufgetragen wird, oder durch Verbesserung der Betonstruktur- und -zusammensetzung im Oberflächenbereich; z.B. durch Vorfertigung der «Aussenhaut» auf Matrizen, mit exakter Betondeckung der Bewehrung, mit der «Zähigkeit» des Betons durch Glasfaser, u.s.w. Dazu gehört aber auch die Entwicklung geeigneter Unterhalts- und Reparaturprogramme, die in Zusammenarbeit mit den Bauherren eine lange Erhaltung der Bausubstanz mit geringem Aufwand ermöglicht.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. H. Wittfoht, Institut für Baustatik, Technische Universität Frankfurt/Main.

Bild 11. Anordnung der Tragkabel neben den Stegen, Längs- und Querschnitt





## Fortschritte im Massivbrückenbau

Von Max Birkenmaier und Thomas Friedrich, Zürich

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

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

### Bogenbrücken

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

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

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

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

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

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

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

Bild 1. Rheinbrücke Reichenau



### Balkenbrücken

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

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

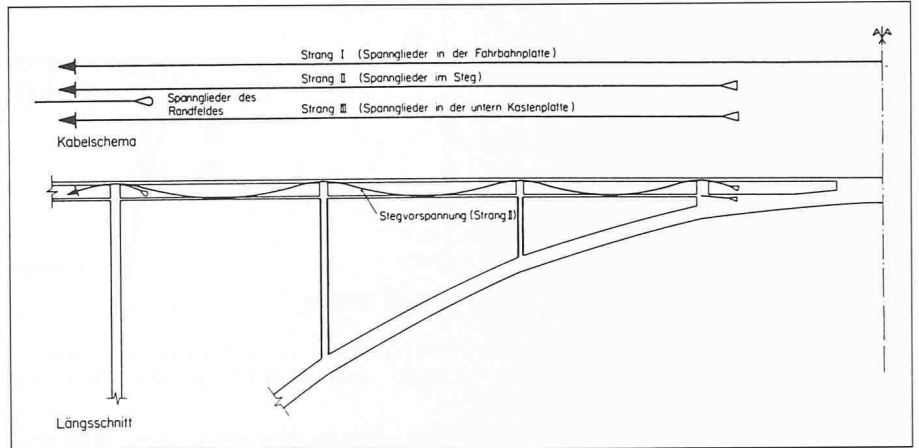
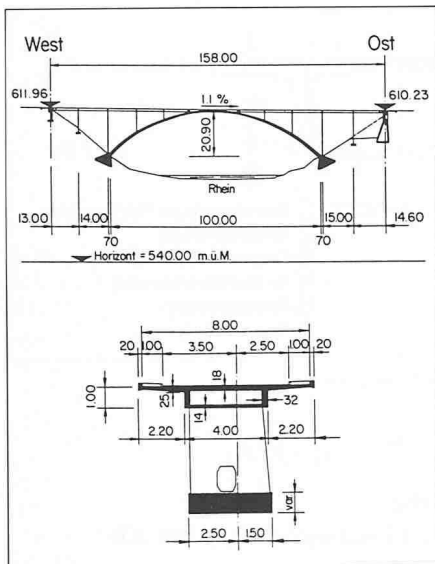


Bild 3. Verlauf der Spannglieder im Fahrtrahner der Bogenbrücke

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

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

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

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

konstruktiver Überlegungen gewählt und nicht etwa durch Festlegen eines sogenannten Vorspanngrades. Die zusätzliche schlaife Bewehrung wurde so gewählt, dass unter extremer Beanspruchung die Stahlspannungen bzw. der Spannungszuwachs im Spannstahl kleiner als 150 N/mm<sup>2</sup> blieben.

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

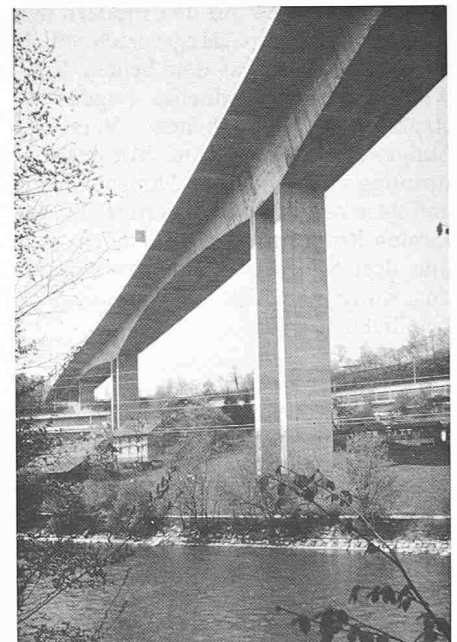
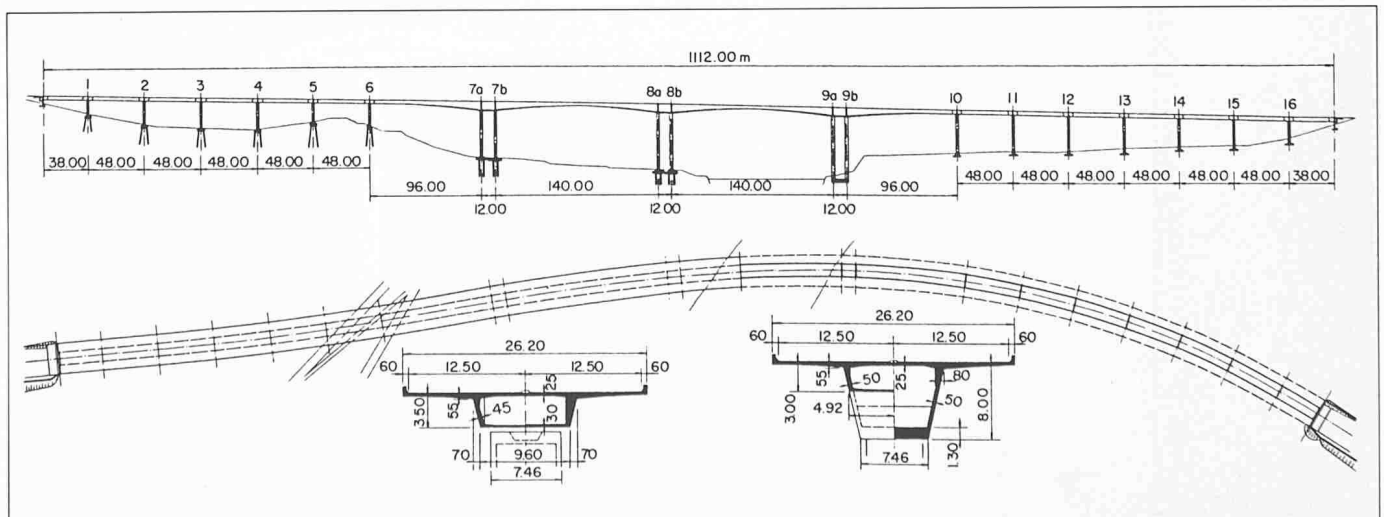


Bild 4. Aarebrücke Felsenau

Bild 5. Aarebrücke Felsenau, Längs- und Querschnitt





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

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

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

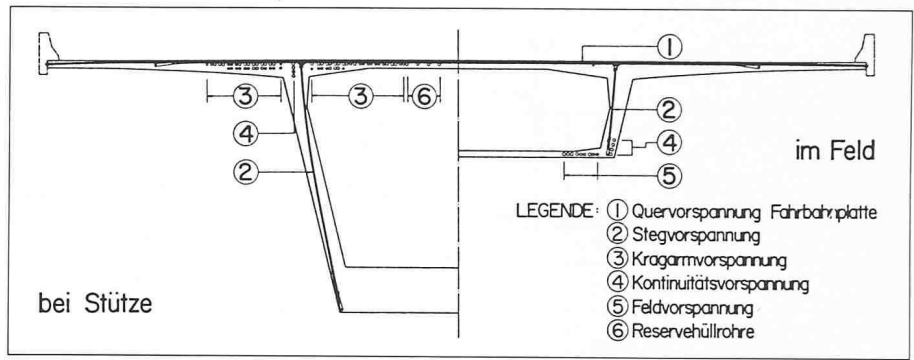


Bild 6. Anordnung der Vorspannung im Kastenträger der Felsenaubrücke

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

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

wobei:

$P_E$  die Eulersche Knicklast, z.B.:

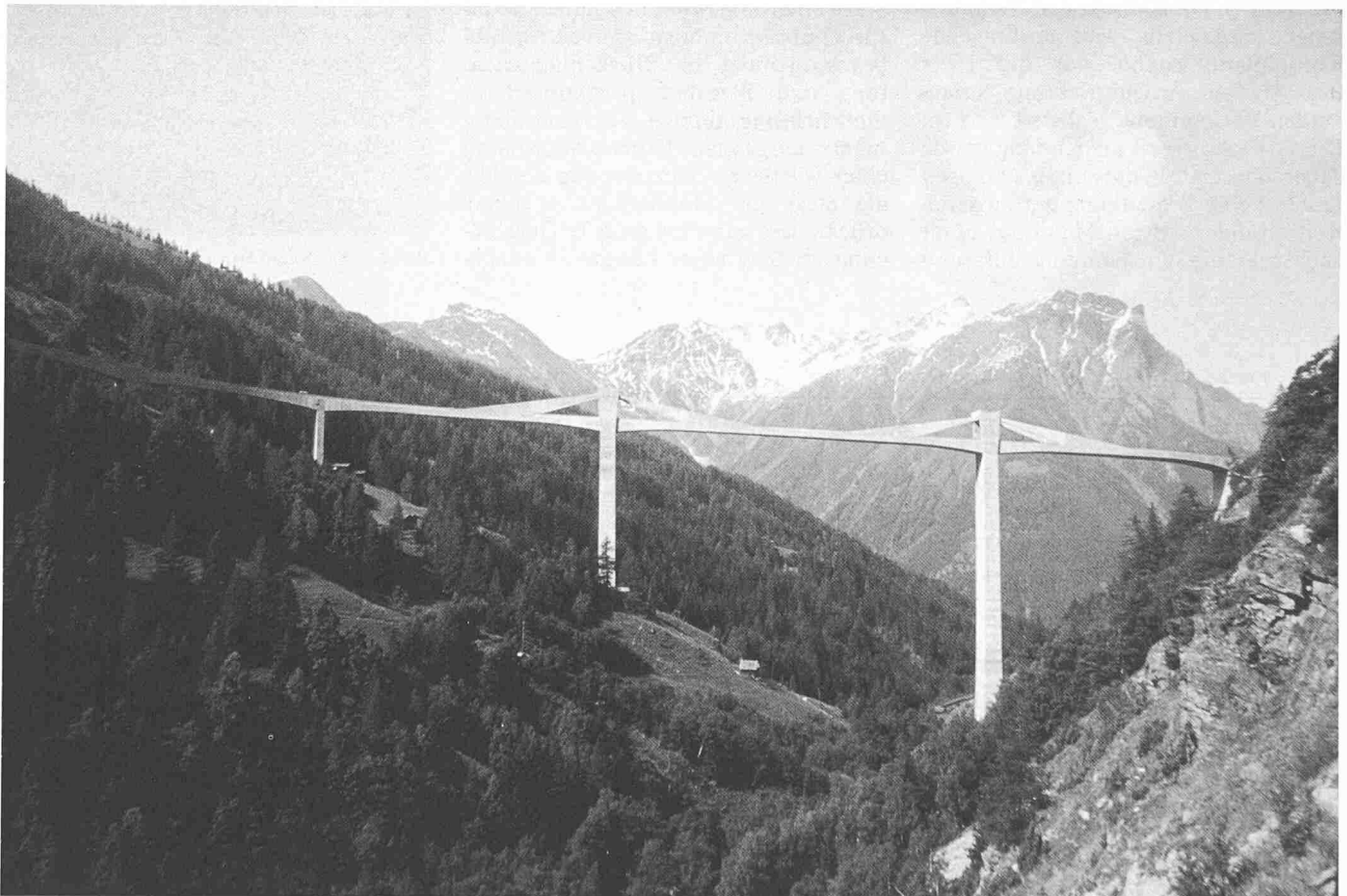
$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2},$$

bezeichnet.

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

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

Bild 7. Ganterbrücke



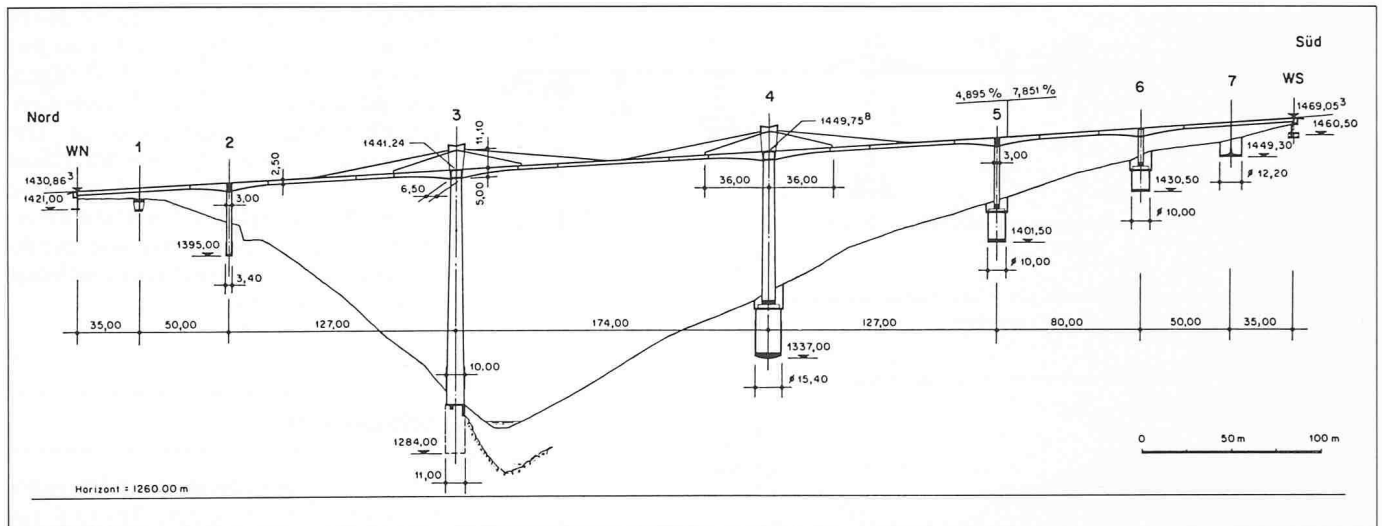


Bild 8. Gantterbrücke, Längsschnitt

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

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

### Abgespannte Balkenbrücken

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### Schrägelbrücken

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



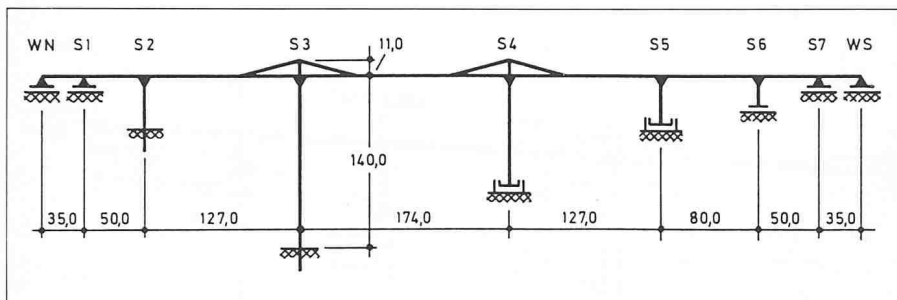


Bild 9. Gantnerbrücke, Tragsystem und Lagerung

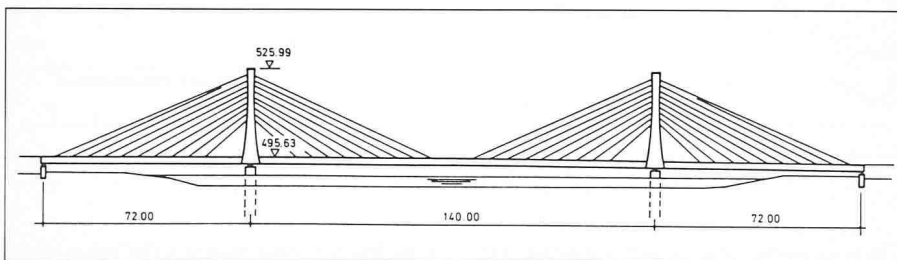
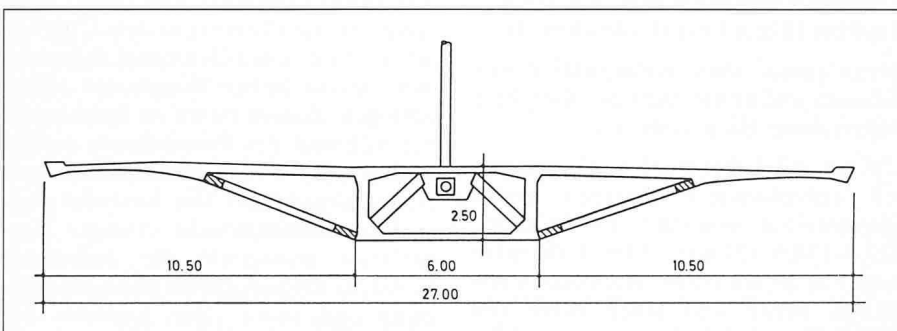


Bild 10. Rhonebrücke Chandoline, Längsschnitt

Bild 11. Rhonebrücke Chandoline, Querschnitt



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

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

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

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

Der Hohlkasten und die Fachwerkscheiben mit der auskragenden Fahr-

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

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

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

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

## Schlusswort

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

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

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

## Benutzte Literatur

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

# Fussgänger-Hängebrücken – oder: es lebe die Vielfalt!

Von Jörg Schlaich, Stuttgart

Den Hängebrücken wird heute gegenüber den Balkenbrücken bei kleinen und gegenüber den Schrägseilbrücken bei grossen Spannweiten keine Chance mehr eingeräumt. So droht die Formenpalette des Brückenbaus eine besonders schöne Art zu verlieren. Dies dürfen und brauchen wir nicht hinzunehmen!

## Die Fussgängerbrücke

Fussgängerbrücken erfüllen eine wichtige Aufgabe im Verkehr und tun dies meist viel angenehmer für den Fussgänger als Unterführungen. Darüber hinaus prägen sie auch sehr stark die Stadtarchitektur, leider aber viel zu oft negativ. Dies bezeugen unzählige schlechte Beispiele, plumpe, gefühllos entworfene Prügel mit hässlichen Treppenaufgängen, schwülstigen Rampen, triefenden und moddrigen Fertigteilfugen, schweren Geländern, neuerdings auch bedacht und im Zweifelsfall begrünt. In der Tat verlangen diese kleinen Brücken vom ernsthaft Entwerfenden sehr viel Mühe, insbesondere wenn behindertengerechte, also lange Rampen in beengten Verhältnissen, unterzubringen sind, dazu Treppen oder gar Rolltreppen, das Ganze beleuchtet, entwässert, tausalzbeständig.

Sicher gibt es keine allgemeine Regel für die Lösung dieser schwierigen Entwurfsaufgabe. Bedenkt man aber, dass Fussgängerbrücken uns viel nähertreten als andere Brücken, dass wir sie anfassen können und sie uns ängstigen, wenn sie gross und schwer sind, dann wird klar, dass sie im Ganzen und im Detail menschliche Massstäbe haben, also feingliedrig und filigran sein müssen.

Deshalb gilt es, direkte Biegung zu vermeiden, die Träger aufzulösen in Fachwerke, Bögen oder Seilverspannungen. Keiner Bauart soll der Vorzug gegeben werden, denn Vielfalt und Abwechslung sind unverzichtbare Mittel schöner Gestaltung; Uniformität ist langweilig.

Nachdem aber gerade unser Jubilar *Christian Menn* in direkter Nachfolge *Robert Maillarts* gezeigt hat, wie schön Bogenbrücken sein können, und *René Walther* in dieser Festschrift die Schrägseilbrücken preist, soll hier ein Wort für die Hängebrücken eingelegt werden. Mit ihnen können offenbar die genannten Forderungen bestens erfüllt werden, denn sie sind sehr leicht, transparent und natürlich schön (Bilder 1 und 2).

## Schrägseil- und Hängebrücken im Vergleich

Aber, wird man sofort fragen, wie sollen denn Fussgängerhängebrücken mit Spannweiten meist unter 100 m heute noch durchsetzbar sein, wenn Hängebrücken selbst bei viel grösseren Spannweiten gegen Schrägseilbrücken regelmässig unterliegen?

Man weiss doch, dass Hängebrücken erst bei sehr grossen Spannweiten oberhalb 800 bis 1000 m in Betracht gezogen werden können. Es mag überraschen, aber hier wird behauptet und gleich auch begründet, dass es keinen Spannweitenbereich gibt, in welchem die Hängebrücke grundsätzlich unterlegen ist. Es gibt nur eine «Lücke», sagen wir ganz grob zwischen 100 und 1000 m, in der gewisse Nachteile der Hängebrücken besonders zu spüren sind, während oberhalb und unterhalb davon beide zumindest gleichwertig sind.

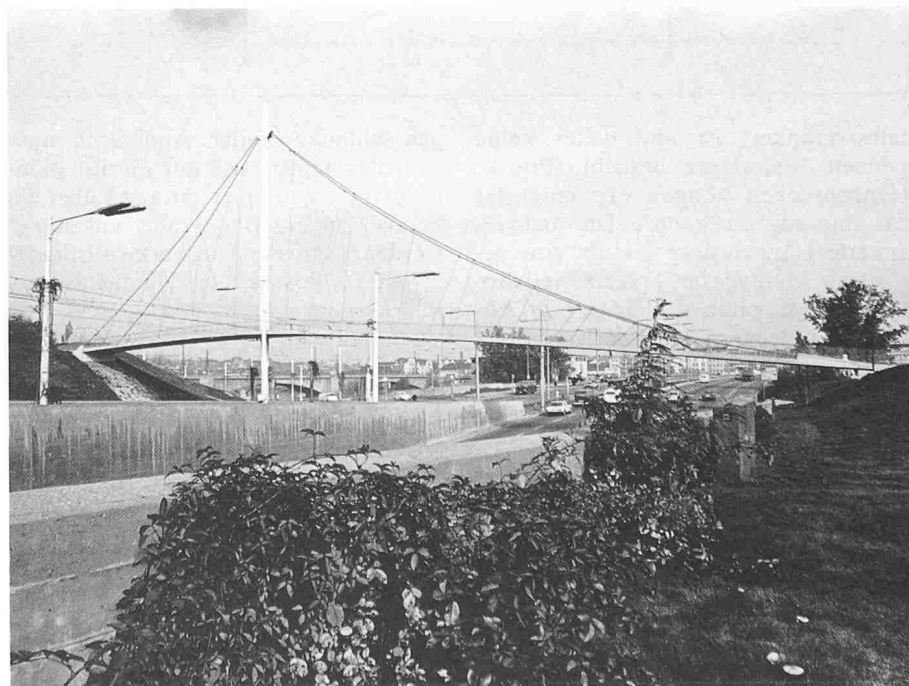
Dazu ist zunächst festzustellen, dass auch die Schrägseilbrücke gewisse prinzipielle Nachteile gegenüber der Hängebrücke aufweist, die nur dann in den

Hintergrund treten, wenn ihre noch zu beschreibenden herstellungstechnischen Vorteile voll zur Wirkung kommen. Der der Schrägseilbrücke zugeschriebene Vorteil der grösseren Steifigkeit, etwa ihre geringeren Verformungen unter örtlichen Belastungen, interessiert in Wirklichkeit nicht oder höchstens bei Eisenbahnbrücken. Im Gegenteil, er muss mit Spannungswechseln in den Schrägseilen erkaufte werden, die schwer zu beherrschen und viel grösser sind als jene der Hauptkabel der Hängebrücke. Es ist zwar richtig, dass es deren Hängern nicht besser geht, aber die lassen sich, wenn sie erschöpft sind, selbst unter Verkehr leicht austauschen.

Auch konstruktiv bereitet die Schrägseilbrücke manche Sorgen: Die Fächeranordnung der Seile muss mit einem komplizierten Anschluss aller Seile am Pylonkopf erkaufte werden; verteilt man deshalb die Seilverankerungen in der Höhe über den Pylonstiel, so erhält dieser Biegung, und die Seilmengen nehmen zu; weiter ist der schräge Anschluss der Seile am Fahrbahnrand aufwendig, und die alternative Mittelaufhängung wird erst recht problematisch; schliesslich entstehen Konflikte mit der Auflagerung des Fahrbahnträgers am Pylon: Lagert man ihn vertikal starr auf, so erhält er hohe Biegung, hängt man ihn elastisch in die Seile, so bereiten deren schleifende Anschlüsse an den Pylonen Schwierigkeiten.

Den wirklichen Vorteil verschafft sich die Schrägseilbrücke dadurch, dass sie im Freivorbau gerüstlos hergestellt werden kann und gleichzeitig bezüglich der Horizontalkomponenten der Seilkräfte

Bild 1. Fussgängerbrücke am Rosensteinpark in Stuttgart (gebaut 1977) mit Architekten H. Luz, M. Bäcker





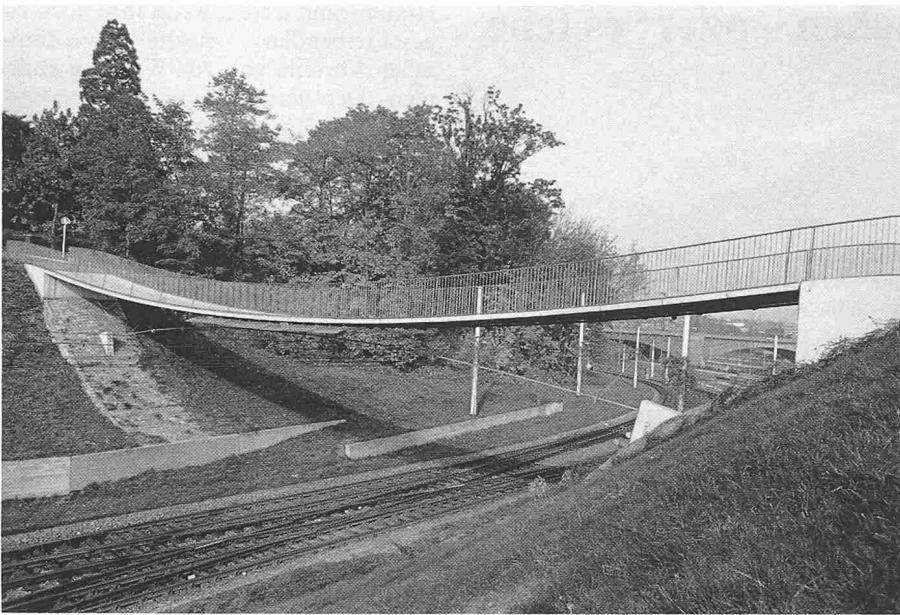
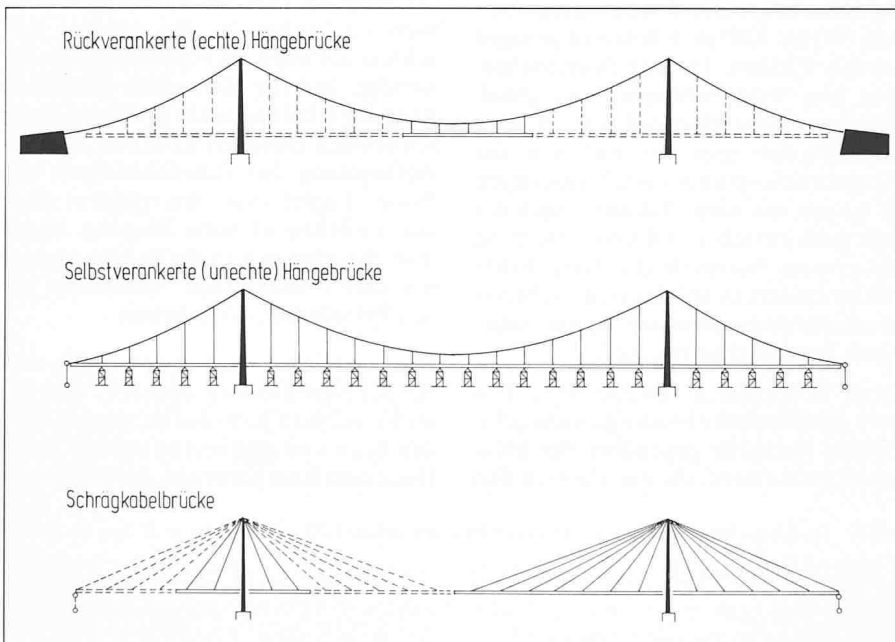


Bild 2. Kleiner Hängesteg am Rosensteinpark in Stuttgart (gebaut 1977) mit Architekten H. Luz, M. Bäcker

Bild 3. Vergleich der Montage des Fahrbahnträgers. a rückverankerte, b selbstverankerte Hängebrücke, c Schrägseilbrücke



selbstverankert ist und daher keine grossen Widerlager braucht (Bild 3). Hängebrücken können nur entweder das eine oder das andere: Die rückverankerte Hängebrücke erlaubt eine gerüstfreie Montage des Trägers, weil ihre Hauptkabel, ohne den Träger in Anspruch zu nehmen, in Widerlagern verankert werden. Da die Kabel aber sehr flach einlaufen, müssen die Widerlager, wenn sie nicht gleiten sollen, sehr schwer sein und werden daher sehr teuer. Bei der selbstverankerten Hängebrücke hingegen werden die Kabel an die beiden Enden des Fahrbahnträgers angeschlossen, so dass sich ihre Horizontalkomponenten über Druckkräfte in ihm ausgleichen können. Es müssen also nur Vertikalkräfte in den Baugrund abgeleitet werden. Dafür genü-

gen schlanke Pfeiler. Andererseits muss aber der Träger voll auf Gerüst montiert werden, denn er kann erst über die Hänger an die Hauptkabel angehängt werden, wenn das Tragwerk vollständig erstellt und somit der Kraftfluss geschlossen ist.

### Hängebrücken für kleine Spannweiten

Daraus folgt eindeutig, dass die Hängebrücke der Schrägseilbrücke aus wirtschaftlicher Sicht immer dort standhalten kann, wo ein Einrüsten des Brückenträgers ohne besonderen Aufwand und ohne unzulässige Einengung des Lichtraumprofils unter der Brücke

möglich ist. Diese Voraussetzungen sind offensichtlich bei kleinen Spannweiten unter 100 m oft erfüllt, etwa bei Überführungen über Strassen und Eisenbahnen, wo temporäre Rüstungen wenig stören. Umgekehrt sind bei grösseren Spannweiten – die sonst ja nicht erforderlich wären – bei Überquerungen von Schifffahrtsstrassen, Flüssen oder Meerengen temporäre Pfeiler meist zu gefährlich und teuer, so dass dort die Schrägseilbrücke ihre herstellungsbedingten Vorteile voll ausspielen kann.

Ausnahmen bestätigen auch diese Regel eindrucksvoll: in Osaka (Japan) wurde kürzlich eine sogar 300 m weit gespannte selbstverankerte Hängebrücke fertiggestellt. Zur Montage ihres Fahrbahnträgers wurden zwei Hilfspeiler in das dort nicht sehr tiefe Meer gestellt und die Schifffahrt vorübergehend eingeengt. Bei den genannten kleinen Spannweiten und vor allem, wenn der Fahr- oder Gehweg auch schmal und deshalb leicht ist – also insbesondere bei Fussgängerbrücken – fallen aber auch die Kosten einer Rückverankerung nicht sehr ins Gewicht. Von der selbstverankerten Hängebrücke wird man deshalb immer dann gern Gebrauch machen, wenn der wegen der Druckkräfte notwendigerweise gerade Träger der selbstverankerten Hängebrücke oder der Schrägseilbrücke die Entwurfs-Freiheit zu sehr einengt: Die rückverankerte Hängebrücke kennt diesen geometrischen Zwang nicht und öffnet der Phantasie ein weites Feld.

Vollständigkeitshalber sei angefügt, dass bekanntlich diese mit zunehmender Spannweite immer grösser werdende Druckkraft im Träger der Grund dafür ist, dass bei sehr grossen Spannweiten die Schrägseilbrücke und die selbstverankerte Hängebrücke unwirtschaftlich und schliesslich unausführbar werden, und dass nach dem heutigen Stand der Technik in diesem Fall nur noch die rückverankerte Hängebrücke in Frage kommt. Die Annacis-Brücke in Vancouver/Kanada ist mit 465 m zwischen den Pylonen die derzeit am weitesten gespannte Schrägseilbrücke; geplant ist in Japan die Ikuchi-Schrägseilbrücke mit 490 m. Mit 1410 m ist die Humber-Brücke in England heute noch die weitestgespannte, natürlich rückverankerte Hängebrücke. Die Japaner planen gegenwärtig die Akashi-Kaikyo-Hängebrücke mit 1990 m Spannweite, und die Italiener wollen die Strasse von Messina mit 3300 m überspannen! Die Grenzspannweite beträgt heute etwa 8000 m; so weit können sich hochfeste Stahlseile gerade noch selbst tragen. Mit Kunstfasern, z.B. Kevlar, deren Reisslänge (Quotient der Zugfestigkeit und des spezifischen Gewichtes) viel

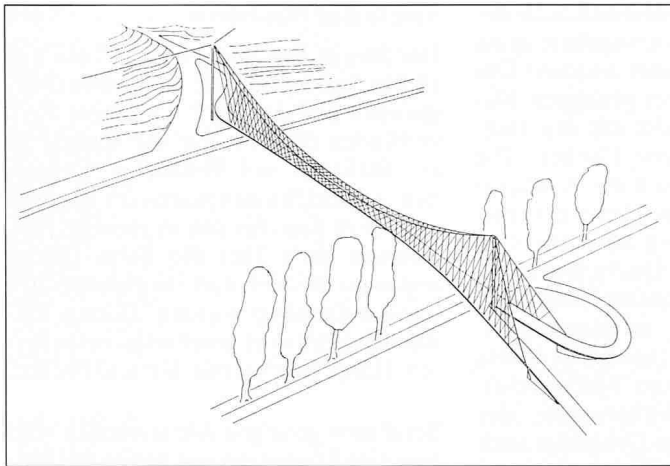


Bild 4. Fussgängerbrücke über den Neckar am Max-Eyth-See in Stuttgart (Baubeginn 1986) mit Architektin B. Schlaich-Peterhans

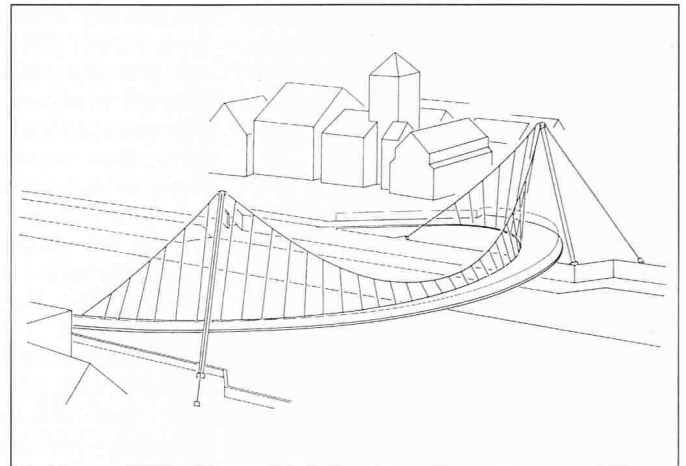


Bild 5. Fussgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal in Kelheim (fertig Anfang 1987) mit Architekten Prof. Kurt Ackermann und Partner

grösser ist als jene von Stahldrähten, könnte man bald noch weitere Spannweiten erreichen, wesentlich weitere als nötig.

Praktisch interessieren aber viel mehr die kleinen Spannweiten, und deshalb sei das oben Beschriebene nun anhand einiger eigener Fussgängerbrücken veranschaulicht. Sie zeigen auch, dass leicht bzw. massiv und filigranartig bzw. plump keine Frage der Materialwahl zu sein braucht. Für die Gehweg-Träger bzw. -Platten dieser Brücken und natürlich für die Gründungen bietet sich Beton an, für die Pylone und Seile Stahl. Aber auch dies sind keineswegs feste Regeln. Als Baustoff steht auch Holz zur Wahl.

Horizontalkomponente der Kabelkräfte «vorgespannt». Die schrägen Hänger beleben nicht nur das Bild, sondern helfen auch bei der Verteilung örtlicher Lasten, allerdings auf Kosten höherer Spannungswechsel als bei vertikalen Hängern. Die beiden Hauptseile von 75 mm Durchmesser werden auf dem Mastkopf über einen Guss-Sattel geführt und wegen der Differenzkräfte geklemmt. Der Mast durchdringt die Platte berührungslos. Durch Anheben des Mastes mittels Pressen wurde die Platte ausgeschalt und das Seiltragwerk gespannt.

#### Kleine Rosensteinbrücke

Die kleine Rosensteinbrücke, nur durch einen Hügel von der eben beschriebenen Brücke getrennt, ist eine rückverankerte Hängebrücke. Der Weg führt von einem Berg herab und senkt sich so durch die zu überbrückende kleine Schlucht, dass es sich anbot, die Gehwegplatten direkt auf die beiden durchhängenden Tragseile aufzulegen, die sich zwischen zwei Widerlagern spannen. Diese Tragseile sind durch eine Unterspannung stabilisiert. Dazu dient ein mittig angeordnetes entgegengesetzt gekrümmtes Seil, das mit den beiden

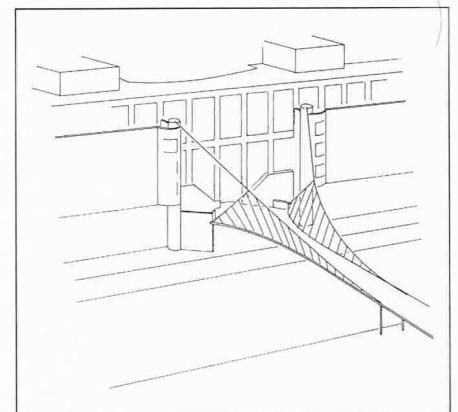


Bild 6. Fussgängerbrücke über die Neckarstrasse in Stuttgart (Baubeginn 1987) mit Architekten Kammerer, Belz und Partner

Tragseilen durch Diagonalseile zu einem räumlichen Seilbinder verbunden ist, dessen Obergurt von den aufgeklemmten 10 cm dicken Betonplatten gebildet wird, deren Fugen offen sind.

#### Max-Eyth-See-Brücke

Die Max-Eyth-See-Brücke in Stuttgart wird als rückverankerte Hängebrücke mit 115 m Spannweite zwischen den Masten ausgebildet (Bild 4). Das Tragwerk, zwei sich von den Mastspitzen

## Einige Beispiele

### Rosensteinbrücke in Stuttgart

Die Rosensteinbrücke in Stuttgart ist eine einhüftige, selbstverankerte Hängebrücke (Bild 1). Die 35 cm dicke Gehwegplatte aus Stahlbeton ist durch die

Bild 7. Hängesteg in Bad Windsheim (Baubeginn 1987) mit Architekten Schunck und Partner

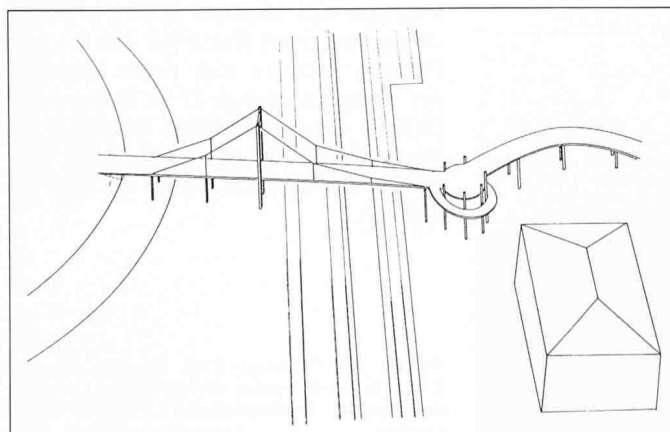
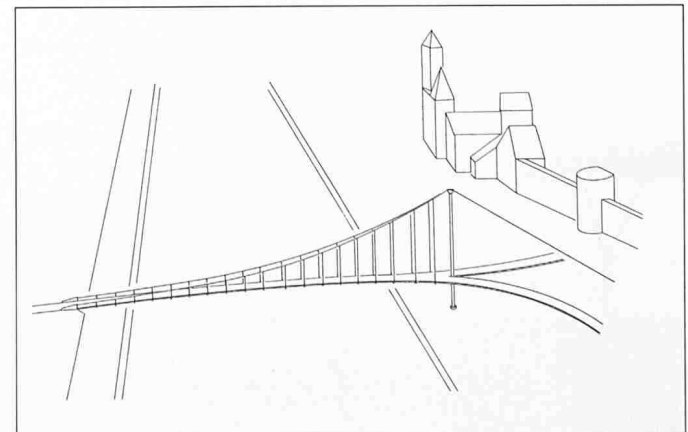


Bild 8. Fussgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal in Berching (Baubeginn 1988) mit Architekten Prof. Kurt Ackermann und Partner



aus spreizende Trageile, ein Netzwerk aus schrägen Hängern und eine Betonplatte, ist über dem Neckar streng symmetrisch, reagiert aber in den Seitenfeldern auf die völlig unterschiedlichen Randbedingungen.

Das eine Ufer ist völlig flach und weist einen schönen Baumbestand auf, in den hinein die Brücke ausläuft und sich gabelt. Dort wird sie auch von den fortlaufenden Hängernetzen bis hin zu den beiden Widerlagern der Seile getragen. Das andere Ufer ist steil, und der Weg kommt aus einer Schlucht hervor. Deshalb schwenkt die Gehwegplatte der Brücke vor dem Mast seitlich aus, spannt frei und nimmt den Weg direkt auf. Der Fussgänger sieht die Brücke, bevor er sie passiert. Der Mast ist mittels gerader Seile rückverankert.

Die unleugbaren Zusatzkosten der Rückverankerung, die nötig werden, weil im schiffbaren Neckar keine Hilfstützen möglich sind, und weil deshalb die aus Fertigteilen bestehenden Platten direkt an die Seile gehängt werden müssen, finden also eine weitere Rechtfertigung in der möglichen und hier auch voll genutzten geometrischen Freiheit der Gehwegplatte.

#### *Fussgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal*

Die *Fussgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal in Kelheim* weist zwischen zwei zum Kanal parallelen geraden Rampen über dem Kanal einen etwa halbkreisförmigen Grundriss auf. Diese Rampen sind nötig, um die geforderte Durchfahrthöhe für die Schifffahrt zu erreichen. Natürlich wäre es möglich und auch ein paar Meter kürzer gewesen, die Brücke am oberen Ende der Rampen zu knicken und rechtwinklig und gerade zu überführen. Die gewählte kontinuierliche Form des Trägers erschien aber nicht

nur schöner, sondern liess sich auch statisch nützen: Die Kreisringplatte muss nur einseitig aufgehängt werden! Das Trageil wird von zwei geneigten Masten getragen und bildet mit den Hängern schön verwundene Flächen. Die Platte ist zum Ausgleich der Krepelmomente mittels Spanngliedern vorgespannt, die ringförmig und oberhalb der Schwerachse des Querschnitts angeordnet sind. Die übliche Einteilung, rückverankert oder selbstverankert, versagt bei dieser Brücke, sie ist beides zugleich. Die geneigten Maste erfordern wohl Rückverankerungen, der Kreisring wirkt aber im Grundriss auch als Bogen, dessen Druckkräfte durch die Horizontalkomponenten der Trageile ausgeglichen werden. Das warf keine fertigungstechnischen Probleme auf, weil die Platte auf ebenem Gelände leicht eingerüstet werden konnte, und weil der Kanal erst nach Fertigstellung der Brücke ausgehoben wird. Ausgeschalt und gespannt wird auch diese Brücke durch Anheben der Maste.

#### *Fussgängerbrücke über die Neckarstrasse*

Die *Fussgängerbrücke über die Neckarstrasse* in Stuttgart ist wiederum als rückverankerte Hängebrücke ausgelegt, einseitig aufgehängt an einem Hotelneubau, dem sie gleichzeitig als Dach über der Vorfahrt und als Verbindung zum Schlossgarten dient (Bild 6). Die sich am Gebäude aufweitende Betonplatte ist dort monolithisch angeschlossen und an den gegenüberliegenden Verankerungen der Seile am Rande der Platte über Zugpendel und darüber hinaus auf einem Hügel verschieblich gelagert. Beabsichtigt ist, alle Stahlteile, Seile, Beschläge, Verankerungen und Pendel aus rostfreiem Stahl herzustellen, um so die schöne Konstruktion nicht durch Korrosionsschutz zu verkleckern.

#### *Steg in Bad Windsheim*

Der *Steg in Bad Windsheim* soll mit nur 19,5 m Spannweite die Eisenbahn überspannen und die Stadt mit einem Park verbinden (Bild 7). Für die Rampe ist ein Stahlrost mit Holzbelag vorgesehen, der auf Stützenpaaren im Abstand von 6,5 m liegt. Sie soll in gleicher Ausführung auch über die Bahn führen und muss deshalb dort im gleichen Abstand aufgehängt werden. Daraus entstand der Entwurf einer selbstverankerten Hängebrücke mit Kettengliedern.

Bei diesen geringen Abmessungen sind derartige Flachstäbe mit Augen für Bolzenverbindungen nicht nur wirtschaftlicher, sondern auch passender im Massstab.

#### *Fussgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal*

Die *Fussgängerbrücke über den Rhein-Main-Donau-Kanal in Berching* ist als rückverankerte einseitige Hängebrücke konzipiert, obwohl hier von der Geometrie der Gehwegplatte her eine Selbstverankerung möglich gewesen wäre (Bild 8). Das Entwurfsziel war aber eine besonders leichte Brücke mit aufgelösten konstruktiven Details, in der Art einer «Explosionszeichnung». Deshalb dient die dünne Betonplatte nur der Aussteifung. Sie liegt auf stählernen Querträgern, die beidseitig auskragen und sichtbar – Stahl an Stahl – aufgehängt sind.

## Nachwort

Hier soll ganz sicher nicht einseitig für die Hängebrücke geworben werden, vielmehr für Vielfalt und Leichtigkeit. Leichtigkeit und Transparenz können auch mit ganz harmlosen Mitteln erzielt werden.

Dies soll zum Abschluss ein Beispiel in Sindelfingen verdeutlichen: Eine Betonplatte auf dünnen Stahlrohrgabelstützen mit zwei Ästen bei den kurzen Feldern, und mit vier Ästen beidseits des Mittelfeldes von 17 m Spannweite (Bild 9). Beton und Stahl exponiert zu kombinieren ist vielversprechend und erlaubt zudem auch, Farbe ins Spiel zu bringen.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. J. Schlaich, Institut für Massivbau, Universität Stuttgart, Pfaffenwaldring 7, D-7000 Stuttgart 80.

Bild 9. Fussgängerbrücke in Sindelfingen (gebaut 1986)





# Erfahrungen mit Brückenwettbewerben

Von Hans H. Hauri, ETH Zürich

In den vergangenen 25 Jahren des Autobahnbaus erlebte die Schweiz eine bisher nie dagewesene Blüte des Brückenbaus. Die meisten der grösseren Brückenprojekte wurden in Wettbewerben nach den Normen des SIA ausgewählt.

Der Verfasser, der selber in dieser Zeit als Teilnehmer und Jurymitglied laufend mitbeteiligt war, geht der Frage nach, wie sich diese Wettbewerbsverfahren bewährt haben, welche Wünsche und Vorstellungen sich erfüllten, und welche nicht.

## Wettbewerbsarten

Nach der SIA-Norm 152 kommen für Brückenbauten praktisch drei verschiedene Wettbewerbsarten in Frage: Der Ideenwettbewerb, der Projektwettbewerb und der Submissionswettbewerb.

Der *Ideenwettbewerb* wird für Brückenbauten relativ selten angewendet. Er kommt dort in Frage, wo man möglichst viele verschiedene Vorschläge sammeln möchte, ohne sich bereits allzu verbindlich für eine Lösung verpflichten zu müssen. Dies ist in der Regel der Fall, wenn es sich um ausgesprochen städtebauliche Probleme handelt, wobei meist auch politische Fragen hineinspielen. Die Teilnahme ist frei, und ausser den Preisen werden keine Entschädigungen ausbezahlt. Aus diesem Grunde dürfen auch keine umfangreichen Leistungen erwartet werden. Der Ideenwettbewerb ist nur sinnvoll, wenn tatsächlich grosse Variationsmöglichkeiten offen stehen, die den Ideen freien Lauf lassen, beispielsweise auch in bezug auf die Linienführung.

Die Chancen, dass Vorschläge aus einem Ideenwettbewerb zur Ausführung gelangen, sind gering. Die Preisträger müssen sich meist mit dem Preis und der damit verbundenen Publizität zufrieden geben.

Der *Projektwettbewerb* ist die häufigste Art, wie Brückenwettbewerbe durchgeführt werden. Dabei geschieht die Teilnahme in der Regel auf Einladung. Die Teilnehmer erhalten eine feste Entschädigung nebst der Aussicht auf einen Preis und den Projektierungsauftrag für den Gewinner. Der Projektierungswettbewerb liefert ein Projekt mit einer gewissen Ausführungsreife, das nicht nur in bezug auf die Gestaltung, sondern auch auf die Kosten einen gültigen Vergleich zulässt.

Der *Submissionswettbewerb* kommt dann zur Anwendung, wenn der Bauherr mit der Wahl des Projektes gleichzeitig die ausführende Unternehmung bestimmen will, und dies in der Regel nach einem verbindlichen Pauschaloder Globalangebot.

## Projektierungs- oder Submissionswettbewerb?

Von Seiten der Behörden und der Bauwirtschaft wird häufig die Durchführung von Submissionswettbewerben verlangt. Man erwartet von diesen besonders kostengünstige Lösungen. Als Argument wird geltend gemacht, der Unternehmer kenne die wirtschaftlichen Baumethoden besser als der projektierende Ingenieur, die Konkurrenzsituation führe zu besonders günstigen Angeboten, und mit der Pauschalofferte sei die Kostensumme garantiert; zudem könne man Zeit gewinnen.

In der Tat ist die Kostenermittlung bei Projektwettbewerben nicht einfach. In der Regel wird hiezu ein neutraler Experte aus dem Kreis der Unternehmer oder Unternehmerorganisationen beigezogen. Dieser führt eine Kalkulation aufgrund der Leistungsverzeichnisse durch, wobei er übliche Mittelwerte für die Einheitspreise einsetzt und Richtofferten für Spezialarbeiten bei entsprechenden Firmen einholt. Die so ermittelten Werte eignen sich durchaus, um Projekte miteinander zu vergleichen. Sie enthalten aber naturgemäss die Komponente der Unternehmerkonkurrenz nicht, nach welcher Firmen gewisse Projekte besonders günstig offerieren können, sei es, weil sie über geeignete Einrichtungen bereits verfügen, die sie vielleicht nicht mehr abzuschreiben brauchen, oder weil sie aus immer welchen Gründen ein Unterangebot machen wollen. Bei der auf einen Projektwettbewerb folgenden Submission kommt dieser Konkurrenzkampf dann schon noch ins Spiel, er bezieht sich aber nur noch auf das ausgeschriebene Projekt. Allerdings kommt es gelegentlich vor, dass dann in der Submission Gegenprojekte offeriert werden. Dies führt meist zu recht unerfreulichen Situationen, da dabei Ungleiches verglichen werden muss. Solche Gegenprojekte erfüllen oft Anforderungen, wie sie an das ausgewählte Projekt gestellt wurden, nicht.

In der Vergangenheit musste bei Submissionswettbewerben leider häufig

festgestellt werden, dass die vermeintlich grossen Kosteneinsparungen im Verlaufe der Bauausführungen dahinschmolzen. Projektänderungen, Anpassungen an die geologischen Gegebenheiten und Unvorhergesehenes musste ausserhalb der vertraglichen Pauschale abgefordert werden, wobei die Tendenz des Unternehmers verständlich ist, dabei seine gedrückten Preise zu kompensieren. Solche Änderungen und zusätzlichen Leistungen sind bei Submissionswettbewerben allgemein wahrscheinlicher, weil die Phase der Projektbereinigung mit Bauherr und Experten fehlt und zudem der Projektierende unter dem Preisdruck bei Ermessensfragen zu einer optimistischen Einschätzung neigt.

Submissionswettbewerbe sollten deshalb wirklich nur dort durchgeführt werden, wo die Verhältnisse sehr klar sind und die Bedingungen eindeutig formuliert werden können, so dass möglichst keine Überraschungen bei der Ausführung zu erwarten sind. Submissionswettbewerbe brauchen eine viel sorgfältigere Vorbereitung, weil man bereits in den Wettbewerbsunterlagen für alle Eventualitäten Regelungen vorsehen muss.

Gut vorbereitete Submissionswettbewerbe können dann aber auch sehr erfreuliche Ergebnisse zeitigen, insbesondere, wenn das Preisgericht gegebenenfalls den Mut aufbringt, ein besseres Projekt zu bevorzugen, auch wenn es nicht das billigste ist.

## Fördern Wettbewerbe die Entwicklung?

Bei Wettbewerben erwartet man von den Teilnehmern nicht nur längsterprobte Lösungen, sondern auch neue Ideen und Vorschläge. Ob solche Vorschläge zum Zuge kommen, hängt nebst der Qualität dieser Vorschläge weitgehend von der Haltung des Preisgerichtes ab. Die Entscheidung zwischen einem gut durchgearbeiteten konventionellen Projekt und einer vielversprechenden, aber noch nicht erprobten Idee ist nicht leicht zu finden. Die Verantwortung gegenüber den Behörden und der Öffentlichkeit wiegt schwer, und niemand übernimmt gerne die Verantwortung für unbekannte Risiken. Entsprechend unserem typisch schweizerischen Sicherheitsbedürfnis braucht es viel, oft zu viel, um Neuerungen durchzusetzen. Oft braucht es zwei oder mehr Anläufe, oder mindestens zunächst eine erfolgreiche Anwendung im Ausland, bis der Durchbruch gelingt. Beispiele dafür sind etwa die seilverspannten Brücken oder das Taktschiebverfahren.

Andererseits scheint unsere besondere Stärke eher in der Perfektion solcher Neuerungen zu liegen. Wir dürfen wohl mit Befriedigung feststellen, dass unser Brückenbau in bezug auf Qualität und Wirtschaftlichkeit im internationalen Vergleich sehr wohl bestehen kann, dies sicher weitgehend dank unserem Wettbewerbsystem.

### Eine Chance für die Jungen?

Mit einem Wettbewerbserfolg kann sich ein junger Ingenieur einen Namen machen und zu Aufträgen kommen. Wie stehen die Chancen dafür?

Die allermeisten Brückenwettbewerbe sind Projekt- oder Submissionswettbewerbe mit einer beschränkten Anzahl eingeladener Teilnehmer. Die Auswahl geschieht durch den Veranstalter. Dieser hat natürlich die Tendenz, nur bestbekannte erfahrene Ingenieurbüros einzuladen. Zudem sind in den meisten Kantonen mehr als genug etablierte Büros vorhanden, die man schon aus politischen Gründen berücksichtigen sollte. Die Überzahl an Bewerbern führt seit einiger Zeit zu der Erscheinung, dass häufig mehrere Büros zu Ingenieurteams vereinigt werden, was sich gar nicht immer zum Vorteil der Projekte auswirkt. Auch hier gilt: «Zu viele Köche verderben den Brei».

Ehrlicherweise muss eingestanden werden, dass ein neuer Aussenseiter kaum eine Gelegenheit erhält, sich an einem solchen Wettbewerb beteiligen zu können. Er muss sich wohl zunächst innerhalb eines etablierten Büros emporarbeiten, oder sich dann durch andere Arbeiten bei den Veranstaltern positiv bekannt machen.

### Funktioniert die Geheimhaltung?

Die meisten Wettbewerbe laufen unter Geheimhaltung ab, indem die Teilnehmer eine Kennziffer oder ein Kennwort wählen und ihre Identität erst bekannt gegeben wird, wenn Beurteilung und Preiszumessung abgeschlossen sind.

Bei Wettbewerben mit einigen wenigen Eingeladenen stellt sich die Frage, ob diese Geheimhaltung wirklich sinnvoll sei. Die Fachleute unter den Jurymitgliedern kennen die meisten Teilnehmer aus früheren Wettbewerben oder aus der Praxis. Es scheint leicht zu sein, einen Konkurrenten an der Darstellung der Pläne, der Schrift in der Statik oder aus den verwendeten Methoden und Techniken herauszufinden. Jemandem, der darauf erpicht ist, mag dies in vielen Fällen gelingen. Gelegentlich

kann man sich aber auch gehörig täuschen, schon weil Mitarbeiter und Ideen wechseln können.

Die erfahrenen Jurymitglieder halten sich strikte aus solchen Spekulationen heraus. Sie bemühen sich um eine objektive Beurteilung der Projekte, was viel leichter gelingt, wenn man die Namen der Teilnehmer ausklammert und möglichst verdrängt.

Selbst dort, wo man auf eine Geheimhaltung verzichtet hat, konnte ich durchwegs das ehrliche Bemühen des Preisgerichtes um eine objektive Beurteilung feststellen.

### Die Rolle der Ästhetik

Die Brücke ist nicht nur ein technisches Hilfsmittel zur Überwindung von Hindernissen, sondern meist auch ein wichtiges Element in der Landschaftsgestaltung. Die Geschichte des Brückenbaus zeigt, wie unsere Vorfahren diese gestalterische Funktion wichtig nahmen. Sie sorgten sich um wohlgeformte Bauwerke und schmückten sie gemäss dem jeweiligen Baustil mit Türmen, Toren, Statuen und Zierart. So verlieh manche Stadt durch ihre Brücken ihrem Stolz Ausdruck.

Als mit Beginn des Autobahnbaus in unserem Land eine bisher nie erlebte Ära des Brückenbaus einsetzte, war von einer solchen Haltung gar nichts zu verspüren. Die Brücken wurden als reine Zweckbauten betrachtet, und man erwartete von den Ingenieuren nur, diese normengemäss, so billig und schnell wie nur möglich zu erstellen.

Als ungeschriebene Richtlinie galt für die damaligen Wettbewerbe die Regel, dass die billigste Brücke, welche die gestellten technischen Anforderungen erfüllte, gewählt werden müsse. Als Vorbild hielt man uns z. B. die italienischen Brückenbauten der Autostrada del Sole vor Augen, wo man auf billigste Art einfache Balken aneinander reihte.

Zum Glück aber regte sich unter den Jurymitgliedern doch immer wieder der Stolz, rechte Brücken zu bauen, sonst wäre beispielsweise heute der Viaduc de Chillon ein primitiver Tausendfüssler.

Erst später setzte sich im schweizerischen Brückenbau die Einsicht durch, dass die gute Gestaltung einer Brücke sehr wichtig ist, und dass es sich rechtfertigt, hierfür auch etwas einzusetzen. Man begann in den Jurys der Wettbewerbe Architekten und neuerdings auch Landschaftsgestalter beizuziehen und deren Meinung ernst zu nehmen. Anfänglich mangelte es am gegenseitigen Verständnis. Wir Ingenieure stan-

den unter dem Eindruck, die Architekten würden rein spontan, sozusagen aus dem Bauch heraus einfach ihren Vorlieben und Abneigungen Ausdruck geben. Der eine plädierte für die superschlankke, gradlinige Lösung, der andere verlangte Masse und Wölbung und beide begründeten es mit der «Einpassung in die Landschaft». Wenn wir dieser Begründung nicht recht folgen konnten, empfanden die Architekten dies als Unverständnis und mangelnde Achtung.

Inzwischen hat sich die Zusammenarbeit recht gut eingelebt. Wir lernten die Denkweise und die Sprache der Architekten besser verstehen und die Architekten stellten fest, dass sie sich auch mit den Ingenieurproblemen beschäftigen mussten, wenn sie die Formgebung der Brücken richtig erfassen wollten.

Heute hat sich eine Betrachtungsweise eingebürgert, die beidseitig anerkannt wird:

Zunächst soll sich eine Brücke in die Landschaft eingliedern. Darunter darf man aber nicht verstehen, dass man eine Brücke in der Landschaft verstecken könne. Schon das Verkehrsband, speziell bei Autobahnbrücken, wirkt so dominierend, dass die Landschaft zwangsläufig erheblich verändert wird. Die Frage ist nur, in welchem Sinn. In einem Fall soll sich die Brücke der Landschaft unterordnen. Dann sind Fragen wie Durchblick, Stützenstellung und Schlankheit wichtig. In andern Fällen aber soll die Brücke die Landschaft neu prägen, sie soll z. B. einen Flussübergang oder eine Stadteinfahrt markieren. Dann wird sie als Wahrzeichen behandelt, dessen Ausgestaltung der Situation und der gewünschten Wirkung entsprechen soll.

Als Nächstes ist dann die Gestaltung der Brücke selbst und deren Detailausbildung von Bedeutung. Die Konstruktion soll für sich selbst sprechen. Man muss auch als Laie die Funktion der Bauteile erkennen und daraus ein Gefühl für die Sicherheit und allenfalls für die Kühnheit ableiten können. Man stellt dabei immer wieder fest, dass statisch-konstruktiv ausgewogene Konstruktionen auch in ihren Proportionen gefallen. Allerdings darf man daraus nicht den Schluss ziehen, eine statisch günstige Konstruktion sei automatisch schön. Eher gilt der Satz, dass eine schlechte Konstruktion meist auch nicht gefällt.

Wie soll man im Rahmen eines Wettbewerbs die Ästhetik einer Brücke beurteilen?

Es hat sich erwiesen, dass vom Projektverfasser hergestellte perspektivische Zeichnungen und Fotomontagen ungeeignet sind. Die unterschiedlichen Dar-

stellungen lassen einen objektiven Vergleich kaum zu und Täuschungen sind durchaus möglich. Besser sind Fotomontagen, die der Veranstalter durch den gleichen Zeichner für ausgewählte Standorte erstellen lässt. Am besten aber eignet sich ein grosszügiges Geländemodell, in welches Brückenmodelle der einzelnen Projekte eingesetzt werden. Dieses lässt sich aus allen Standpunkten betrachten und fotografieren.

Die Detailausbildung der Brücke muss allerdings immer aus den Konstruktionsplänen herausgelesen werden, was in der Regel keine Mühe bereitet.

### Qualität und Dauerhaftigkeit

Nebst der Statik, den Kosten und der Ästhetik wird heute der Dauerhaftigkeit ein grosses Gewicht eingeräumt.

Die traurige Tatsache, dass viele Brückenbauwerke aus den Anfängen des Autobahnbaus bereits heute erhebliche Schäden aufweisen, verlangt eine Änderung der Betrachtungsweise.

In der Zwischenzeit hat die Beanspruchung der Bauwerke sowohl in bezug auf die Belastung, als auch auf die Umwelteinflüsse (Tausalz) in einem früher undenkbaren Mass zugenommen.

Die Entwicklung in den ersten zwei Jahrzehnten dieser Periode war gekennzeichnet durch eine gewaltige Steigerung der Tragfähigkeit unserer Kon-

struktionen. Die Festigkeiten der Baustoffe erhöhten sich um 40%–80%, die Vorspannung erlaubte eine viel höhere Ausnutzung des Betons, und die genaueren statischen Berechnungsmethoden ermöglichten eine Reduktion der Sicherheitsfaktoren. Dies erlaubte, immer grössere Spannweiten mit immer schlankeren Konstruktionen zu überbrücken. Dieser Trend zu leichten Bauwerken wurde und wird immer noch unterstützt durch unsere Kostenberechnungsmethoden. Da wir alle Kostenfaktoren auf die Massen der Baustoffe (m<sup>3</sup> Beton, kg Stahl usw.) verlegen und dann mit Durchschnittskosten operieren, werden dünnwandige, schwach armierte Konstruktionen unverhältnismässig bevorzugt. Im Konkurrenzkampf wird daher der Konstrukteur gern dazu verleitet, auf Kosten der Dauerhaftigkeit eine zu leichte Bauweise anzuwenden.

Inzwischen hat man erkennen müssen, dass eine auf Dauerhaftigkeit ausgegerichtete Konstruktion wichtig ist und mehr bietet, als eine Lösung, die mit minimalem Materialaufwand die niedrigsten Baukosten ergibt. Das Augenmerk richtet sich heute auf eine sorgfältige Ausbildung des Details. Isolation, Entwässerung, Rissegefahr und Stahlüberdeckung sind wichtig geworden. Dies erfordert einmal mehr eine kritische und fachkundige Jury, die sich nicht nur an statische Berechnungen und Baukosten hält.

### Schlusswort

Das vergangene Vierteljahrhundert beschränkte unserer Ingenieurgeneration bisher nie vorhandene Möglichkeiten im Brückenbau. Das Wettbewerbswesen nach den Regeln des SIA hat dabei wesentlich zu einer stetigen Steigerung der Leistungen beigetragen. Die Aspekte haben sich im Laufe der Zeit wesentlich verschoben. Nachdem in der Anfangszeit die Kostenfrage absolut dominierte, hat man im Laufe der Entwicklung die Wichtigkeit der Ästhetik erkannt. In neuerer Zeit hat unter dem Eindruck der Schadenanfälligkeit die Frage der Dauerhaftigkeit entscheidendes Gewicht erhalten. Es ist zu hoffen, dass diese Wandlung zum Allgemeinwohl unserer Ingenieure werde und auch in den zukünftigen SIA-Normen ihren Niederschlag finde.

Wenn wir die lange Reihe der Brückenbauten betrachten, die unter den Regeln unserer Wettbewerbsordnung entstanden sind, dürfen wir auf die Leistungen stolz sein, und wir können auch feststellen, dass die Wettbewerbsordnung flexibel genug ist, veränderten Verhältnissen und Ansprüchen zu folgen.

Adresse des Verfassers: Prof. H. Hauri, Institut für Hochbautechnik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

## Eine neue Generation von Konstruktionsnormen

Von Mathis Grenacher, Brugg, und Paul Lüchinger, Zürich

**Die neuen Konstruktionsnormen enthalten einheitliche Klassierungen der Anforderungen an Bauwerke und einheitliche Regeln für die Projektierung und Ausführung. Sie stützen sich ab auf die Erfahrungen der Baupraxis und die Ergebnisse der Forschung. Klare Begriffe wie Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung werden definiert.**

**Im Sicherheitsplan sind die zu berücksichtigenden Gefährdungsbilder zusammenzustellen und es ist festzulegen, mit welchen Massnahmen den Gefahren begegnet werden soll. Der Nutzungsplan enthält die vereinbarten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit.**

### Was sind Normen?

Das lateinische Wort Norma wird allgemein übersetzt mit Regel oder Richtschnur. Normen dienen also der Vereinheitlichung von Bedingungen an Produkte und von Regeln für Arbeitsprozesse eines Fachbereichs. Im Bauwesen im speziellen enthalten die Kon-

struktionsnormen einheitliche Klassierungen der Anforderungen an Bauwerke und geben einheitliche Regeln für deren Projektierung und Ausführung.

Die Regeln der Konstruktionsnormen sind einerseits aus den Erfahrungen der Baupraxis erwachsen und andererseits widerspiegeln sie die Ergebnisse der Forschung. Eine erfolgreiche Normung

muss beide Quellen in ausgewogenem Mass ausschöpfen. In der Schweiz nimmt die Aufgabe der Herausgabe der Konstruktionsnormen ein privatrechtlich organisierter Verein wahr, nämlich der SIA. Der SIA setzt zur Vorbereitung der Normen Fachkommissionen ein. In diesen Fachkommissionen arbeiten Vertreter sowohl der projektierenden Ingenieure und der Unternehmer als auch der Lehre und Forschung. Mehrstufige Vernehmlassungsverfahren zu den Normentwürfen ermöglichen die Mitsprache aller am Bau interessierten Kreise.

Die Konstruktionsnormen sind aus ihrer Definition und Entstehung heraus keine Gesetze. Sie sind Leitlinien für die am Bau Beteiligten. Sie lassen gerechtfertigte Abweichungen zu und ermöglichen ein Schritthalten des Planungs- und Bauprozesses mit der technischen Entwicklung. In der Rechtsprechung werden jedoch die Konstruktionsnormen sehr oft als Massstab für den Stand der Technik beigezogen.



stellungen lassen einen objektiven Vergleich kaum zu und Täuschungen sind durchaus möglich. Besser sind Fotomontagen, die der Veranstalter durch den gleichen Zeichner für ausgewählte Standorte erstellen lässt. Am besten aber eignet sich ein grosszügiges Geländemodell, in welches Brückenmodelle der einzelnen Projekte eingesetzt werden. Dieses lässt sich aus allen Standpunkten betrachten und fotografieren.

Die Detailausbildung der Brücke muss allerdings immer aus den Konstruktionsplänen herausgelesen werden, was in der Regel keine Mühe bereitet.

### Qualität und Dauerhaftigkeit

Nebst der Statik, den Kosten und der Ästhetik wird heute der Dauerhaftigkeit ein grosses Gewicht eingeräumt.

Die traurige Tatsache, dass viele Brückenbauwerke aus den Anfängen des Autobahnbaus bereits heute erhebliche Schäden aufweisen, verlangt eine Änderung der Betrachtungsweise.

In der Zwischenzeit hat die Beanspruchung der Bauwerke sowohl in bezug auf die Belastung, als auch auf die Umwelteinflüsse (Tausalz) in einem früher undenkbaren Mass zugenommen.

Die Entwicklung in den ersten zwei Jahrzehnten dieser Periode war gekennzeichnet durch eine gewaltige Steigerung der Tragfähigkeit unserer Kon-

struktionen. Die Festigkeiten der Baustoffe erhöhten sich um 40%–80%, die Vorspannung erlaubte eine viel höhere Ausnutzung des Betons, und die genaueren statischen Berechnungsmethoden ermöglichten eine Reduktion der Sicherheitsfaktoren. Dies erlaubte, immer grössere Spannweiten mit immer schlankeren Konstruktionen zu überbrücken. Dieser Trend zu leichten Bauwerken wurde und wird immer noch unterstützt durch unsere Kostenberechnungsmethoden. Da wir alle Kostenfaktoren auf die Massen der Baustoffe ( $m^3$  Beton, kg Stahl usw.) verlegen und dann mit Durchschnittskosten operieren, werden dünnwandige, schwach armierte Konstruktionen unverhältnismässig bevorzugt. Im Konkurrenzkampf wird daher der Konstrukteur gern dazu verleitet, auf Kosten der Dauerhaftigkeit eine zu leichte Bauweise anzuwenden.

Inzwischen hat man erkennen müssen, dass eine auf Dauerhaftigkeit ausgegerichtete Konstruktion wichtig ist und mehr bietet, als eine Lösung, die mit minimalem Materialaufwand die niedrigsten Baukosten ergibt. Das Augenmerk richtet sich heute auf eine sorgfältige Ausbildung des Details. Isolation, Entwässerung, Rissegefahr und Stahlüberdeckung sind wichtig geworden. Dies erfordert einmal mehr eine kritische und fachkundige Jury, die sich nicht nur an statische Berechnungen und Baukosten hält.

### Schlusswort

Das vergangene Vierteljahrhundert beschränkte unserer Ingenieurgeneration bisher nie vorhandene Möglichkeiten im Brückenbau. Das Wettbewerbswesen nach den Regeln des SIA hat dabei wesentlich zu einer stetigen Steigerung der Leistungen beigetragen. Die Aspekte haben sich im Laufe der Zeit wesentlich verschoben. Nachdem in der Anfangszeit die Kostenfrage absolut dominierte, hat man im Laufe der Entwicklung die Wichtigkeit der Ästhetik erkannt. In neuerer Zeit hat unter dem Eindruck der Schadenanfälligkeit die Frage der Dauerhaftigkeit entscheidendes Gewicht erhalten. Es ist zu hoffen, dass diese Wandlung zum Allgemeinwohl unserer Ingenieure werde und auch in den zukünftigen SIA-Normen ihren Niederschlag finde.

Wenn wir die lange Reihe der Brückenbauten betrachten, die unter den Regeln unserer Wettbewerbsordnung entstanden sind, dürfen wir auf die Leistungen stolz sein, und wir können auch feststellen, dass die Wettbewerbsordnung flexibel genug ist, veränderten Verhältnissen und Ansprüchen zu folgen.

Adresse des Verfassers: Prof. H. Hauri, Institut für Hochbautechnik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

## Eine neue Generation von Konstruktionsnormen

Von Mathis Grenacher, Brugg, und Paul Lüchinger, Zürich

**Die neuen Konstruktionsnormen enthalten einheitliche Klassierungen der Anforderungen an Bauwerke und einheitliche Regeln für die Projektierung und Ausführung. Sie stützen sich ab auf die Erfahrungen der Baupraxis und die Ergebnisse der Forschung. Klare Begriffe wie Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung werden definiert.**

**Im Sicherheitsplan sind die zu berücksichtigenden Gefährdungsbilder zusammenzustellen und es ist festzulegen, mit welchen Massnahmen den Gefahren begegnet werden soll. Der Nutzungsplan enthält die vereinbarten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit.**

### Was sind Normen?

Das lateinische Wort Norma wird allgemein übersetzt mit Regel oder Richtschnur. Normen dienen also der Vereinheitlichung von Bedingungen an Produkte und von Regeln für Arbeitsprozesse eines Fachbereichs. Im Bauwesen im speziellen enthalten die Kon-

struktionsnormen einheitliche Klassierungen der Anforderungen an Bauwerke und geben einheitliche Regeln für deren Projektierung und Ausführung.

Die Regeln der Konstruktionsnormen sind einerseits aus den Erfahrungen der Baupraxis erwachsen und andererseits widerspiegeln sie die Ergebnisse der Forschung. Eine erfolgreiche Normung

muss beide Quellen in ausgewogenem Mass ausschöpfen. In der Schweiz nimmt die Aufgabe der Herausgabe der Konstruktionsnormen ein privatrechtlich organisierter Verein wahr, nämlich der SIA. Der SIA setzt zur Vorbereitung der Normen Fachkommissionen ein. In diesen Fachkommissionen arbeiten Vertreter sowohl der projektierenden Ingenieure und der Unternehmer als auch der Lehre und Forschung. Mehrstufige Vernehmlassungsverfahren zu den Normentwürfen ermöglichen die Mitsprache aller am Bau interessierten Kreise.

Die Konstruktionsnormen sind aus ihrer Definition und Entstehung heraus keine Gesetze. Sie sind Leitlinien für die am Bau Beteiligten. Sie lassen gerechtfertigte Abweichungen zu und ermöglichen ein Schritthalten des Planungs- und Bauprozesses mit der technischen Entwicklung. In der Rechtsprechung werden jedoch die Konstruktionsnormen sehr oft als Massstab für den Stand der Technik beigezogen.

## Was wird von Bauten erwartet?

Der Bauherr verlangt von seinem Bauwerk uneingeschränkte Gebrauchstauglichkeit im Rahmen des von ihm bestimmten Verwendungszweckes. In gleichem Masse erwarten die Öffentlichkeit und der Bauherr, dass das Bauwerk eine ausreichende Tragsicherheit aufweist. Die erwähnten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit sind unter Berücksichtigung der Qualitätsansprüche, der Terminvorstellungen und des Kostenrahmens zu gewährleisten.

In den Konstruktionsnormen nimmt die Qualitätssicherung eine vorrangige Stellung ein. Als Qualität wird die Gesamtheit von Merkmalen eines Bauwerkes bezeichnet, die zur Erfüllung eines bestimmten und im voraus definierten Verwendungszweckes genügen. Qualität ist also kein allgemein gültiger Massstab. Sie ist vielmehr ein Mass für die Übereinstimmung des ausgeführten Bauwerkes mit den vorgegebenen Anforderungen. Eine systematische Qualitätssicherung umfasst die folgenden vier Elemente:

- Sie beginnt mit der eindeutig formulierten Zielvorgabe. Diese muss im Verlaufe des Planungs- und Bauprozesses kritisch überprüft und allenfalls angepasst werden.
- Die Zielvorgaben werden mit Plänen und Baubeschrieben in eine gleichgerichtete Ausführung umgesetzt. Dabei ist zu beachten, dass oft neue Planungs- und Ausführungsteams zusammengesetzt werden müssen.
- In der Regel ist jedes Bauwerk ein Prototyp. Dementsprechend muss die Ausführung den spezifischen Randbedingungen Rechnung tragen, die sich aus der Umwelt, den verfügbaren Materialien und Geräten ergeben.
- Eine zielgerichtete Ausführung verlangt Selbstkontrollen und eine unabhängige Überwachung von aussen. Vorgesehene Regelkreise müssen Korrekturen erlauben.

Grösse und Komplexität einzelner Bauwerke nehmen ständig zu. Die Ansprüche an die Bauwerke steigen, und die Einwirkungen werden vielfältiger. Die jährlich auftretenden Bauschäden erreichen ein volkswirtschaftlich bedeutendes Ausmass. Diese Schäden gehen meist auf Fehler der am Bau Beteiligten zurück: Rechenfehler, Montagefehler, Kommunikationsfehler oder Unterhaltsfehler. Aus diesen Gründen müssen die Konstruktionsnormen periodisch angepasst werden.

## Was wollen die neuen Konstruktionsnormen?

Der Aufbau der neuen Konstruktionsnormen wird wesentlich geprägt durch die in der Baupraxis mancherorts erprobten, in der Norm aber neuformulierten Massnahmen zur systematischen Qualitätssicherung. Entsprechend der Einsicht, dass Qualität nicht bloss mittels Berechnung und Bemessung erreichbar ist, enthalten die neuen Konstruktionsnormen grundsätzliche Regeln zur zielgerichteten Abwicklung des Planungs- und Bauprozesses. Die Bedeutung der Überwachung und Kontrolle wird durch die Herausgabe gleichwertiger Prüfnormen hervorgehoben; im Stahlbau sind es die europäischen Normen, und im Betonbau ist es die Norm SIA 162/1.

### Berechnung und Bemessung

Auch das Konzept für die eigentliche Berechnung und Bemessung hat sich gewandelt. Die 1956 gleichzeitig veröffentlichten Normen SIA 160, 161 und 162 für Belastungsannahmen, Stahlbauten und Betonbauten begrenzten die Materialausnützung einheitlich auf der Basis der zulässigen Spannungen. Die Belastungsannahmen waren auf das entsprechende Bemessungsniveau abgestimmt. In den siebziger Jahren sind gestaffelt neue Normen zum konstruktiven Ingenieurbau erschienen, welche die Berechnung nach den Methoden der Plastizitätstheorie erlaubten.

Für den Nachweis der Tragsicherheit fehlten aber bisher die entsprechenden Angaben für die massgebenden Lasten. Mit Sicherheitsfaktoren und Lastkombinationsregeln wurde diese Lücke geschlossen, nicht in der Norm für Belastungsannahmen, sondern in den Normen für Stahlbauten bzw. Betonbauten. Das Nebeneinander verschiedener Konzepte für die Berechnung und Bemessung, die konzentrierte Ausrichtung auf den Nachweis der Tragsicherheit und das Fehlen adäquater Belastungsannahmen lösten den Entschluss der zentralen Normenkommission des SIA aus, eine neue Generation von Konstruktionsnormen in Angriff zu nehmen. Diese neuen Konstruktionsnormen sollen auf folgenden Grundsätzen aufbauen:

- Klare, formale und inhaltliche Trennung der Nachweise der Tragsicherheit, der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdungssicherheit;
- Von den Bauweisen unabhängige Regelung der Annahmen bezüglich der Lasten und Einwirkungen in der Norm SIA 160;

- Ausrichten der Angaben der massgebenden Lasten und Einwirkungen auf die verschiedenen Nachweise.

Mit diesen Grundsätzen stehen die neuen Konstruktionsnormen im Einklang mit den in Entwicklung befindlichen europäischen Normen.

### Tragsicherheit

Der Begriff Sicherheit bezieht sich in den Konstruktionsnormen auf den Schutz von Personen vor den Folgen von Tragwerksversagen. Bauaufgaben, die die Lebensgrundlagen eines grossen Bevölkerungskreises gefährden, sind ebenfalls als Sicherheitsproblem zu behandeln, auch wenn keine unmittelbare Gefahr für Personen droht. Zu diesen Bauaufgaben zählen Hochwasserschutzanlagen oder Tankanlagen im Bereich von genutztem Grundwasser. Gleicherweise sind Bauaufgaben dann als Sicherheitsproblem zu betrachten, wenn unersetzliche Kulturgüter gefährdet sind.

Die Beurteilung der Sicherheit gegenüber einer Gefahr erfolgt vorzugsweise anhand von konkreten Situationsanalysen. Der Ingenieur stellt mögliche gefährliche Situationen, die im Verlaufe der vorgesehenen Nutzungsdauer auf ein Bauwerk zutreffen können, gedanklich dar. Eine solche Darstellung wird Gefährdungsbild genannt.

Dieser Begriff ist von dem im Englischen geläufigen Ausdruck hazard scenario hergeleitet.

### Beispiele

Mit Hilfe der einzelnen Gefährdungsbilder analysiert der Ingenieur das Ausmass der möglichen Gefährdung und trifft fallweise die bestgeeignete Massnahme zur Gefahrenabwehr. Eine solche gefährliche Situation hat am 25. September 1978 auf einer Autobahn in Deutschland geherrscht, als ein schweres Silofahrzeug beim Überholen von der Fahrbahn abkam, die Leitschranken überfuhr und die Mittelpfeiler einer Brücke mitriss. Der plötzliche Brückeneinsturz verursachte folgenschwere Auffahrunfälle mit Todes- und Verletzungsoffern. Eine im Brückenüberbau liegende Wasserleitung barst beim Einsturz und verursachte weitere schwerwiegende Folgeschäden.

Der Unfall kann als Beispiel für ein Gefährdungsbild aufgeführt werden und kann dazu dienen, allgemein gültige Massnahmen zur Gefahrenabwehr zu formulieren. Als mögliche Massnahme lassen sich die folgenden aufreihen:

- Die Brücke über eine Autobahn überspannt diese ohne Mittelabstüt-

zung, z. B. als Sprengwerk. Dadurch wird die Gefahr des Anpralls auf die Mittelabstützung an der Gefahrenquelle selbst eliminiert.

- In der Folge auf den oben beschriebenen Unfall sind von den zuständigen Behörden im Bereiche von gefährdeten Stützen Überholverbote und Geschwindigkeitsbegrenzungen für schwere Fahrzeuge empfohlen worden. Die Gefahr wird also mittels Kontrollen reduziert.
- Das Tragwerk wird in solcher Weise konzipiert und bemessen, dass entweder die Mittelabstützung dem Anprall standhält, oder dass der Brückenüberbau beim Ausfall zwar grosse Verformungen erleiden kann, aber nicht einstürzt. Die Gefahr wird durch Vorhalten von Tragreserven überwältigt. Solche Tragreserven waren es, die am 16. November 1979 einen Brückeneinsturz in Deutschland verhinderten. Ebenfalls ein schweres Silofahrzeug prallte bei regennasser Fahrbahn, Seitenwind und schlechten Sichtverhältnissen auf die Mittelabstützung und riss diese weg. Die zum Zeitpunkt des Aufpralls unbelastete Brücke sackte um 27 cm ab. Die Autobahn konnte aber nach dem Einbau einer provisorischen Stütze nach nur 14 Stunden für den Verkehr wieder geöffnet werden.
- Sicherheit gegenüber jeder Gefahr ist nicht erreichbar. Seltene Ereignisse mit absehbarem Schadenausmass müssen als Rest-Risiko akzeptiert werden.

### Sicherheitsplan

Die Sicherheitsziele und die Gefährdungsbilder, die in Betracht gezogen werden müssen, werden im Sicherheitsplan festgehalten bzw. zusammengefasst. Im Sicherheitsplan werden auch die Massnahmen zur Gefahrenabwehr bestimmt. Für die Ausführungsphase legt der Sicherheitsplan zudem die Kontrollen fest. Überwachungs- und Unterhaltsanweisungen fassen jene Teile zusammen, die für den Eigentümer und Benützer wichtig sind. Grundsätzlich muss für jedes Bauwerk ein Sicherheitsplan aufgestellt werden. Die Angaben in den Konstruktionsnormen sind jedoch so abgefasst, dass für den Grossteil der Bauwerke der Sicherheitsplan sich stark vereinfacht. Insbesondere sind die Sicherheitsziele in den Normen allgemein verbindlich festgelegt. Das akzeptierte Risiko ist mit der Angabe der Kennwerte für Tragwiderstand und Einwirkung bestimmt. Regeln für die Überwachung der Bauausführungen sind in den Konstruktionsnormen ebenso enthalten, wie in der neuen Empfehlung SIA 169 Hinweise zum

Unterhalt aufgeführt sind. Im Normalfall enthält also der Sicherheitsplan die Gefährdungsbilder, die zu berücksichtigen sind, und die entsprechenden Massnahmen zur Gefahrenabwehr.

### Gebrauchstauglichkeit

Unter dem Begriff der Gebrauchstauglichkeit werden all jene Merkmale und Eigenschaften eines Tragwerkes eingereiht, die seine vorausgeplante und vereinbarte Nutzung gewährleisten. Die Gebrauchstauglichkeit gilt als gegeben, wenn sich das Tragwerk unter den vereinbarten Nutzungszuständen im Rahmen bestimmter Grenzen verhält.

Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit werden durch Nutzungsziele festgelegt. In den Konstruktionsnormen werden drei Nutzungsziele unterschieden:

- Dauerhaftigkeit des Tragwerks,
- Funktionstüchtigkeit des Tragwerks,
- gutes Aussehen des Tragwerks.

Die Dauerhaftigkeit des Tragwerks wird beeinträchtigt durch Korrosion, durch witterungsbedingte Einwirkungen wie Feuchtigkeit und Frost, durch betriebsbedingte Einwirkungen wie Abrieb und Frosttausalz oder chemische Einflüsse. Die Funktionstüchtigkeit des Tragwerks wird einerseits in bezug auf die Dichtigkeit und in bezug auf bauphysikalische Anforderungen wie Schallisolation definiert. Sie wird auch beurteilt anhand der Randbedingungen sekundärer Bauteile, Einrichtungen und Maschinen. Die Funktionstüchtigkeit des Tragwerks gilt aber nicht zuletzt auch für den Komfort der Benützer. Das gute Aussehen des Tragwerks kann beispielsweise durch grosse Verformungen, klaffende Risse oder eindringendes Wasser gestört werden.

Die Nutzungsziele lassen sich mit Hilfe vielfältiger Massnahmen erreichen. Als wirksame Massnahmen drängen sich auf: Eine sorgfältige Auswahl der Baustoffe und konstruktive Durchbildung, eine ausreichende Bemessung der Tragelemente, eine zweckmässige Ausführung und sinnvolle Überwachung. Nach der Erstellung können aber die Dauerhaftigkeit, die Funktionstüchtigkeit und das gute Aussehen nur mittels angemessenem Unterhalt aufrechterhalten werden.

Ob die Nutzungsziele erreicht werden, wird mit Hilfe der im voraus festgelegten Kriterien überprüft. Für die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit von Betonbauten ist beispielsweise das Risseverhalten von massgebender Bedeutung. Sekundäre Bauteile und Einrichtungen können infolge grosser Verformungen

des Tragwerks beschädigt werden; also sind die Verformungen unter Kontrolle zu halten.

Aus leicht einsehbaren Gründen können Nutzungszustände und Grenzen des Tragwerksverhaltens nicht allgemein gültig festgelegt werden. So sind die Anforderungen an die Auslenkungen eines Turmes mit Richtstrahlantennen niemals dieselben wie jene an einen Aussichtsturm. Sicher wird auch das Risseverhalten eines Behälters unterschiedlich beurteilt gegenüber dem Risseverhalten einer Flachdecke in einem Gebäude.

Aus der Vielzahl der Möglichkeiten versuchen jedoch die neuen Konstruktionsnormen für allgemein übliche Bauten Regeln und Bestimmungen zur Gebrauchstauglichkeit sowohl in bezug auf die Nutzungszustände als auch in bezug auf das Tragwerksverhalten festzulegen. Aufgrund von Wirtschaftlichkeits- und Risikoüberlegungen können aber zwischen dem Bauherrn und den verantwortlichen Fachleuten abweichende Anforderungen vereinbart werden.

Als Beispiel einer solchen Absprache sei eine Parkgarage aufgeführt. Die Autos bringen bei Regen und vor allem bei Schnee Feuchtigkeit in die Garage. Wasser, das durch die Geschossdecken dringt, beschädigt die Lackierung der darunter parkierten Autos, weil das Wasser beim Durchfliessen durch den Beton alkalisch wird. Das Risiko muss dem Bauherrn bekannt gemacht werden. Wenn nun der Bauherr das Risiko nicht eingehen will, müssen Massnahmen zur Dichtigkeit der Geschossdecken ergriffen werden. Entweder können auftretende Risse durch eine ausreichende Bewehrung fein verteilt werden, und zusammen mit der Anwendung einer geeigneten Betonrezeptur kann ein dichtes Tragwerk erreicht werden. Auch kann eine Schutzschicht vorgesehen werden, die gleichzeitig als Isolation und Belag dient. Zusammen mit einer guten Entwässerung der Oberfläche dringt dann kein Wasser durch die Geschossdecken, auch wenn diese vielleicht Risse aufweisen. Die Kosten für Erstellung und Unterhalt sind sicher unterschiedlich für die beiden aufgeführten Varianten. Mit den verschiedenen Massnahmen werden aber auch unterschiedliche Nutzen erreicht. Eine sorgfältige Beratung durch die beteiligten Fachleute und eine frühzeitige Absprache mit dem Bauherrn sind in solchen Fällen ratsam.

Analog zum Sicherheitsplan dient der Nutzungsplan zur Festlegung der Nutzungsziele. Im Nutzungsplan sind sodann die massgebenden Zustände, die sogenannten Nutzungszustände aufge-



führt. Die Nutzungszustände sind charakterisiert durch Einwirkungen aus der Nutzung selbst und solchen aus der Umwelt. Im weiteren hält der Nutzungsplan die gewählten Massnahmen fest und gibt Anweisungen für die Überwachung und den Unterhalt. Im Normalfall enthält der Nutzungsplan nur die Nutzungsziele, die Massnahmen und die Angaben zu Überwachung und Unterhalt. Die Einwirkungen zu den massgebenden Nutzungszuständen und die Grenzwerte der zu überprüfenden Kriterien sind ohne besondere Vereinbarungen den Normen zu entnehmen. Ein diesbezüglicher Hinweis im Nutzungsplan genügt.

### Ermüdung

Die Tragsicherheit eines Bauwerks wird immer unter der Annahme nachgewiesen, dass der Tragwiderstand über die geplante Nutzungsdauer erhalten bleibt oder sogar zunimmt. Gegenüber Korrosion und schädlichen Einwirkungen aus der Umwelt kann aber nur ein angemessener Unterhalt einen ausreichenden und über die Zeit konstanten Tragwiderstand gewährleisten. Der Tragwiderstand wird aber auch durch die Belastungen selbst beeinflusst. Bei oft wiederholten Beanspruchungen wird der Tragwiderstand gefährdeter Bauwerke reduziert. Der Bruch tritt

dann unter normaler Nutzung infolge Ermüdung der Baustoffe ein: Eine Erkenntnis, die erstmals nach dem Brückeneinsturz in Münchenstein im letzten Jahrhundert klar ins Bewusstsein der Fachleute gedrungen ist.

Aus diesem Grunde enthalten die Konstruktionsnormen nebst den Nachweisen der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit auch einen Nachweis der Ermüdungssicherheit.

Adressen der Verfasser: Dr. sc. techn. M. Grenacher, dipl. Ing. ETH/SIA, Fröhlichstr. 29, 5200 Brugg; Dr. sc. techn. P. Lüchinger, dipl. Ing. ETH/SIA, Wenaweser + Wolfensberger AG, Reinhardstr. 10, 8034 Zürich.

## Massnahmen gegen menscheninduzierte Bauwerksschwingungen

Von Hugo Bachmann, Zürich

Von Menschen erregte Schwingungen können vor allem die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken erheblich beeinträchtigen. Gefährdet sind insbesondere Fussgängerbauwerke, Bürogebäude, Turn- und Sporthallen, Tanzlokale und Konzertsäle sowie Sprungtürme in Schwimmbädern.

Als Gegenmassnahme kommt vor allem die Frequenzabstimmung in Betracht. Dabei muss berücksichtigt werden, dass wesentliche Kräfte nicht nur in der eigentlichen Schritt-, Hüpf- oder Tanzfrequenz, sondern auch in den Frequenzen von oberen bzw. unteren Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last abgegeben werden.

### Vermehrt auftretende Problemfälle

Zunehmend treten Fälle auf, wo Bauwerke durch Menschen zu störenden oder gar schädlichen Schwingungen angeregt werden. Wegen der verhältnismässig geringen Nutzlast, die normalerweise als statisch wirkend angenommen wird, sind solche Tragwerke oft sehr schlank konstruiert. Häufig wird die Gefahr übersehen oder unterschätzt, dass dynamische Lasten für die Dimensionierung massgebend sein können.

Dabei geht es oft weniger um eine unzulässige Beanspruchung der eigentlichen Tragkonstruktion, sondern vor allem um eine mögliche Beeinträchtigung von Personen. Schwingungen werden nicht nur als unangenehm empfunden, sie können den Menschen auch stark verunsichern, was bis zum fluchtartigen Verlassen des Aufenthaltsortes führen kann [2].

Insbesondere bei Hochbauten können auch Sekundärelemente wie Fassaden-

teile, Beleuchtungskörper, Ausrüstungsgegenstände usw. Schäden erleiden. Menscheninduzierte Schwingungen sind somit vorwiegend ausgesprochene Probleme der Gebrauchstauglichkeit.

### Vielfältige dynamische Lasten

Körperliche Aktivitäten des Menschen können sehr verschiedenartige dynamische Lasten verursachen. Für die Beanspruchungen von Bauwerken stehen die periodischen Lasten im Vordergrund. Sie resultieren vor allem aus folgenden menschlichen Bewegungsformen:

- Gehen,
- Laufen,
- Hüpfen,
- Tanzen

In dieser Grobeinteilung können andere Bewegungsformen wie rhythmische Sprungübungen bei Konditionstrainings, Jazztanzübungen, Fussstampfen und Händeklatschen sowie Mitwippen

des Körpers bei Konzertveranstaltungen usw. eingeschlossen sein, oder sie stellen allenfalls Kombinationen dieser Bewegungsformen dar.

Transiente Lasten ergeben sich vor allem, wenn ein Einzelstoss auf ein Bauwerk oder Bauteil ausgeübt wird, wie z.B. beim Absprung von einem Sprungturm, beim Auftreffen auf einen Hallenboden nach Absprung aus erhöhter Lage, oder bei einem Schulterstoss gegen eine Wand.

Bei periodischen Lasten sind sowohl die Form des zeitlichen Verlaufs als auch die Frequenz der Last von der Bewegungsform abhängig. Ausserdem spielt auch die Anzahl der beteiligten Personen eine Rolle. Hier sei nicht näher auf die verschiedenen möglichen zeitlichen Verläufe dynamischer Lasten eingegangen; eine systematische Darstellung und Diskussion ist in [1] enthalten.

Von erheblicher Bedeutung ist jedoch die Feststellung, dass unter Umständen wesentliche Lasten nicht nur in der eigentlichen Schritt-, Hüpf- oder Tanzfrequenz, sondern auch in den Frequenzen von oberen bzw. unteren Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last abgegeben werden (vor allem doppelte und halbe Schrittfrequenz, doppelte Hüpfrequenz, usw.).

### Mögliche Massnahmen

Bei den Massnahmen gegen menscheninduzierte Bauwerksschwingungen steht die Frequenzabstimmung im Vordergrund; die im allgemeinen eine zweckmässige Lösung erlaubt. In be-

führt. Die Nutzungszustände sind charakterisiert durch Einwirkungen aus der Nutzung selbst und solchen aus der Umwelt. Im weiteren hält der Nutzungsplan die gewählten Massnahmen fest und gibt Anweisungen für die Überwachung und den Unterhalt. Im Normalfall enthält der Nutzungsplan nur die Nutzungsziele, die Massnahmen und die Angaben zu Überwachung und Unterhalt. Die Einwirkungen zu den massgebenden Nutzungszuständen und die Grenzwerte der zu überprüfenden Kriterien sind ohne besondere Vereinbarungen den Normen zu entnehmen. Ein diesbezüglicher Hinweis im Nutzungsplan genügt.

### Ermüdung

Die Tragsicherheit eines Bauwerks wird immer unter der Annahme nachgewiesen, dass der Tragwiderstand über die geplante Nutzungsdauer erhalten bleibt oder sogar zunimmt. Gegenüber Korrosion und schädlichen Einwirkungen aus der Umwelt kann aber nur ein angemessener Unterhalt einen ausreichenden und über die Zeit konstanten Tragwiderstand gewährleisten. Der Tragwiderstand wird aber auch durch die Belastungen selbst beeinflusst. Bei oft wiederholten Beanspruchungen wird der Tragwiderstand gefährdeter Bauwerke reduziert. Der Bruch tritt

dann unter normaler Nutzung infolge Ermüdung der Baustoffe ein: Eine Erkenntnis, die erstmals nach dem Brückeneinsturz in Münchenstein im letzten Jahrhundert klar ins Bewusstsein der Fachleute gedrungen ist.

Aus diesem Grunde enthalten die Konstruktionsnormen nebst den Nachweisen der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit auch einen Nachweis der Ermüdungssicherheit.

Adressen der Verfasser: Dr. sc. techn. M. Grenacher, dipl. Ing. ETH/SIA, Fröhlichstr. 29, 5200 Brugg; Dr. sc. techn. P. Lüchinger, dipl. Ing. ETH/SIA, Wenaweser + Wolfensberger AG, Reinhardstr. 10, 8034 Zürich.

## Massnahmen gegen menscheninduzierte Bauwerksschwingungen

Von Hugo Bachmann, Zürich

Von Menschen erregte Schwingungen können vor allem die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken erheblich beeinträchtigen. Gefährdet sind insbesondere Fussgängerbauwerke, Bürogebäude, Turn- und Sporthallen, Tanzlokale und Konzertsäle sowie Sprungtürme in Schwimmbädern.

Als Gegenmassnahme kommt vor allem die Frequenzabstimmung in Betracht. Dabei muss berücksichtigt werden, dass wesentliche Kräfte nicht nur in der eigentlichen Schritt-, Hüpf- oder Tanzfrequenz, sondern auch in den Frequenzen von oberen bzw. unteren Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last abgegeben werden.

### Vermehrt auftretende Problemfälle

Zunehmend treten Fälle auf, wo Bauwerke durch Menschen zu störenden oder gar schädlichen Schwingungen angeregt werden. Wegen der verhältnismässig geringen Nutzlast, die normalerweise als statisch wirkend angenommen wird, sind solche Tragwerke oft sehr schlank konstruiert. Häufig wird die Gefahr übersehen oder unterschätzt, dass dynamische Lasten für die Dimensionierung massgebend sein können.

Dabei geht es oft weniger um eine unzulässige Beanspruchung der eigentlichen Tragkonstruktion, sondern vor allem um eine mögliche Beeinträchtigung von Personen. Schwingungen werden nicht nur als unangenehm empfunden, sie können den Menschen auch stark verunsichern, was bis zum fluchtartigen Verlassen des Aufenthaltsortes führen kann [2].

Insbesondere bei Hochbauten können auch Sekundärelemente wie Fassaden-

teile, Beleuchtungskörper, Ausrüstungsgegenstände usw. Schäden erleiden. Menscheninduzierte Schwingungen sind somit vorwiegend ausgesprochene Probleme der Gebrauchstauglichkeit.

### Vielfältige dynamische Lasten

Körperliche Aktivitäten des Menschen können sehr verschiedenartige dynamische Lasten verursachen. Für die Beanspruchungen von Bauwerken stehen die periodischen Lasten im Vordergrund. Sie resultieren vor allem aus folgenden menschlichen Bewegungsformen:

- Gehen,
- Laufen,
- Hüpfen,
- Tanzen

In dieser Grobeinteilung können andere Bewegungsformen wie rhythmische Sprungübungen bei Konditionstrainings, Jazztanzübungen, Fussstampfen und Händeklatschen sowie Mitwippen

des Körpers bei Konzertveranstaltungen usw. eingeschlossen sein, oder sie stellen allenfalls Kombinationen dieser Bewegungsformen dar.

Transiente Lasten ergeben sich vor allem, wenn ein Einzelstoss auf ein Bauwerk oder Bauteil ausgeübt wird, wie z.B. beim Absprung von einem Sprungturm, beim Auftreffen auf einen Hallenboden nach Absprung aus erhöhter Lage, oder bei einem Schulterstoss gegen eine Wand.

Bei periodischen Lasten sind sowohl die Form des zeitlichen Verlaufs als auch die Frequenz der Last von der Bewegungsform abhängig. Ausserdem spielt auch die Anzahl der beteiligten Personen eine Rolle. Hier sei nicht näher auf die verschiedenen möglichen zeitlichen Verläufe dynamischer Lasten eingegangen; eine systematische Darstellung und Diskussion ist in [1] enthalten.

Von erheblicher Bedeutung ist jedoch die Feststellung, dass unter Umständen wesentliche Lasten nicht nur in der eigentlichen Schritt-, Hüpf- oder Tanzfrequenz, sondern auch in den Frequenzen von oberen bzw. unteren Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last abgegeben werden (vor allem doppelte und halbe Schrittfrequenz, doppelte Hüpfrequenz, usw.).

### Mögliche Massnahmen

Bei den Massnahmen gegen menscheninduzierte Bauwerksschwingungen steht die Frequenzabstimmung im Vordergrund; die im allgemeinen eine zweckmässige Lösung erlaubt. In be-

sonderen Fällen empfiehlt es sich, eine erzwungene Schwingung zu berechnen. Unter Umständen können auch Sondermassnahmen getroffen werden wie z.B. das Anbringen von Schwingungstilgern. Ziel jeglicher Massnahmen ist es, die Bauwerksschwingungen innerhalb zulässiger Grenzen zu halten. Solche werden meist in Form von Anhaltswerten angegeben [1].

Bei der Frequenzabstimmung geht es darum, dafür zu sorgen, dass die Eigenfrequenzen des Bauwerks, insbesondere dessen Grundfrequenz, nicht in Bereichen möglicher oder häufiger Lastfrequenzen liegen. Als Lastfrequenzen gelten, wie erwähnt, nicht nur die Schritt-, Hüpf- oder Tanzfrequenz, sondern auch Frequenzen bestimmter Harmonischer des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last. Die Berechnung der Bauwerksfrequenzen sollte stets auf vorsichtige Weise die oberen und unteren Grenzwerte der Mitwirkung von Sekundärelementen wie Belägen, Geländern oder anderen Elementen berücksichtigen. Ebenfalls zu berücksichtigen sind die Grösse des dynamischen Elastizitätsmoduls, ein Übergang in den gerissenen Bereich inklusive Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit von Stahlbetonkonstruktionen usw. [1].

Die Berechnung einer erzwungenen Schwingung hat zum Ziel, das dynamische Verhalten eines Bauwerks rechnerisch vorherzusagen und zahlenmässig wichtige Ergebnisse anhand von Anhaltswerten zu beurteilen. Eine solche Berechnung kann mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sein. Zur oft ungenauen Bestimmung der Frequenzen des Bauwerks kommt die Problematik der Annahmen für die Dämpfung des Bauwerks, für den zeitlichen Verlauf der dynamischen Last sowie für den

Einfluss mehrerer Personen hinzu. Berechnungsergebnisse sind deshalb stets mit der nötigen Vorsicht zu behandeln.

Sondermassnahmen kommen vor allem dann in Frage, wenn eine eindeutige Frequenzabstimmung nicht möglich ist, oder wenn die Berechnung einer erzwungenen Schwingung unzulässige Bauwerksschwingungen anzeigt. Solche Massnahmen sind beispielsweise die Erhöhung der Dämpfung oder der Einsatz von Tilgern. Das Schwingungsverhalten schwach gedämpfter Konstruktionen kann allenfalls mittels Reibungsvorrichtungen bei Auflagern, Geländern usw. verbessert werden. In bestimmten Fällen kann das Anbringen eines oder mehrerer Schwingungstilger erfolgreich sein. Ein Tilger ist ein gedämpfter und auf das Hauptsystem sorgfältig abgestimmter Einmassenschwinger, der an geeigneter Stelle befestigt wird und unter gegebenen Umständen zu einer erheblichen Reduktion der Schwingungsamplituden führt. Derartige Sondermassnahmen kommen insbesondere bei der Sanierung bestehender Konstruktionen in Betracht.

In den folgenden Abschnitten werden in knapper Form für einige von Menschen erregbare Bauwerksarten Empfehlungen für die Frequenzabstimmung gegeben. Für andere Bauwerksarten, für nähere Begründungen, für die Berechnung einer erzwungenen Schwingung und für das Ergreifen von Sondermassnahmen, wird auf [1] verwiesen.

### Fussgängerbauwerke

Als Fussgängerbauwerke gelten Fussgängerbrücken und ähnlich beanspruchte Bauwerke wie Passerellen, Verbindungsgänge, weitgespannte Treppen, Schiffslandestege usw.

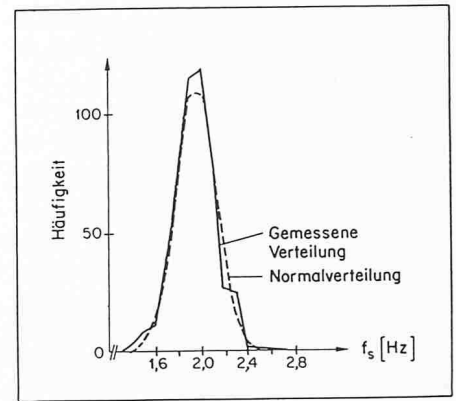


Bild 1. Häufigkeitsverteilung der Schrittfrequenz beim normalen Gehen (nach [3])

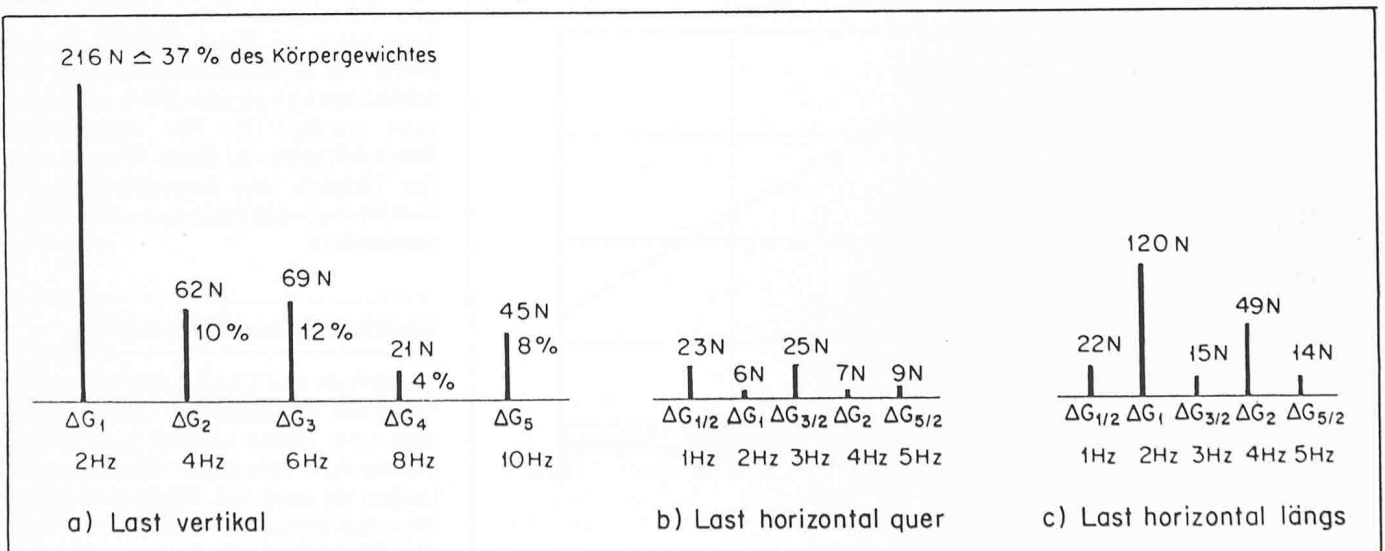
Im Bild 1 ist die Häufigkeitsverteilung der Schrittfrequenzen von Fussgängern beim normalen Gehen dargestellt (nach [3]). Der Mittelwert beträgt etwa 2 Hz, die gemessene Verteilung entspricht einer Normalverteilung recht gut. Die Standardabweichung ist verhältnismässig gering, sie liegt in der Grössenordnung von  $\pm 0,2$  Hz.

Im Bild 2 sind die Lastanteile (Fourier-Amplituden) des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Lasten, die ein Fussgänger beim normalen Gehen ausübt, in den Richtungen «vertikal», «horizontal quer» und «horizontal längs» dargestellt (nach [4]). Man erkennt, dass Lasten ausser in der Schrittfrequenz auch in den Frequenzen von Harmonischen abgegeben werden.

### Anregung vertikal

Aufgrund der Häufigkeitsverteilung der Schrittfrequenz von Fussgängern ist die Gefahr am grössten, dass Fussgängerbauwerke zu erheblichen vertikalen Biegeschwingungen angeregt werden, wenn deren Grundfrequenz zwischen 1,6 Hz und 2,4 Hz liegt.

Bild 2. Lastanteile der einzelnen Harmonischen (Fourier-Amplituden) der durch einen Fussgänger ausgeübten Lasten (nach [4])





Grund- und Oberfrequenzen in diesem Bereich sind deshalb auf jeden Fall zu vermeiden:

$$f_i = < 1,6 \text{ Hz}$$

$$f_i = > 2,4 \text{ Hz}$$

Für Fussgängerbauwerke ist zudem bedeutsam, dass auch Lasten in der doppelten Schrittfrequenz (2. Harmonische) auftreten. Daher sind insbesondere bei Bauwerken mit verhältnismässig geringer Steifigkeit und Dämpfung (vor allem Stahl- und Stahlverbundtragwerke) auch Grund- und Oberfrequenzen im Bereich zwischen etwa 3,5 Hz und 4,5 Hz vorsichtshalber zu vermeiden:

$$f_i = < 3,5 \text{ Hz}$$

$$f_i = > 4,5 \text{ Hz}$$

Eine bei Fussgängerbauwerken in praktisch allen Fällen akzeptable Lösung ist das Hochabstimmen der Grundfrequenz auf über etwa 5 Hz:

$$f_1 \geq 5 \text{ Hz}$$

#### Anregung horizontal

Der Mensch gibt beim Gehen auch horizontal quer und längs zur Gehrichtung Lasten ab. Diese sind erheblich kleiner als die vertikalen Lasten (Bild 2). Trotzdem können sie bei eher selten vorkommenden Konstruktionen zu Schwingungsproblemen führen [1].

Bei horizontal quer zur Gehrichtung weichen und meist auch schwach gedämpften Bauwerken kann bedeutsam sein, dass die Seitenschwankung des Schwerpunktes eines Fussgängers mit der halben Schrittfrequenz, d.h. mit etwa 1 Hz, erfolgt. Daher ist bei solchen Bauwerken der Frequenzbereich zwischen etwa 0,8 Hz und 1,2 Hz auf jeden Fall zu vermeiden. Ferner empfiehlt sich unter Umständen, auch Frequenzen im Bereich von etwa 2,6 Hz und 3,4 Hz zu vermeiden [1].

Horizontal längs zur Gehrichtung werden vor allem Kräfte in der ein- und zweifachen, aber auch in der halben Schrittfrequenz abgegeben (ungleiches Auftreten der beiden Füße). Daher sind Bauwerksfrequenzen in den Bereichen von etwa 0,8 Hz bis 1,2 Hz und unter Umständen auch solche von etwa 1,6 Hz bis 2,4 Hz zu vermeiden [1].

Als grober Anhaltswert für den zulässigen Schwingwert in vertikaler Richtung kann bei Fussgängerbauwerken eine Beschleunigung von etwa 5% g angenommen werden [1]. In [3] wird der doppelte Wert empfohlen, doch dürften dementsprechende Schwingungen bei häufig begangenen Bauwerken vom Publikum kaum akzeptiert werden.

### Turn- und Sporthallen

Bei Turn- und Sporthallen sind vor allem Decken sorgfältig zu bemessen, auf denen Konditionstrainings mit Hüpf-, Sprung- und Laufübungen durchgeführt werden. Die oft von zahlreichen Teilnehmern synchron ausgeübten dynamischen Lasten sind verhältnismässig gross [1,5]. Geringer können die Einwirkungen bei Jazztanztrainings in Gymnastiklokalen usw. sein.

Die beim Konditionstraining zu rhythmischer Musik festgestellten Hüpf-, Sprung- und Lauffrequenzen liegen zwischen 2,0 Hz und 3,2 Hz (selten bis etwa 3,4 Hz). Der zeitliche Verlauf der Last kann sehr unterschiedlich sein. Es hat sich jedoch gezeigt, dass als verhältnismässig einfache und zumindest in bezug auf die Frequenzen und die maximal mögliche Lastamplitude auch für andere Übungen repräsentative Standardübung das «Hüpfen an Ort» mit gleichzeitigem Auftreten beider Füße

betrachtet werden kann. Dabei spielt das Verhältnis Kontaktdauer zu Periode eine wichtige Rolle, das meist zwischen 0,3 Hz und 0,6 Hz liegt, im allgemeinen aber nicht eindeutig mit der Hüpf Frequenz korreliert. Im Bild 3 sind die Lastanteile (Fourier-Amplituden) des idealisierten zeitlichen Verlaufs des durch einen Turnenden beim «Hüpfen an Ort» ausgeübten vertikalen dynamischen Lasten («Halbsinusmodell») in Abhängigkeit vom erwähnten Verhältnis dargestellt (nach [1]). Man erkennt, dass ausser in der Hüpf Frequenz ( $\Delta G_1$ ) auch in den Frequenzen der 2. und 3. Harmonischen ( $\Delta G_2$ ,  $\Delta G_3$ ) wesentliche Lasten abgegeben werden.

Nach dem heutigen Stand der Kenntnisse ist bei Turn- und Sporthallen normalerweise eine Hochabstimmung auf die Frequenz der 2. Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last aus dem «Hüpfen an Ort» vorzunehmen. Darüber hinaus sollten die bei verschiedenen Bauweisen unterschiedlichen Werte für die vorhandene Steifigkeit, die Masse und die Dämpfung generell berücksichtigt werden. Dementsprechend wird das Einhalten der folgenden minimalen Grundfrequenzen empfohlen:

- Stahlbetonkonstruktionen  
 $f_1 > 7,5 \text{ Hz}$
- Spannbetonkonstruktionen  
 $f_1 > 8,0 \text{ Hz}$
- Verbundkonstruktionen (Stahlträger mit Ortsbetonplatte)  
 $f_1 > 8,5 \text{ Hz}$
- Stahlkonstruktionen (Stahlträger z.B. mit Decke aus mit Beton verfüllten Abkantblechen)  
 $f_1 > 9,0 \text{ Hz}$

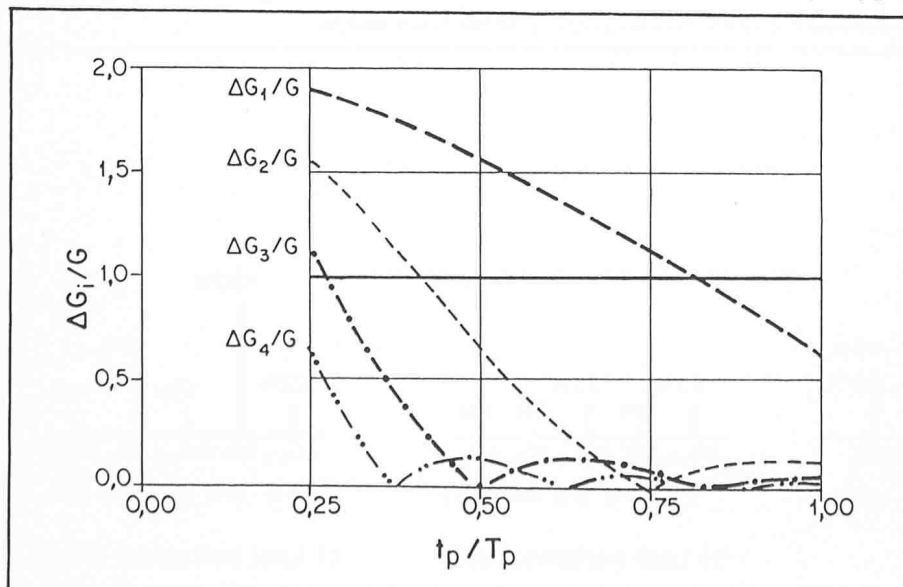
Die in der aufgeführten Reihenfolge zunehmenden Werte liegen in der mit gleicher Reihenfolge abnehmenden Steifigkeit, Masse und Dämpfung begründet.

Als grober Anhaltswert für den zulässigen Schwingwert in vertikaler Richtung kann bei Turn- und Sporthallen sowie bei Gymnastiklokalen eine Beschleunigung von etwa 5% g angenommen werden [1]. Für angrenzende Räumlichkeiten ist dieser Wert je nach der Tätigkeit und Expositionszeit der dort anwesenden Personen erheblich zu vermindern.

### Tanzlokale und Konzertsäle

Tanzlokale und Konzertsäle können erheblichen dynamischen Lasten ausgesetzt sein. Dabei kann es sich sowohl um normale öffentliche Tanzveranstaltungen als auch um Popkonzerte handeln, bei denen das Publikum zu eigenen Aktivitäten wie Fussstapfen und

Bild 3. Lastanteile der einzelnen Harmonischen (Fourier-Amplituden) beim Halbsinus-Modell (nach [1])



Händeklatschen sowie Mitwippen des Körpers animiert wird. Auch andere Bauwerke wie Tribünen von Sportstadien, wo solche Konzerte stattfinden, können derart beansprucht werden.

Die bei Tanz- und Konzertveranstaltungen auftretenden dynamischen Lasten sind verhältnismässig schlecht bekannt. Da in der Regel der Bodenkontakt stets vorhanden bleibt, sind die durch eine Person ausgeübten Lasten erheblich geringer als beim «Hüpfen an Ort». Andererseits ist die Flächenbelegung erheblich grösser, so dass insgesamt in der Frequenz der massgebenden 2. Harmonischen die Lasteinwirkungen von ähnlicher Grössenordnung sind. In Tanzlokalen und Konzertsälen wird jedoch im Vergleich zu Turn- und Sporthallen bei den dynamischen Lasten der Frequenzbereich von 3 Hz bis 3,4 Hz normalerweise vermieden, so dass eine Hochabstimmung auf die Frequenz der 2. Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last zu kleineren erforderlichen Grundfrequenzen führt. Es wird das Einhalten der folgenden minimalen Grundfrequenzen empfohlen:

- Stahlbetonkonstruktionen  
 $f_1 > 6,5$  Hz
- Spannbetonkonstruktionen  
 $f_1 > 7,0$  Hz
- Verbundkonstruktionen (Stahlträger mit Ortsbetonplatte)  
 $f_1 > 7,5$  Hz

- Stahlbetonkonstruktionen (Stahlträger z.B. mit Decke aus mit Beton verfüllten Abkantblechen)  
 $f_1 > 8,0$  Hz

Die in der aufgeführten Reihenfolge zunehmenden Werte sind analog begründet wie bei den Turn- und Sporthallen. Für einen groben Anhaltswert gilt ebenfalls das dort Gesagte. Bei der Berechnung der Grundfrequenz ist die unter Umständen sehr erhebliche Masse der Personen in geeigneter Weise zu berücksichtigen [1].

## Folgerungen

Von Menschen induzierte Schwingungen können vor allem die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken erheblich beeinträchtigen. Massgebliche Einwirkungen können Gehen und Laufen, Hüpfen sowie Tanzen sein. Bei den hier kurz behandelten Bauwerksarten – Fussgängerbauwerke, Turn- und Sporthallen, Tanzlokale und Konzertsäle – sollten die Bauwerksfrequenzen in vertikaler und allenfalls in horizontaler Richtung in solcher Weise abgestimmt werden, dass die angegebenen Frequenzbedingungen eingehalten sind. In besonderen Fällen empfiehlt es sich, eine erzwungene Schwingung zu berechnen und die Ergebnisse anhand von Anhaltswerten zu beurteilen. Un-

ter Umständen, vor allem bei Sanierungen, können auch Sondermassnahmen wie z.B. das Anbringen von Schwingungstilgern zum Ziel führen.

Adresse des Autors: Prof. Dr. Hugo Bachmann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

## Literatur

- [1] Bachmann, H.; Ammann, W. Schwingungsprobleme bei Bauwerken – Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen. Structural Engineering Documents Nr. 3. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH), Zürich, 1987.
- [2] Bachmann, H. Durch Menschen erregte Bauwerksschwingungen – am Beispiel einer Turnhalle. Schweizer Ingenieur und Architekt 101 (1983) H. 6, S. 104
- [3] Matsumoto, Y.; Nishioka, T.; Shiojiri, H.; Matsuzaki, K. Dynamic Design of Footbridges. IABSE-Proceedings, P-17/78, Aug. 1978. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH), Zürich
- [4] Schulze, H. Dynamische Einflüsse der Verkehrslast auf Fussgängerbrücken. Signal und Schiene. .. (1980) H. 2, S. 91-93 H. 3, S. 143-147.
- [5] Baumann, K; Bachmann, H. Durch Menschen verursachte dynamische Lasten und deren Auswirkungen auf Balkentragwerke. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7501-3, erscheint 1987 im Birkhäuser Verlag, Basel.

# Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel

Von Jakob Oertle und Bruno Thürlimann, Zürich

**Ermüdungsversuche an teilweise vorgespannten Trägern zeigten ein unerwartet frühes Versagen der Kabel infolge von Reib-Ermüdung (fretting fatigue) im Vergleich zu Proben an nackten Spanndrähten und Spannlitzen. Die Vielfalt der einwirkenden Parameter wurde an Kleinkörper-Versuchen studiert. Die wichtigsten Ergebnisse sind hier zusammengefasst.**

## Einleitung

Die Berücksichtigung der Ermüdung bei der Bemessung von Spannbetontragwerken hat infolge höherer Ausnutzung der Materialien, zunehmender Belastungsintensität sowie verschärfter Umwelteinflüsse an Bedeutung stark zugenommen. Eine genauere Untersuchung des Ermüdungsverhaltens drängte sich daher auf. Am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich sind entsprechende Untersuchungen seit einigen Jahren im Gange.

## Versuche an teilweise vorgespannten Trägern

Im Bericht «Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams» (August 1985) sind die Resultate von Ermüdungsversuchen an 15 Balken von 6,7 m Länge zusammengestellt [1]. Es zeigte sich, dass das Ermüdungsverhalten einbetonierter, ausinjizierter Spannglieder bedeutend ungünstiger ist als dasjenige nackter Proben von Spanndrähten und -litzen. Ursache dieses unerwarteten Verhaltens ist hauptsächlich die Reib-

Ermüdung (fretting fatigue), die bisher im Spannbeton – ausgenommen bei Verankerungen – zu wenig beachtet worden ist. Ein Riss im Träger hat zur Folge, dass in seiner unmittelbaren Umgebung kleine Relativverschiebungen zwischen dem Kabel und dem Hüllrohr entstehen. Die dabei erzeugte Reibung induziert eine vorzeitige Ermüdung. Dieses Phänomen ist im Maschinenbau schon länger bekannt [2,3].

Die durchgeführten Versuche (Bild 1) waren nicht auf das Studium der überraschend aufgetretenen Reib-Ermüdung ausgelegt. Im besonderen war es nachträglich nicht mehr möglich, die Vielfalt der einwirkenden Parameter (Spannungsamplitude, Hüllrohrmaterial, Krümmungsradius, Querpressung, Gruppenwirkung, usw.) zu separieren. Folglich wäre es auch unverantwortlich gewesen, quantitative Angaben über den Abfall der Ermüdungsfestigkeit infolge von Reib-Ermüdung zu machen. In diesem Beitrag wird ferner darauf hingewiesen, dass die im Bericht [1] veröffentlichten Spannungsamplituden

Händeklatschen sowie Mitwippen des Körpers animiert wird. Auch andere Bauwerke wie Tribünen von Sportstadien, wo solche Konzerte stattfinden, können derart beansprucht werden.

Die bei Tanz- und Konzertveranstaltungen auftretenden dynamischen Lasten sind verhältnismässig schlecht bekannt. Da in der Regel der Bodenkontakt stets vorhanden bleibt, sind die durch eine Person ausgeübten Lasten erheblich geringer als beim «Hüpfen an Ort». Andererseits ist die Flächenbelegung erheblich grösser, so dass insgesamt in der Frequenz der massgebenden 2. Harmonischen die Lastenwirkungen von ähnlicher Grössenordnung sind. In Tanzlokalen und Konzertsälen wird jedoch im Vergleich zu Turn- und Sporthallen bei den dynamischen Lasten der Frequenzbereich von 3 Hz bis 3,4 Hz normalerweise vermieden, so dass eine Hochabstimmung auf die Frequenz der 2. Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der dynamischen Last zu kleineren erforderlichen Grundfrequenzen führt. Es wird das Einhalten der folgenden minimalen Grundfrequenzen empfohlen:

- Stahlbetonkonstruktionen  
 $f_1 > 6,5$  Hz
- Spannbetonkonstruktionen  
 $f_1 > 7,0$  Hz
- Verbundkonstruktionen (Stahlträger mit Ortsbetonplatte)  
 $f_1 > 7,5$  Hz

- Stahlbetonkonstruktionen (Stahlträger z.B. mit Decke aus mit Beton verfüllten Abkantblechen)  
 $f_1 > 8,0$  Hz

Die in der aufgeführten Reihenfolge zunehmenden Werte sind analog begründet wie bei den Turn- und Sporthallen. Für einen groben Anhaltswert gilt ebenfalls das dort Gesagte. Bei der Berechnung der Grundfrequenz ist die unter Umständen sehr erhebliche Masse der Personen in geeigneter Weise zu berücksichtigen [1].

## Folgerungen

Von Menschen induzierte Schwingungen können vor allem die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken erheblich beeinträchtigen. Massgebliche Einwirkungen können Gehen und Laufen, Hüpfen sowie Tanzen sein. Bei den hier kurz behandelten Bauwerksarten – Fussgängerbauwerke, Turn- und Sporthallen, Tanzlokale und Konzertsäle – sollten die Bauwerksfrequenzen in vertikaler und allenfalls in horizontaler Richtung in solcher Weise abgestimmt werden, dass die angegebenen Frequenzbedingungen eingehalten sind. In besonderen Fällen empfiehlt es sich, eine erzwungene Schwingung zu berechnen und die Ergebnisse anhand von Anhaltswerten zu beurteilen. Un-

ter Umständen, vor allem bei Sanierungen, können auch Sondermassnahmen wie z.B. das Anbringen von Schwingungstilgern zum Ziel führen.

Adresse des Autors: Prof. Dr. Hugo Bachmann, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

## Literatur

- [1] Bachmann, H.; Ammann, W. Schwingungsprobleme bei Bauwerken – Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen. Structural Engineering Documents Nr. 3. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH), Zürich, 1987.
- [2] Bachmann, H. Durch Menschen erregte Bauwerksschwingungen – am Beispiel einer Turnhalle. Schweizer Ingenieur und Architekt 101 (1983) H. 6, S. 104
- [3] Matsumoto, Y.; Nishioka, T.; Shiojiri, H.; Matsuzaki, K. Dynamic Design of Footbridges. IABSE-Proceedings, P-17/78, Aug. 1978. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH), Zürich
- [4] Schulze, H. Dynamische Einflüsse der Verkehrslast auf Fussgängerbrücken. Signal und Schiene. .. (1980) H. 2, S. 91-93 H. 3, S. 143-147.
- [5] Baumann, K.; Bachmann, H. Durch Menschen verursachte dynamische Lasten und deren Auswirkungen auf Balkentragwerke. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7501-3, erscheint 1987 im Birkhäuser Verlag, Basel.

# Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel

Von Jakob Oertle und Bruno Thürlimann, Zürich

**Ermüdungsversuche an teilweise vorgespannten Trägern zeigten ein unerwartet frühes Versagen der Kabel infolge von Reib-Ermüdung (fretting fatigue) im Vergleich zu Proben an nackten Spanndrähten und Spannlitzen. Die Vielfalt der einwirkenden Parameter wurde an Kleinkörper-Versuchen studiert. Die wichtigsten Ergebnisse sind hier zusammengefasst.**

## Einleitung

Die Berücksichtigung der Ermüdung bei der Bemessung von Spannbetontragwerken hat infolge höherer Ausnutzung der Materialien, zunehmender Belastungsintensität sowie verschärfter Umwelteinflüsse an Bedeutung stark zugenommen. Eine genauere Untersuchung des Ermüdungsverhaltens drängte sich daher auf. Am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich sind entsprechende Untersuchungen seit einigen Jahren im Gange.

## Versuche an teilweise vorgespannten Trägern

Im Bericht «Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams» (August 1985) sind die Resultate von Ermüdungsversuchen an 15 Balken von 6,7 m Länge zusammengestellt [1]. Es zeigte sich, dass das Ermüdungsverhalten einbetonierter, ausinjizierter Spannglieder bedeutend ungünstiger ist als dasjenige nackter Proben von Spanndrähten und -litzen. Ursache dieses unerwarteten Verhaltens ist hauptsächlich die Reib-

Ermüdung (fretting fatigue), die bisher im Spannbeton – ausgenommen bei Verankerungen – zu wenig beachtet worden ist. Ein Riss im Träger hat zur Folge, dass in seiner unmittelbaren Umgebung kleine Relativverschiebungen zwischen dem Kabel und dem Hüllrohr entstehen. Die dabei erzeugte Reibung induziert eine vorzeitige Ermüdung. Dieses Phänomen ist im Maschinenbau schon länger bekannt [2,3].

Die durchgeführten Versuche (Bild 1) waren nicht auf das Studium der überraschend aufgetretenen Reib-Ermüdung ausgelegt. Im besonderen war es nachträglich nicht mehr möglich, die Vielfalt der einwirkenden Parameter (Spannungsamplitude, Hüllrohrmaterial, Krümmungsradius, Querpressung, Gruppenwirkung, usw.) zu separieren. Folglich wäre es auch unverantwortlich gewesen, quantitative Angaben über den Abfall der Ermüdungsfestigkeit infolge von Reib-Ermüdung zu machen. In diesem Beitrag wird ferner darauf hingewiesen, dass die im Bericht [1] veröffentlichten Spannungsamplituden



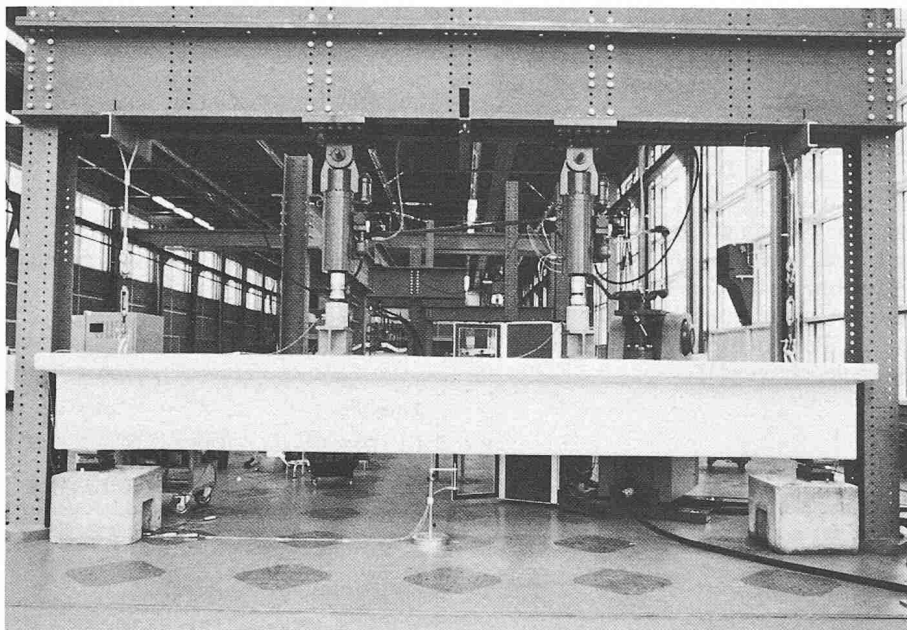


Bild 1. Ermüdungsversuch an einem teilweise vorgespannten Balken

einer genaueren Interpretation bedürfen, bevor die Resultate dieser Trägerversuche in der Bemessungspraxis angewendet werden können.

### Versuchsanlage für Kleinkörper

Um das Phänomen der festgestellten Reib-Ermüdung detailliert erfassen zu können, wurde eine neue Versuchsanlage entwickelt (Bild 2). Dabei wurde speziell darauf geachtet, dass der engere Versuchsbereich im Kleinkörper jener Zone des teilweise vorgespannten Trägers entspricht, in welcher Ermüdungsbrüche auftreten. Die statischen Verhältnisse sollten möglichst übersichtlich sein, damit der Kraftverlauf eindeutig festgestellt werden kann.

Schliesslich sollten Grösse, Geometrie und Einfachheit die Herstellung und Prüfung der Kleinkörper möglichst er-

leichtern, da eine grössere Serie für die Durchführung statistischer Untersuchungen benötigt wurde.

Diese Überlegungen führten schliesslich zum im Bild 3 gezeigten Kleinkörper von 1200 mm Länge und 200 x 350 mm Querschnitt. Ein nachträglich eingegossenes Stahl Druckgelenk legt den inneren Hebelarm eindeutig fest, so dass die Spannungen im Spannstahl exakt bestimmt werden können. Der Riss im Betonquerschnitt wird durch eingelegte Dreikantaussparungen provoziert. Das nachträgliche Aufschrauben der Verankerungsplatten gewährleistet ein einfaches Herstellen der Betonkörper ohne spezielle Verankerungsstahlteile. Das Vorspannen erfolgt mittels Schrauben, wobei die Vorspannkraft beidseitig mittels Kraftmessdosen kontrolliert werden. Eine freie Aufhängung der gesamten Anlage gestattet eine zwangungsfreie Versuchsdurchführung.

Bild 2. Ermüdungsversuch an einem vorgespannten Kleinkörper

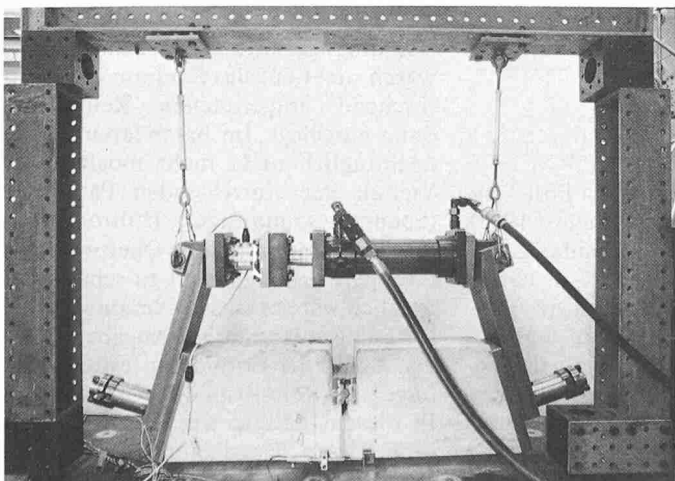
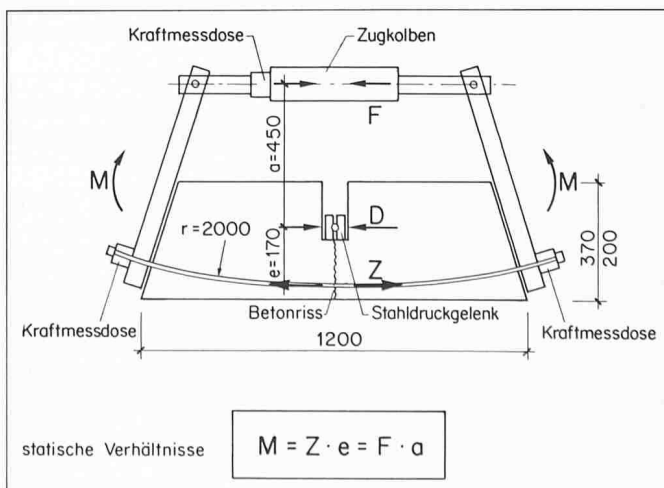


Bild 3. Schema des Versuchskörpers und der Belastung



Das Hüllrohr bleibt während der Betonierphase mit Hilfe eines vorgebogenen Führungsrohres fixiert, damit der Krümmungsradius und somit die Querspannungen auf den Spannstahl klar definiert sind. Unter Querspannung versteht man die zur Kabelachse normal gerichteten Druckkräfte  $Q$ , die infolge der Kabelkrümmung an den Kontaktstellen zwischen den Spanndrähten und den Rippen des Hüllrohrs entstehen (Bild 4). Gemäss Bild 5 stützen sich die einzelnen Drähte eines gekrümmten Paralleldrahtkabels gegenseitig aufeinander ab. Sind alle Drähte gleich gespannt, so lässt sich der relative Wert der Querspannung eines Drahtes am Hüllrohr durch den Kabelfaktor  $k$  darstellen:

$$(1) \quad k = Q/Q_1$$

wobei  $Q$  die Querspannung eines Drahtes des Kabels und  $Q_1$  die Querspannung eines Einzeldrahtes sind. Der Faktor  $k$  hängt vom Hüllrohrdurchmesser, der Anzahl Drähte im Kabel, dem Drahtdurchmesser und dem Kabeltyp (Paralleldraht-Kabel, Litze) ab. Im besonderen ist er auch durch die zufällige geometrische Lage der Drähte beeinflusst. Daher lassen sich nur durchschnittliche Werte bestimmen, wobei die Streuungen beträchtlich sind.

Die Querspannung in einem Kabel lässt sich damit wie folgt berechnen:

$$(2) \quad Q = k \cdot \frac{b}{r} \cdot \frac{Z_0}{n}$$

$b$  Abstand der Kontaktstellen (Bild 4),  $r$  Krümmungsradius des Spanngliedes,  $Z_0$  Obere Grenze der Kabelkraft,  $n$  Anzahl Einzeldrähte im Kabel.

In Zusammenarbeit mit der Abteilung Ermüdung und Spannungsanalyse der EMPA in Dübendorf (Leitung Dr. V. Esslinger) wurde ein Mess-System entwickelt, welches die Erfassung des Spannungsabfalls längs eines Spann-

drahtes und der Spannungsverteilung im Stahlquerschnitt unmittelbar beim Betonriss mit Hilfe von Dehnmessstreifen (DMS) erlaubte. Die Rissentwicklung im Betonkörper wurde durch statische und dynamische Messungen mit einem induktiven Weggeber verfolgt.

### Ergebnisse der Versuche an Kleinkörpern

Bisher (November 1986) wurden über 50 Versuche durchgeführt. Die Tabelle 1 zeigt eine Zusammenstellung der untersuchten Parameter. Eine detaillierte Berichterstattung über die Versuchsergebnisse wird in einem Versuchsbericht erfolgen [5]. Hier sollen nur die wichtigsten Ergebnisse aufgeführt werden.

Das Bild 6 zeigt die festgestellte Abnahme der Ermüdungsfestigkeit bei zunehmender Querpressung. Zwischen Litzen und Paralleldrähten ist kein nennenswerter Unterschied festzustellen, da zufällige Schwankungen der Querpressung, verursacht durch unkontrollierbare Variationen der Hüllrohr-Geometrie sowie der lokalen Krümmungsradien, überwiegen.

Ein sehr wichtiger Parameter ist die relative Verschiebung zwischen Spannglied und Hüllrohr. Versuche mit Stahlhüllrohren ohne Injektion weisen einen relativ grossen Reibweg auf. Dadurch entsteht ein lokaler Materialabtrag beim Spannstahl von bis zu 1 mm Tiefe. Die auftretenden Mikrorisse werden laufend abgerieben, was ein Versa-

Anzahl Versuchskörper	Spannglied	Höhe der Vorspannung	Hüllrohr	Radius [mm]	Injektion	DMS-Messungen direkt am Spannstahl
25	Einzeldraht $\phi 7$	$0.4 \div 0.65 \cdot f_{pt}$	5 Stk. Kunststoff 20 Stk. Stahl	2000	20 Stk. ja 5 Stk. nein	15 Stk. ja 10 Stk. nein
5	5 Drähte $\phi 7$	$0.55 \cdot f_{pt}$	Stahl	2000	ja	nein
17	1 Litze $\phi 0.6''$	$0.4 \div 0.65 \cdot f_{pt}$	4 Stk. Kunststoff 13 Stk. Stahl	2000	12 Stk. ja 5 Stk. nein	9 Stk. ja 8 Stk. nein

Tabelle 1. Zusammenstellung der Parameter der Kleinkörper-Versuche

gen infolge von Reib-Ermüdung verhindert. Ein frühes Versagen eines Drahtes infolge von Reib-Ermüdung tritt immer dann ein, wenn der Reibweg klein ist und nur ein relativ geringer Oberflächenabtrag des Spanndrahtes stattfindet. Wie Bild 5 zeigt, treten in einem mehrdrahtigen Kabel sehr verschiedene Beträge der Querpressung auf. Der erste Ermüdungsbruch tritt an jener Kontaktstelle auf, in welcher die Grösse der Querpressung und die Relativ-Verschiebung die ungünstigste Kombination in bezug auf Ermüdung ergeben. Im Versuch traten die ersten Brüche regelmässig an Kontaktstellen zwischen Draht und Hüllrohr auf.

Die Ermüdungsfestigkeit von Kabeln mit Kunststoffhüllrohr liegt beträchtlich höher als jene von Kabeln mit Stahlhüllrohr. Der Kunststoff eliminiert die schädigende Wirkung der Reib-Ermüdung an den Kontaktstellen zwischen dem Spannkabel und den Rippen des Hüllrohrs weitgehend. Wird das Kunststoffhüllrohr injiziert,

so reduziert sich die Relativverschiebung zwischen Kabel und Hüllrohr deutlich, und der Kunststoff wird im Laufe der Zeit weniger durchgerieben. Die Form der Hüllrohrwandung spielt bei Verwendung von Kunststoff eine wesentliche Rolle. Sie beeinflusst einerseits den Verbund zwischen dem Spannkabel und dem umgebenden Beton und andererseits die Verletzungsgefahr des Hüllrohrs während des Vorspannens.

### Phänomen der Reib-Ermüdung

Zum besseren Verständnis wird das Phänomen der Reib-Ermüdung kurz erklärt [2,3,4].

Bei der Reib-Ermüdung wirken in lokalen Bereichen, die sich im Kontakt befinden, mechanische und physikalisch-chemische Vorgänge zusammen. Zum Verständnis des Mechanismus der Reib-Ermüdung ist daher die Kenntnis

Bild 5 (rechts). Querpressung für einen Einzeldraht  $\phi 7$  mm und ein Paralleldrähtkabel mit 60 Drähten  $\phi 7$  mm

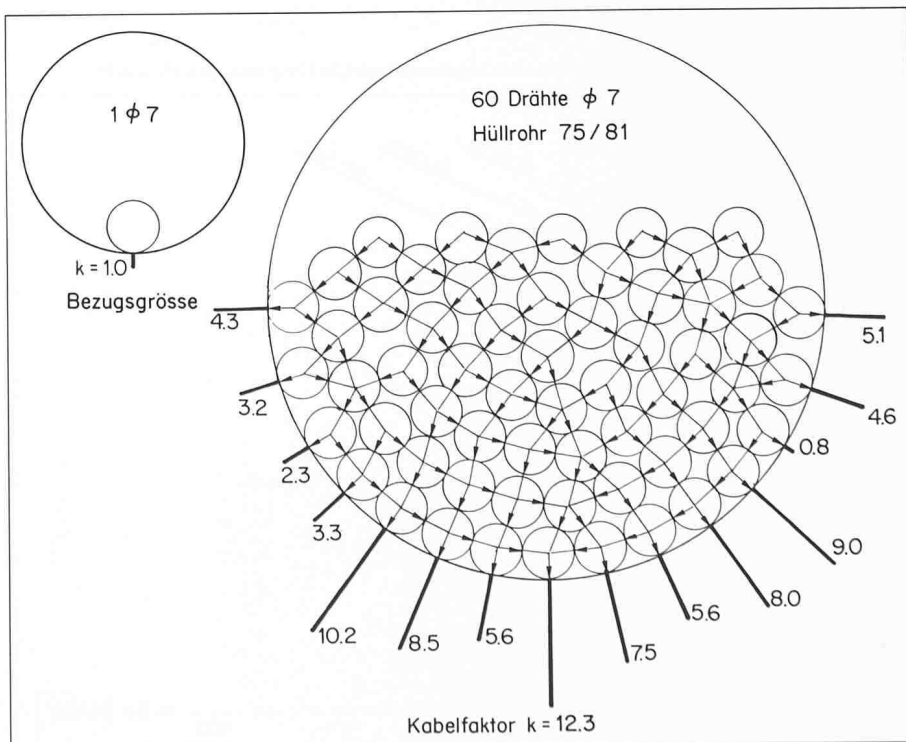
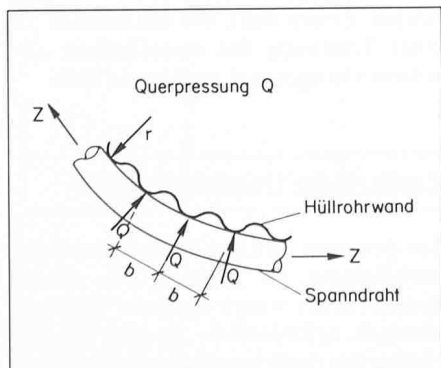


Bild 4. Querpressung  $Q$  infolge Kabelkrümmung an der Kontaktstelle Spanndraht-Rippe des Hüllrohrs



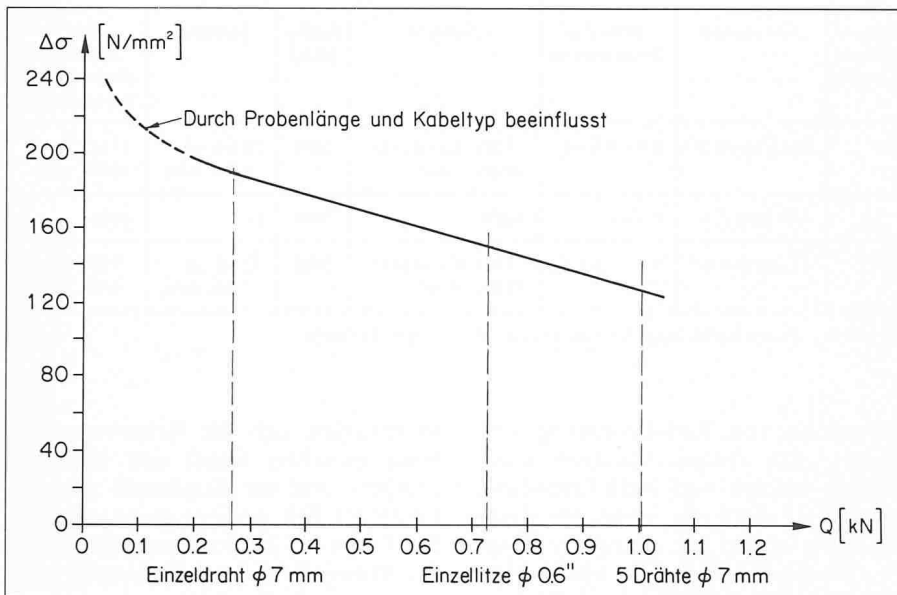


Bild 6. Ermüdungsfestigkeit für  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechsel in Funktion der Querpressung  $Q$ . Gewelltes Stahlhüllrohr, ausinjiziert, Krümmungsradius  $r = 2000 \text{ mm} = \text{konstant}$

Bild 8. Experimentell bestimmter Spannungsabfall eines Einzeldrahtes  $\varnothing 7 \text{ mm}$  bei der Startphase des Versuchs. Stahlhüllrohr 30/36 ausinjiziert, Krümmungsradius  $r = 2000 \text{ mm}$

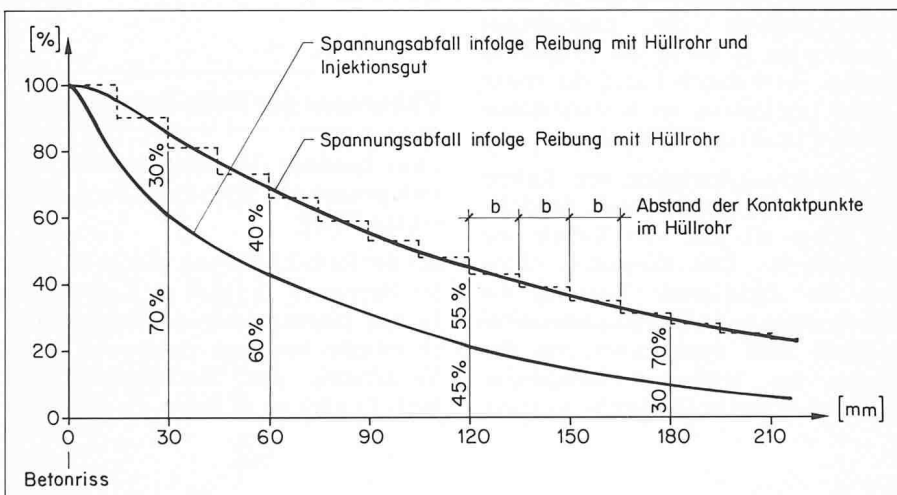


Bild 9. Spannungsamplitude  $D_s$  infolge Moment  $M$  bei verschiedenen Vorspannungsverlusten  $\Delta P$

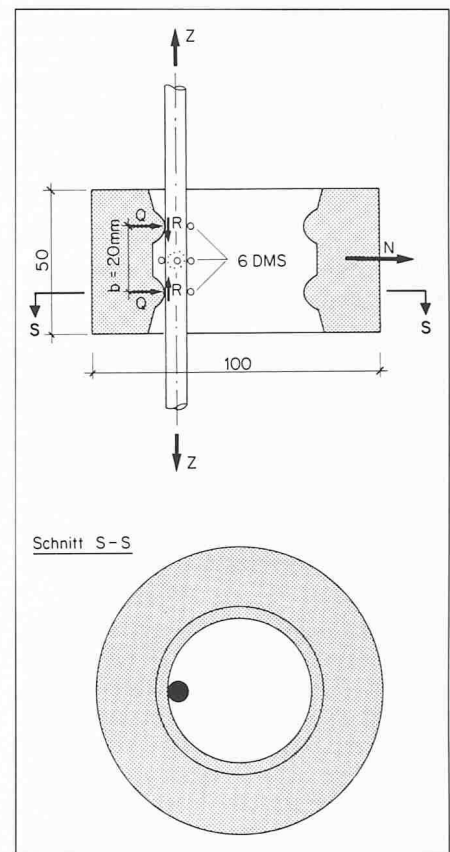
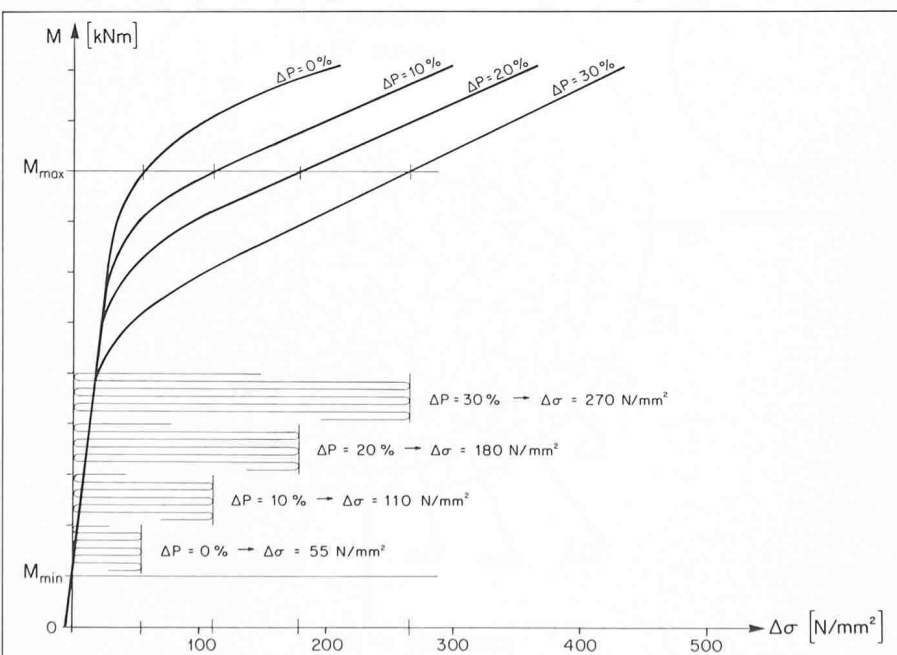


Bild 7. Schema des Reibversuchs mit Reibring

der Zusammenhänge erforderlich, welche die Reibung kennzeichnen. Selbst bei feinstpolierten Oberflächen zweier Festkörper werden die Querpressungen noch über die Spitzen von Unebenheiten (Mikrohügel) übertragen. Bei einer relativen Verschiebung werden diese Spitzen übereinander weggeschoben. Im unmittelbaren Kontaktbereich tritt eine sehr hohe Energiedissipation auf, die zu örtlichem Schmelzen des Materials führen kann, während gleichzeitig die tieferliegenden Bereiche plastisch oder elastisch verformt werden. Die Rauigkeitsspitzen werden kurzzeitig verschweisst. Die so entstandenen Schweissbrücken werden bei einer weiteren Verschiebung wieder abgeschert. Bei wiederholter Beanspruchung der gleichen Kontaktbereiche infolge kleiner Hin- und Herbewegungen der sich berührenden Oberflächen findet eine laufende Oxidation der chemisch aktivierten Zonen statt, die schliesslich zu einer Trennung des metallischen Zusammenhanges und zu Rissen führt.

### Zusätzliche Untersuchungen

Zur genauen Abklärung der statischen Verhältnisse im Bereich des Ermüdungsbruches waren spezielle Untersuchungen erforderlich. So galt es, die Grösse der örtlichen Reibung zwischen



Draht und Hüllrohr, die Verteilung der Querpressung bei Kabeln mit mehreren parallelen Drähten oder Litzen sowie den Spannungsabfall in einem Draht oder Kabel in Funktion der Distanz vom Riss festzustellen.

### Spezieller Reibversuch

Eine Kraftänderung in einem Spanndraht wird durch örtliche Reibungskräfte zwischen dem Draht und den Rippen des Hüllrohrs sowie durch Haftung und/oder verteilte Reibungskräfte zwischen Draht und Injektionsgut hervorgerufen.

Mit Hilfe eines speziell entwickelten Reibrings (Bild 7) konnte die Grösse der Reibkraft in Funktion der örtlichen Querpressung experimentell gemessen werden. Ein auf Zug beanspruchter Einzeldraht wird mit einem Stahlring, der die geometrischen Abmessungen eines Stahlhüllrohrs aufweist, mit der Horizontalkraft  $N$  ausgelenkt. Unter schwingender Zugbeanspruchung  $Z$  werden sämtliche Kraftgrössen sowie der lokale Spannungsverlauf zwischen den beiden Reibstellen gemessen. Daraus lässt sich die Reibkraft  $R$  berechnen.

### Verteilung der Querpressung im Paralleldraht-Kabel

Anhand einer theoretischen Untersuchung wurden für verschiedene Drahtbündel mit variierender Anzahl Einzeldrähte und entsprechendem Hüllrohrdurchmesser die Querpressung ermittelt (Bild 5). Bemerkenswert sind die sich zufällig bildenden Druckgewölbe, die eine unregelmässige Verteilung der Querpressung auf die einzelnen Drähte bewirken. Weiter ist ersichtlich, dass nicht nur die untersten Drähte einer grossen Querpressung ausgesetzt sind, sondern dass generell alle am Hüllrohr anliegenden Drähte beträchtliche Querpressungen aufweisen können.

### Spannungsabfall infolge Reibung und Verbund

Der Spannungsabfall eines Spannkabels setzt sich einerseits aus dem Einfluss der Reibung zwischen den Drähten und dem Hüllrohr und andererseits aus der Haftung am Injektionsgut zusammen. Die Unterscheidung ist bedeutsam, da die beiden Anteile sich in Funktion der Zeit und mit Zunahme der Anzahl Drähte im Spannglied gegenläufig ändern. Betrachtet man den Spannungsabfall in einem Einzeldraht (Bild 8), so hat anfänglich die Haftung am Injektionsgut infolge der grossen Verbundfläche einen beachtlichen Ein-

fluss. Infolge der Lockerung dieser Haftung nimmt die Verbundwirkung im Laufe der Zeit ab.

Den grössten Anteil des Spannungsabfalls in einem Spanndrahtbündel bewirkt jedoch die Reibung zwischen Spanndraht und Hüllrohr. Mit zunehmender Querpressung nimmt der Spannungsabfall der anliegenden Innendrähte zu. Dieser Effekt wird im Laufe der Zeit noch verstärkt, da der Reibungsbeiwert zwischen Spannkabel und Stahlhüllrohr bei kleinen Relativbewegungen erheblich anwachsen kann [4].

### Interpretation von Dehnungsmessungen

Im allgemeinen ist es äusserst schwierig, örtliche Dehnungsmessungen an Drähten von Spannkabeln durchzuführen, ohne die lokalen Verhältnisse in der näheren Umgebung zu stören. Daher werden solche Messungen über relativ grosse Basislängen indirekt auf dem umgebenden Beton oder auf einem zum Kabel parallelen Messdraht durchgeführt. Die übliche Basislänge von 200 bis 300 mm ist für solche Messungen im Verhältnis zum raschen Spannungsabfall viel zu gross und liefert daher lediglich einen Durchschnittswert, der die Spannungsspitze im Rissquerschnitt stark unterschätzt. Damit ist auch die Erklärung zum Hinweis gegeben, dass die im Bericht [1] veröffentlichten Spannungsamplituden einer genaueren Interpretation bedürfen. Sie wurden nämlich aus Dehnungsmessungen (Basislänge 200 mm) an einem zum Kabel parallel geführten Messdraht ermittelt.

### Rechnerische Abschätzung der Spannungsamplitude

Für den Ingenieur in der Praxis stellt sich die Frage, mit welcher Genauigkeit die Berechnung der Spannungsamplituden  $\Delta\sigma$  möglich ist. Wie bereits erwähnt, war die exakte Spannungsbestimmung beim Kleinkörperversuch nur deshalb möglich, weil der innere Hebelarm geometrisch eindeutig durch das Stahldruckgelenk definiert war. Bei der Berechnung eines Balkens mit teilweiser Vorspannung hängt die Grösse der Spannungsamplitude sehr stark von der Grösse der Vorspannkraft ab. Der Grund liegt darin, dass bei jedem Lastwechsel das Dekompressionsniveau durchfahren wird.

Im Bild 9 sind die Verhältnisse für einen im Bericht [1] beschriebenen Versuchsträger aufgezeichnet. Der untere Wert der Spannung wird durch das Dekompressionsmoment nicht beein-

flusst. Die Spannungsamplitude hängt jedoch sehr ausgeprägt vom Dekompressionsmoment und damit vom Vorspannverlust ab. Aus diesem Grund ist in der Praxis bei der Berechnung der Spannungsamplitude die Grösse der Vorspannkraft vorsichtig einzusetzen.

### Zusammenfassung

1. Im Ermüdungsverhalten einbetonierter Spannkabel aus Litzen oder parallelen Drähten zeigen sich keine ausgeprägten Unterschiede. Zufällige, nicht kontrollierbare Schwankungen der Querpressung, die selbst bei sorgfältig verlegten Hüllrohren auftreten können, verwischen mögliche Unterschiede.
2. Die Ermüdungsfestigkeit von Spannkabeln aus Litzen oder parallelen Drähten in ausinjizierten Stahlhüllrohren liegt im Bereich von  $\Delta\sigma = 120$  bis  $190 \text{ N/mm}^2$ . Sie ist vor-

#### Literatur

- [1] Rigon, C., Thürlimann, B. Fatigue Tests on Post-Tensioned Concrete Beams. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 8101-1, August 1985, Birkhäuser Verlag Basel
- [2] Waterhouse, R. B. Fretting Fatigue. Applied Publishers Ltd., London 1981
- [3] Julius, A. Zum Mechanismus des Reibdauerbruchs. Technische Hochschule Darmstadt, Fachbereich Maschinenbau, Diss. Mai 1981
- [4] Kreitner, L. Die Auswirkung von Reibkorrosion und von Reibdauerbeanspruchung auf die Dauerhaltbarkeit zusammengesetzter Maschinenteile. Diss. Darmstadt 1976
- [5] Oertle, J., Esslinger, V., Thürlimann, B. Versuche zur Reib-Ermüdung einbetonierter Spannkabel. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 8101-2, in Vorbereitung

#### Weitere Literatur

- Fernandez Canteli, A., Esslinger, V., Thürlimann, B. Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 8002-1 Birkhäuser Verlag Basel 1984
- Castillo, E., Fernandez Canteli, A., Esslinger, V., Thürlimann, B. Statistical Model for Fatigue Analysis of Wires, Strands and Cables. IABSE Periodica 1, 1985
- Cordes, H. und Lapp-Emden, M. Untersuchung zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern für die besonderen Bedingungen der teilweisen Vorspannung. Technische Hochschule Aachen, Institut für Massivbau, Bericht Nr. 18/84, Juni 1984
- Cordes, H. Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen. Technische Hochschule Aachen, Institut für Massivbau, Bericht Nr. 21/85, 1985
- Patzak, M. Weitegespannte Flächentragwerke. Universität Stuttgart, Sonderforschungsbereich 64, Mitteilungen 53/1978 Müller, H. H. Dauerfestigkeit von Spannstählen. Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Heft V, Dezember 1985

wiegend abhängig von der Querpres-  
sung, die von der Vorspannkraft,  
dem Krümmungsradius und der geo-  
metrischen Beschaffenheit des Hüll-  
rohrs bestimmt wird (Bild 6).

3. Eine Reduktion der Querpres-  
sion führt zu einer Verbesserung der Er-  
müdungsfestigkeit. Dies kann durch  
eine Begrenzung der Kabelkrüm-  
mung und/oder durch eine günstige  
Formgebung der Wandung des  
Hüllrohrs erreicht werden. Je klei-  
ner ein Kabelradius gewählt wird,  
desto grösser wird die Gefahr loka-

ler Knick, die eine sehr ungünstige  
Wirkung auf die Ermüdungsfestig-  
keit eines Spannkabels haben könn-  
en. Insbesondere beim Stahlhüll-  
rohr ist auch bei sorgfältiger Fixie-  
rung des Kabels mit Unregelmässig-  
keiten in der Kabelkrümmung zu  
rechnen.

4. Eine entscheidende Verbesserung  
der Ermüdungsfestigkeit ist bei Ver-  
wendung von Kunststoff-Hüllroh-  
ren zu erwarten.
5. Der Spannungsabfall in einem  
Spannkabel in der Rissregion ent-

steht einerseits infolge Reibung zwi-  
schen Spannstahl und Hüllrohr und  
andererseits infolge Reibung mit  
dem Injektionsgut (Bild 8). Dieser  
Abfall ist so steil, dass nur eine Be-  
stimmung der Spannungsamplitude  
aus Dehnungsmessungen mit einer  
sehr kurzen Basislänge zutreffende  
Werte liefern kann.

Adresse der Verfasser: Jakob Oertle, dipl. Bauing.  
ETH, und Prof. Dr. Bruno Thürlimann, Institut für  
Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg,  
8093 Zürich.

### Stahlbetonbrücken

Von Prof. Dr. Christian Menn 1986; Wien,  
New York: Springer-Verlag, XV + 533 Sei-  
ten, 514 Abbildungen. Preis DM 158.-, sFr.  
145.50.

Das im Dezember 1986 herausgekommene  
Buch vermittelt dem Brückeningenieur in  
umfassender Form einen Überblick über die  
Grundlagen des Entwurfs, der Projektierung  
und der Ausführung von Stahlbeton-  
brücken.

Der Inhalt umfasst nicht nur die Vorlesun-  
gen über Stahlbeton-Brückenbau, die an der  
Abteilung für Bauingenieurwesen der Eidge-  
nössischen Technischen Hochschule Zürich  
(ETHZ) im Diplom- und Nachdiplomstudium  
angeboten werden, sondern geht darüber  
hinaus.

Das Buch ist in folgende Hauptkapitel ge-  
gliedert:

1. Geschichtlicher Rückblick,
2. Entwurfsgrundlagen,
3. Entwurfsziele,
4. Grundlagen der Berechnung und der  
Bemessung,
5. Berechnung und Bemessung von  
Brückenträgern,
6. Lager, Fugen, Entwässerungen, Belag,
7. Entwurf, Konstruktion und Ausführung  
spezieller Tragsysteme,
8. Brückenunterbau.

Der Hauptschwerpunkt des Buches liegt ein-  
deutig beim Entwurf von Stahlbetonbrük-  
ken. Er ist für die Qualität und die Wirt-  
schaftlichkeit einer Brücke von ausschlagge-  
bender Bedeutung.

Nach dem geschichtlichen Rückblick sind in  
den zwei folgenden Kapiteln 2 und 3 die Ent-  
wurfsgrundlagen und die Entwurfsziele auf  
gut 40 Seiten eingehend dargestellt. Auch im  
Kapitel 7, das den Entwurf, die Konstruk-  
tion und die Ausführung der gebräuchlich-  
sten Tragsysteme behandelt, und das fast  
einen Drittel des ganzen Buches umfasst,  
werden für jeden Brückentyp jeweils die  
konzeptionellen Aspekte ausführlich und  
unterstützt mit einfachen und klaren Abbil-  
dungen einprägsam dargelegt.

Immer wieder weist C. Menn darauf hin,  
dass nicht subtile Optimierungen oder aus-  
geklügelte Berechnungsmethoden für den  
Erfolg eines Brückenprojektes massgebend  
sind, sondern das Gesamtkonzept. Er betont  
auch, dass übersichtliche und klare Berech-  
nungen, die auf einfachen Modellen beru-

hen, absolut genügen. In diesem Zusammen-  
hang empfiehlt er auch immer wieder die  
Anwendung von Fachwerkmodellen, die für  
die Beurteilung des Kräfteverlaufes sowohl  
bei ebenen als auch bei räumlichen Proble-  
men sehr leistungsfähig sind.

Einen zweiten Schwerpunkt des Buches bil-  
den die Kapitel 4 und 5 über die Grundlagen  
der Berechnung und Bemessung sowie die  
Berechnung und Bemessung von Brücken-  
trägern, die einen weiteren Drittel des Inhal-  
tes umfassen.

Modernen Normen entsprechend, basiert  
die Bemessung eines Tragwerks grundsätz-  
lich auf zwei getrennt geführten Nachwei-  
sen:

- dem Tragsicherheitsnachweis und
- dem Gebrauchsfähigkeitsnachweis.

Beim *Tragfähigkeitsnachweis* ist aufgrund  
des Bruchzustandes nachzuweisen, dass das  
in den Normen festgelegte Mass an Sicher-  
heit gewährleistet ist. Die Tragreserven, die  
sich durch das plastische Materialverhalten  
aktivieren lassen, sind zu berücksichtigen.  
Der Konstrukteur soll sich aber grundsätz-  
lich am elastischen, allenfalls gerissenen Zu-  
stand des Tragwerks orientieren und über-  
prüfen, ob ein ausreichendes plastisches Ver-  
formungsvermögen des Materials gewährlei-  
stet ist, und ob allenfalls Rückwirkungen auf  
den Tragwiderstand, das Verhalten im Ge-  
brauchszustand oder auf die Ermüdung zu  
erwarten sind.

Beim *Gebrauchsfähigkeitsnachweis* ist die  
Dauerhaftigkeit, die Funktionstüchtigkeit  
und das Aussehen des Tragwerkes während  
der vorgesehenen Nutzungsdauer durch  
materialtechnische, konstruktive und be-  
messungstechnische Kriterien zu gewährlei-  
sten. Auf die Anordnung der Bewehrung  
und die konstruktive Ausbildung der einzel-  
nen Teile weist in diesem Zusammenhang C.  
Menn ausführlich und mit guten Abbildun-  
gen immer wieder in eindringlicher Art hin.

Im Anhang sind die wichtigsten Diagramme  
zur Berechnung schlanker Druckglieder dar-  
gestellt. Sie ergänzen das Unterkapitel Brük-  
kenpfeiler des Hauptkapitels 8 «Brückenun-  
terbau». Die hauptsächlichsten Brückenfun-  
dationen sind nur in einem knappen Über-  
blick behandelt. Die Probleme der Bauaus-  
führung: Lehrgerüste, Vorbaugerüste, Vor-  
schubgerüste, Taktschiebeverfahren, Beto-  
niervorgänge usw., sind bei einzelnen Tragsy-  
stemen zum Teil knapp behandelt, im allge-  
meinen aber nur angedeutet.

Die Erfahrung hat gezeigt, dass sich die er-  
forderliche Qualität und Dauerhaftigkeit  
von Stahlbetonkonstruktionen mit sorgfälti-  
ger Berechnung und Bemessung allein nicht  
erreichen lassen.

Eine qualitativ gute Konstruktion muss viele  
Elemente berücksichtigen: Sicherheit, Ästhe-  
tik, Wirtschaftlichkeit, einfache Ausführ-  
barkeit, Gebrauchsfähigkeit, Nutzung, Un-  
terhalt.

Qualitativ gut konstruieren heisst, alle diese  
Elemente, die sich zum Teil widersprechen,  
in der angemessenen Gewichtung in die zu  
schaffende Konstruktion einbringen. Gut  
konstruieren ist eine höchst anspruchsvolle  
und schöpferische Tätigkeit und verlangt  
qualifizierte Ingenieure mit Sicht für das  
Ganze.

Die statische Berechnung dient dazu, die Si-  
cherheit der Konstruktion nachzuweisen.  
Sie ist ein Hilfsmittel des konstruierenden  
Ingenieurs und sollte nicht, wie dies häufig  
der Fall ist, überbewertet werden.

Es ist für den im konstruktiven Ingenieur-  
bau praktisch tätigen Ingenieur sehr erfreu-  
lich, dass C. Menn diese Grundhaltung in  
seinem Buch klar zum Ausdruck bringt.

Auch als vielgefragter Experte in Wett-  
bewerbsjüry und bei Ausführungen geht C.  
Menn immer von den grundsätzlichen Fra-  
gen aus, die er mit klaren und einfachen Mo-  
dellen angeht. Die starke Verbundenheit mit  
der Praxis durch seine frühere Tätigkeit als  
Inhaber eines Ingenieurbüros und durch die  
intensive Tätigkeit als Experte seit Übernah-  
me der Professur für Baustatik und Kon-  
struktion an der ETHZ widerspiegelt sich  
deutlich im vorliegenden Buch.

Charakteristisches und verdienstvolles Merk-  
mal der vorliegenden Arbeit von C. Menn  
ist, dass er sich überzeugend auf das Grund-  
sätzliche und Wesentliche beschränkt und  
nicht auf eine Vielzahl von Theorien und  
Methoden eingeht. Der in der Praxis stehen-  
de Ingenieur wird ja von einer Flut von Pu-  
blikationen überschwemmt, die ihm den  
Überblick und die Konzentration auf das  
Wesentliche erschweren. Das vorliegende  
praxisnahe Buch hilft ihm zur Vertiefung  
der wesentlichen Grundlagen.

D. J. Bänziger,  
dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC  
Zürich/Richterswil