

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 101 (1983)
Heft: 29

Artikel: Überlegungen des Ingenieurs zur Erhaltung und Erneuerung von Tiefbauten
Autor: Wackernagel, Andreas
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-75175>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 18.01.2026

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

Überlegungen des Ingenieurs zur Erhaltung und Erneuerung von Tiefbauten

Von Andreas Wackernagel, Basel

Ob ein Bauwerk abzubauen oder mit welchen Massnahmen es weiter zu unterhalten sei, ist vermehrt eine Frage, die ingenieurmässig beantwortet werden kann. Gezeigt wird, wie sich im Laufe der Zeit die Baustoffeigenschaften, Belastungsannahmen, Berechnungsmethoden und Sicherheitsvorstellungen in der Schweiz geändert haben. Damit können Gebrauchsdauer und Sicherheit – bezogen auf die gegenwärtigen Anforderungen – beurteilt werden.

Einleitung und Fragestellung

Die Erhaltung von Bauwerken des Tiefbaus und deren Anpassung an neue Erfordernisse wird in den nächsten Jahrzehnten eine der *Hauptaufgaben des Bauingenieurs* darstellen. Brücken, Stollen, Kanalisationen, Kanäle, Dämme, die heute im Gebrauch stehen, haben ein Alter von teilweise weit über 100 Jahren. Verglichen mit heute sind sie aus *anderen Baumaterialien* hergestellt und für andere Beanspruchungen ausgelegt. Seither sind neue Baustoffe entwickelt worden und die Kenntnisse über die Baustoffe konnten vertieft werden. Ausserdem haben sich die Vorstellungen über *anzuwendende Sicherheiten* in diesem Zeitraum gewandelt. Bei sämtlichen von der heutigen Generation übernommenen, zahlreichen Bauwerken wird sich im Laufe der Zeit die Frage stellen, ob sie an neue Erfordernisse und Sicherheitsvorstellungen *angepasst* werden können oder ob sie die zukünftigen Erfordernisse nicht mehr erfüllen und *aufzugeben* sind.

In *vielen Ländern* ist in letzter Zeit diese Aufgabe erkannt worden. Die IVBH hat 1982 in Washington DC ein Symposium über Unterhalt, Instandsetzung und Sanierung von Brücken durchgeführt. In den *Vereinigten Staaten* von

Amerika ist die *Fachwelt besorgt* über den Zustand von Brücken, Strassen, Kanalisationen und übrige Infrastruktur, der sich dauernd verschlechtert. Infolge hoher Zinsbelastung ist der Unterhalt teilweise vernachlässigt worden. Es wird nunmehr angestrebt, die Aufgabe der Erhaltung mit Hilfe von *Bundemitteln* wahrzunehmen [1]. In der *Schweiz* sind kantonale Behörden über Schäden an Kunstbauten besorgt [2].

Es sollen daher im folgenden die *Fragen der Gebrauchsdauer von Bauwerken*, die bei der Erstellung verwendeten Baustoffe und deren zeitliche Veränderungen, die verschiedenen Belastungsannahmen sowie die gewandelten Sicherheitsvorstellungen dargestellt werden.

Die Gebrauchsdauer von Bauwerken und ihrer Teile

Gebrauchsdauer von Brücken

Die *Deutsche Bundesbahn* verfügte 1980 über 25 000 Eisenbahnbrücken, von denen die älteste vor dem Jahr 1840 erstellt wurde. Der Altersaufbau dieser Brücken ist in Bild 1 dargestellt. Aus der Aufstellung geht unter anderem hervor, dass in den Jahren 1971 bis 1980 2100 Brücken oder jährlich 210

Brücken neu erstellt wurden. Diese Zahl entspricht einer *jährlichen Erneuerungsrate* von höchstens 0,8%. Bei dieser Erneuerungsrate ergibt sich eine *durchschnittliche Gebrauchsdauer* der Bahnbrücken von mindestens 120 Jahren.

Die Deutsche Bundesbahn hat 1981 zur Erhebung von Unterlagen für Unterhalt und Erneuerung ein *EDV-unterstütztes Überwachungssystem* eingeführt, das räumlich-zeitlich engmaschig den Zustand der Brücken erfasst und auswertet [3].

Im Kreis I der *Schweizerischen Bundesbahnen* waren 1978 insgesamt 1348 Brücken zu unterhalten [4]. Die älteste Brücke wurde in den Jahren 1851 bis 1855 erstellt. Der Altersaufbau der Brücken geht aus Bild 2 hervor. Er ist ähnlich wie derjenige der Deutschen Bundesbahn. Aus der Aufstellung kann die *Entwicklung verschiedener Bauweisen* verfolgt werden. Während bis zur Jahrhundertwende Brücken aus Mauerwerk vorherrschen, beginnt nachher das Zeitalter der Betonbrücken. Stahlbrücken wurden insbesondere in den ersten drei Jahrzehnten dieses Jahrhunderts erstellt, wurden aber ebenfalls fast vollständig von den Betonbrücken verdrängt. Aus der Aufstellung ist ersichtlich, dass in den Jahren 1971 bis 1978 93 Brücken neu gebaut wurden. Dies entspricht einer *Erneuerungsrate* von ebenfalls höchstens 0,8% oder einer durchschnittlichen *Gebrauchsdauer* von mindestens 120 Jahren.

Im *Kanton Aargau* waren 1982 auf den Nationalstrassen 190 und auf den Kantonsstrassen 411 Bauwerke, d. h. Brücken, Tunnel, Personenunterführungen und Passerellen zu unterhalten. Im Jahre 1981 sind 29 Bauwerke und im Jahre 1982 27 Bauwerke saniert worden. Dies entspricht einer *Erneuerungsrate* von 4,7%. Verglichen mit anderen Erneue-

Bild 1. Deutsche Bundesbahn: Altersaufbau Eisenbahnbrücken. Aufgetragen ist die Anzahl neuerstellter Brücken je Zeitabschnitt von 5 Jahren

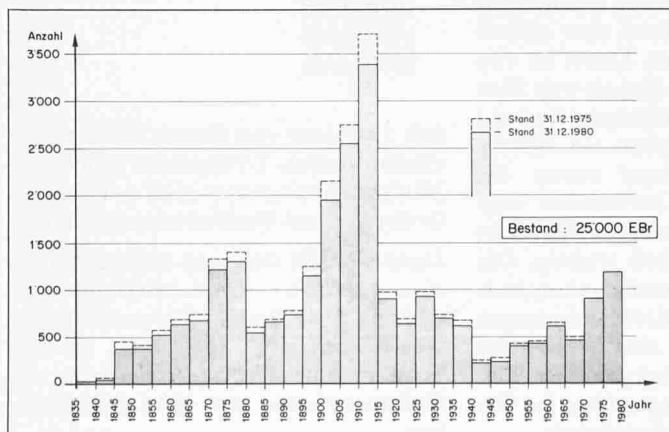


Bild 2. SBB Kreis I: Altersaufbau Eisenbahn- und Strassenbrücken. Aufgetragen ist die Anzahl neuerstellter Brücken je Zeitabschnitt von 5 Jahren

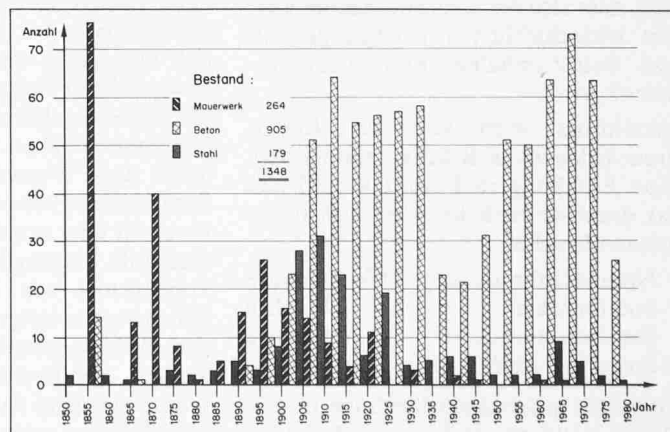


Tabelle 1. Zulässige Betonspannungen für Stahlbeton N/mm². Bauteile normaler Abmessungen für Hochbau und Strassenbrücken

Vorschriften Jahr	Normaler Beton		Hochwertiger Beton		Spezialbeton	
	Schwerpunkt N/mm ²	Rand N/mm ²	Schwerpunkt N/mm ²	Rand N/mm ²	Schwerpunkt N/mm ²	Rand N/mm ²
1909	3,5	4,5	-	-	-	-
1935	5,0-6,5	7,0-9,1	7,0-9,1	10,0-13,0	-	-
1956	5,0-6,5	7,5-9,7	7,5-9,7	11,0-14,3	$\frac{\beta}{4} - \frac{1,3\beta}{4}$	$\frac{\beta}{3} - \frac{1,3\beta}{3}$
1968	5,0-6,0	7,5-9,0	7,5-9,0	12,0-15,0	11,0-13,0 0,25 β -0,3 β	18,0-22,0 0,4 β -0,5 β
Tieferer Wert: Hauptbelastungen Höherer Wert: Haupt- und Zusatzbelastungen					β = Mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	

Tabelle 2. Zulässige Stahlspannungen für Stahlbeton N/mm². Bauteile normaler Abmessungen für Hochbau und Strassenbrücken

Vorschriften Jahr	Normaler Stahl N/mm ²	Hochwertiger Stahl N/mm ²	Vorspannstahl	
			Drähte \varnothing 4 mm ... \varnothing 9 mm N/mm ²	Litzen $\frac{1}{2}$ Zoll N/mm ²
1909	120	-	-	-
1935	140-150	170-190	-	-
1956	160-180	200-220	-	-
1968	140-170	240-260	1300...1120	1260
Tieferer Wert: Hauptbelastungen Höherer Wert: Haupt- und Zusatzbelastungen			Werte abhängig vom Stahldurchmesser	

rungsraten bedeutet dies eine bemerkenswerte Leistung [5].

Brückeneinstürze, die in den Jahren 1847 bis 1975 weltweit eintraten, sind statistisch untersucht worden. Es handelt sich um 143 Fälle, wobei die Einstürze in 113 Fällen zwei Jahre nach Inbetriebnahme stattfanden [6]. Die Ursachen der Einstürze waren die folgenden:

Unterspülung der Fundamente	57%
Nachgeben der Fundamente	2%
Materialmängel	14%
Überlastung	11%
Erdbeben	10%
Ermüdung	4%
Korrosion	1%
Wind	1%
	100%

Es zeigt sich aus diesen Untersuchungen, dass katastrophale Einstürze bei guter Überwachung von Brücken selten sind, dass also die Gebrauchsdauer eher von wirtschaftlichen Erwägungen als von katastrophalen Ereignissen bestimmt wird.

Neuerdings wird von der Restgebrauchsdauer von Brücken gesprochen. Eine Erhebung in Frankreich [7] gibt das durchschnittliche Alter von bestehenden Brücken:

Natursteinbrücken	100-200 Jahre
Stahlbrücken	100 Jahre
Stahlbetonbrücken	40 Jahre
Spannbetonbrücken	20 Jahre

Eine 1981 publizierte Umfrage in den OECD-Ländern ergab je nach Land bei

Brücken eine jährliche Erneuerungsrate zwischen 0,02% und 1,6%, aber meistens zwischen 0,2% und 0,4%. Dies würde einer durchschnittlichen Gebrauchsdauer der Brücken von zwischen 250 und 500 Jahren entsprechen. Diese Zahlen sind jedoch nicht ohne weiteres schlüssig, da in ihnen Brücken aller Typen, auch kleinere und kleinste Spannweiten, enthalten sind [8]. Von praktischer Bedeutung ist jedoch nicht die gesamte Gebrauchsdauer, sondern die Voraussage der Restgebrauchsdauer in dem Augenblick, da entschieden werden muss, ob ein Bauwerk saniert werden soll oder neu zu erstellen ist. Besondere Verfahren betreffend die Entscheidungsprozesse sind entwickelt worden [9].

Die Bögen der Brücken aus Mauerwerk sind im allgemeinen genügend stark für neue Lasten. Fundamente können oft wiederverwendet, müssen aber gründlich untersucht werden. Dabei ist von Holzpfählen bekannt, dass sie weit über 100 Jahre in gebrauchsfähigem Zustand überdauert haben, sofern sie ständig unter dem Wasserspiegel waren. Bei Stahlbrücken können korrodierte Teile verstärkt oder ersetzt werden. Dabei ist eine gute Zugänglichkeit wichtig. Die Verstärkung von Eisenbetonkonstruktionen ist schwieriger. Klebarmierungen und Vorspannkabel sind verwendet worden. Bei Konstruktionen aus Vorspannbeton sind Aussagen über die Gebrauchsdauer noch nicht möglich.

Techniken der Reparatur sind noch weiter zu entwickeln. Nach Abklärung der Sanierungsmöglichkeiten kann aufgrund einer ingenieurmässigen Beurteilung eine Abschätzung der Restgebrauchsdauer erfolgen. Diese ist jedoch im Rahmen der heutigen Kenntnisse mit Unsicherheiten behaftet. Bei hohen Kosten einer Sanierung kann eine Neuerstellung billiger sein. Wirtschaftliche Studien zeigten aber, dass es sich lohnt, einen beträchtlichen Anteil der Neuerstellungskosten in ein bestehendes Bauwerk zu investieren, wenn eine Restgebrauchsdauer von 20 Jahren erreicht werden kann.

Hohe Aufwendungen, die an Kosten einer Neuerstellung heranreichen, werden für die Erhaltung historisch bedeutender Brücken in den USA und Frankreich gemacht [10, 11, 12]. In allen Fällen hat sich gezeigt, dass eine einwandfreie Dichtung für die Lebensdauer von Brücken von ausschlaggebender Bedeutung ist. Derartige Teile des Bauwerkes sind während der Lebensdauer in kürzeren Intervallen zu ersetzen. Das gleiche gilt für Lager, Beläge Fahrbahnübergänge, Geländer, Fugen, Anstriche. Eine gute Zugänglichkeit dieser Teile ist bei der Planung anzustreben.

Aus den vorliegenden Erfahrungen kann gefolgert werden: Bei Brücken ist im allgemeinen bei der Planung davon auszugehen, dass für die Tragelemente eine Gebrauchsdauer von mindestens 120 Jahren sichergestellt ist.

Gebrauchsdauer von Talsperren

Im Jahre 1976 war die Zahl der Talsperren in der Schweiz 126 [13]. Sie können nach Bauart aufgeteilt werden in

Erd- und Felsschüttungsdämme	25
Schwergewichtsmauern	43
Pfeilermauern	10
Bogenmauern	48
Gesamtzahl	126

Sie wurden in folgenden Zeitperioden erstellt:

1890-1900	1
1900-1920	5
1920-1940	13
1940-1960	42
1960-1980	65
	126

Seit 1943 sind von diesen Talsperren 6 erhöht worden. 2 Talsperren sind durch Neubauten eingestaut und 1 Talsperre ist durch einen Neubau ersetzt worden.

Daraus ergibt sich eine durchschnittliche jährliche Erneuerungsrate von 0,22%. Aus dieser Erneuerungsrate würde sich für Talsperren in der Schweiz eine Gebrauchsdauer in der Grössenordnung von 450 Jahren ergeben.

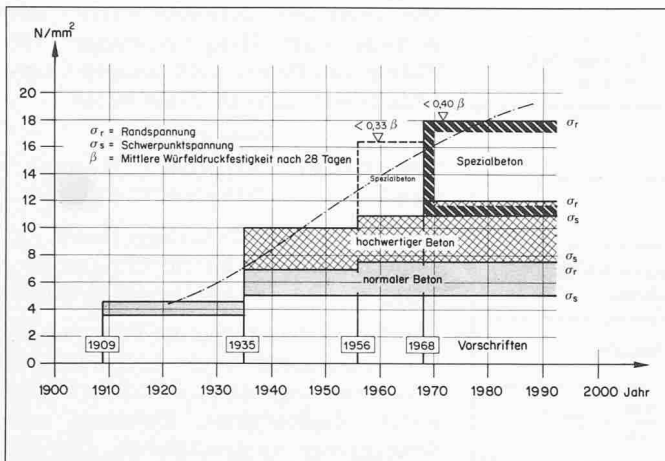


Bild 3. Entwicklung der zulässigen Betonspannungen (bei Hauptbelastung)

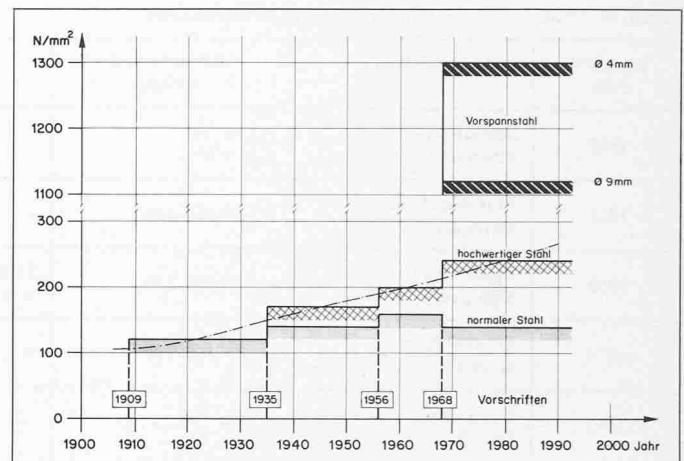


Bild 4. Entwicklung der zulässigen Betonstahlspannungen (bei Hauptbelastung)

Entwicklung der Baustoffe und Langzeitverhalten

Vorschriften

Die im Laufe der vergangenen Jahrzehnte gestellten Anforderungen an die Baustoffe in der Schweiz können anhand von Untersuchung bestehender Bauwerke sowie von Vorschriften der Behörden und der SIA-Normen für Berechnung, Ausführung und Unterhalt von Bauten verfolgt werden.

Im Jahre 1882 wurde vom Post- und Eisenbahndepartement die Verordnung betreffend Berechnung und Prüfung der eisernen Brücken und Dachkonstruktionen auf den schweizerischen Eisenbahnen erlassen [14]. 1903 veröffentlichte der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein provisorische Normen für die Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armiertem Beton. 1909 folgten die «Vorschriften über Bauten in armiertem Beton» der Schweizerischen Kommission des armierten Betons, die vom Eidg. Departement des Innern eingesetzt worden war [15]. Die beiden Erlasse, 1892 und 1903, waren die Folge von Schadenfällen, nämlich des Münchensteiner Brückeneinsturzes von 1891 und des Einsturzes des Hotels Bären in Basel von 1901.

Die erste SIA-Norm, die sich mit den Bauten sowohl aus Stahl als auch aus Beton und Eisenbeton befasste, erschien 1935. Diese Norm kann als Pionierlei-

stung betrachtet werden. Es dauerte einige Jahre, bis die Anforderungen der Norm bei den Lieferanten und Unternehmern auf den Baustellen durchgesetzt werden konnten [16]. Es folgten 1956 getrennte Normen je für Stahlbauten und für Beton- und Eisenbetonbauten.

1968 erschien eine neue Norm SIA 162 für Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Sie brachte den Durchbruch auf dem Gebiet des Vorspannbetons. Spezialbeton und Spannstähle wurden normiert. 1975 erschien eine neue Norm für Stahlbauten. Sie wurde 1979 ersetzt durch die Norm SIA 161 für Stahlbauten. Diese Norm beschränkt durch den Tragfähigkeitsnachweis mittels Grenzspannungen neue Wege. Der Tragfähigkeitsnachweis kann sinngemäss auf früher erstellte Bauwerke angewandt werden. Dabei ist es allenfalls möglich, statische Reserven auszunützen, die mit den herkömmlichen elastischen Methoden nicht einbezogen werden konnten.

Die Entwicklung der im Eisenbeton verwendeten Spannungen geht aus den Tabellen 1 und 2 hervor. Es zeigt sich, dass 1935 die zulässigen Spannungen für Beton nur rund 80% und für Stahl nur 70% der heute zugelassenen Spannungen betrugen (Bild 3 und 4).

Betontechnologie

Betonbauten vor dem Jahr 1900

Vor dem Jahr 1900 gab es in der Schweiz keine offiziellen Vorschriften für armierten Beton. Die älteste Brücke

aus Eisenbeton in der Schweiz war die 1889/90 im Areal der Jura-Cementfabrik Wildegg über deren Fabrikkanal von der Aktiengesellschaft für Monierbauten erstellte Strassenbrücke (Bild 5). Diese Brücke wurde 1973 abgebrochen und bei dieser Gelegenheit von der EMPA untersucht [17]. Die vor dem Abbruch durchgeführten Belastungsversuche zeigten ein einwandfreies elastisches Verhalten.

Die materialtechnologischen Untersuchungen des Gewölbebetons ergaben folgendes:

- Die Zuschlagstoffe bestanden aus petrographisch einwandfreiem Grubenmaterial.
- Die Kornzusammensetzung folgte bei einem Maximal Korn von 20 mm mit geringen Abweichungen den gemäss heutiger Norm geltenden Kornverteilungskurven.
- Der Zementgehalt konnte zu 550 kg je m³ Beton berechnet werden. Das Raumgewicht des Betons lag bei 23,3 kN/m³. Die Druckfestigkeit von 5 Prismen 12×12 mal 36 cm lag zwischen 66,0 N/mm² und 82,6 N/mm², im Mittel bei 76,5 N/mm². Der E-Modul lag zwischen den Werten 37 500 N/mm² und 40 300 N/mm².
- Als Armierung war Rundstahl Ø 10 mm verwendet worden. Die Prüfung ergab eine mittlere Streckgrenze von 259,8 ± 16,5 N/mm² (2598 ± 165 kg/cm²), eine Zugfestigkeit von 376,0 ± 8,8 N/mm² (3760 ± 88 kg/cm²) und Bruchdehnung von 22,3 ±

Bild 5. Monier-Brücke Wildegg. Erbaut 1889/90, abgebrochen 1973. Schnitt in Brückenaxe

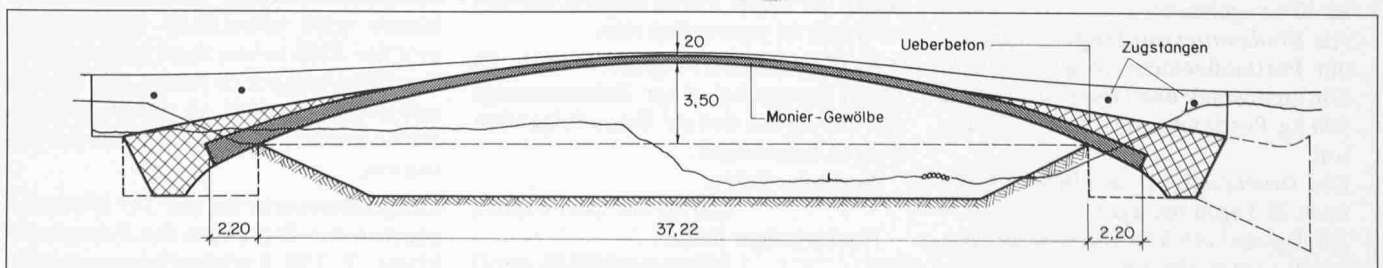


Tabelle 3. Zulässige Spannungen im Stahlbau für Hochbauten

Vorschrift Jahr	Bezeichnung	Normaler Stahl N/mm ²	Hochwertiger Stahl N/mm ²
1892	Schweisseisen Flusseisen	$\sigma_{zul} = 90$ $\sigma_{zul} = 105$	- -
1935	Fluss-Stahl und Stahlguss	$\sigma_{zul} = 160-180$	-
1956	Fluss-Stahl und Stahlguss	$\sigma_{zul} = 160-180$	Erhöhung im Verhältnis der Streckgrenzen
1974	St 24/37 bzw. St 36/52	$\sigma_{zul} = 160-180$	$\sigma_{zul} = 240-270$
1979	Fe 360 bzw. Fe 510	$\frac{\sigma_f}{\gamma} = \frac{235}{1,6} = 147$	$\frac{\sigma_f}{\gamma} = \frac{355}{1,6} = 222$
Tieferer Wert: Hauptbelastung Höherer Wert: Haupt- und Zusatzbelastung		σ_{zul} = Zulässige Spannung σ_f = Grenzspannung γ = Sicherheitsfaktor	

3,1%. Dieser Stahl entsprach ungefähr einem St. 37.

Am Stahl konnten nur wenige Rostspuren festgestellt werden. Die Betonüberdeckung betrug 1 bis 5 cm. Überraschenderweise beschränkte sich die Karbonatisierung, von der unten noch gesprochen werden soll, auf die äusserste Schicht von etwa 1 mm Stärke. Im Innern war der Beton alkalisch. Die Untersuchung hat ergeben, dass das Bauwerk die 83 Jahre seines Bestehens fast schadlos überstanden hatte. Es kann gefolgert werden, dass auch bei Betonbauwerken, die vor 1900 erstellt worden sind, noch gute Materialeigenschaften vorhanden sein können. Zu beachten wäre die hohe Zementdosierung, die sowohl hohe Festigkeiten als auch eine geringe Karbonatisierung zur Folge hatte.

Vorschriften über Bauten in armiertem Beton (1909)

Die Vorschrift [15] enthielt Grundlagen der statischen Berechnung, wobei unter anderem die auf Zug beanspruchten Eisenquerschnitte mit dem 20fachen Wert ($n = 20$) einzusetzen waren. Bezüglich Material war folgendes festgelegt:

- Das **Kiesmaterial**, Korngrösse 5–30 mm, war mit dem Sandmaterial, Korngrösse 0–5 mm, im Verhältnis 2:1 bis 3:2 zu mischen. Im Sand war ein Kornanteil kleiner als 0,5 mm bis zu 10% zugelassen.
- Als **Bindemittel** war langsam bindender Portlandzement vorgeschrieben. Die anzuwendende Dosierung betrug 300 kg Portlandzement auf 1 m³ Beton.
- Die **Druckfestigkeit** des Betons sollte nach 28 Tagen betragen:
150 kg/cm² (15 kN/mm²), wenn plastisch angemacht, bzw.

200 kg/cm² (20 kN/mm²), wenn erdfeucht angemacht.

- Die **zulässigen Spannungen auf Biegung** waren unter Hauptbelastung ohne Temperatur und Schwindung:
Schwerpunkt 35 kg/cm² (3,5 N/mm²)
Rand 45 kg/cm² (4,5 N/mm²)
- Zur **Armierung** war die Verwendung von Flusseisen vorgeschrieben, da härtere Stahlsorten das Abbiegen nicht mit genügender Sicherheit aushalten konnten. Die zulässige Eisen-spannung betrug 1200 kg/cm² (120 N/mm²).

Diese Vorschriften enthielten somit schon die wichtigsten Grundsätze, die heute noch für Stahlbetonbauten gelten.

SIA-Normen aus dem Jahr 1935

Die SIA-Normen von 1935 für die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton brachten grosse Fortschritte [16]. Für Eisenbeton schrieben sie *neu* die *Siebkurve* der Kiessandmischung vor und ermöglichten somit die Erstellung eines dichten Betons. Die Bestimmung erforderte erhebliche Umstellungen bei den Lieferanten von Kiessand der geforderten Abstufung.

Als **Bindemittel** war Portlandzement oder hochwertiger Portlandzement vorgeschrieben. Die Dosierung war je nach der zu erreichenden Festigkeit abgestuft, wobei für Beton mit Stahleinlagen in der Regel 300 kg Zement auf den m³ Beton zu verwenden war.

Die **Würfeldruckfestigkeiten** nach 28 Tagen hatten bei einer Zementmenge von 300 kg auf den m³ Beton folgenden Werten zu genügen:

Normaler Beton	220 kg/cm ² (22 N/mm ²)
Hochwertiger Beton	300 kg/cm ² (30 N/mm ²)

Die **zulässigen Betonspannungen auf Biegung** unter Hauptbelastungen für Platten und Balken rechteckigen Querschnitts von mehr als 20 cm waren

Normaler Beton	
Schwerpunkt	50 kg/cm ² (5 N/mm ²)
Rand	70 kg/cm ² (7 N/mm ²)

Hochwertiger Beton	
Schwerpunkt	70 kg/cm ² (7 N/mm ²)
Rand	100 kg/cm ² (10 N/mm ²)

Für die **Armierung** war die Verwendung von normalem und hochwertigem Flusstahl vorgesehen. Für diese Stähle waren Zugfestigkeit, Dehnung und Streckgrenze vorgeschrieben. Die zulässigen Stahlspannungen für Hauptbelastung betrugen für Rechteckquerschnitte von über 12 cm Dicke

Normaler Stahl	1400 kg/cm ² (140 N/mm ²)
Hochwertiger Stahl	1700 kg/cm ² (170 N/mm ²)

Die Norm sah noch die Verwendung von Stampfbeton, plastischem Beton und Gussbeton vor. Die Verwendung von Gussbeton führte jedoch zu Schäden. Es wurde erkannt, dass das Verhältnis der Anmachwassermengen zur Zementmenge, der sogenannte *Wasser-Zement-Faktor*, von ausschlaggebender Bedeutung für die Festigkeit und Frostbeständigkeit des Betons und möglichst niedrig zu halten ist.

In der Folge entwickelte sich die Technik, den Beton beim Einbringen zu *vibrieren*. Diese Technik erlaubt es, Beton mit niedrigem Wasser-Zement-Faktor dicht in die Schalung einzubringen. Seit fast 40 Jahren wird diese Technik allgemein im Eisenbeton angewandt.

Karbonatisierung von Beton

Eine *ernsthafte Gefahr* für die Dauerhaftigkeit aller Stahlbetonbauten, die erst in den letzten Jahren voll erkannt worden ist, besteht in der fortschreitenden Karbonatisierung des Betons durch das in der Atmosphäre vorhandene Kohlendioxid [18, 19, 20]. Das beim Abbinden im Beton entstehende Kalziumhydroxid mit einem pH-Wert von 12,5 schützt zunächst den Armierungsstahl vor Korrosion. Im Laufe der Zeit reagiert das Kohlendioxid der Atmosphäre mit dem Kalziumhydroxid im Beton, und es entsteht unlösliches Kalziumcarbonat. Das alkalische Porenwasser wird allmählich neutralisiert, und der *Korrosionsschutz geht verloren*. Der Stahl beginnt zu rosten. Die Karbonatisierung beginnt an der Betonoberfläche und dringt allmählich in den Beton ein.

Langzeitversuche an der TU München ergaben bei Zementen der Festigkeitsklasse Z 350 Karbonatisierungstiefen

von 3–19 mm nach 10 Jahren und 4–33 mm nach 50 Jahren [19]. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit verzögert sich im Laufe der Jahre. Die Tiefe wächst etwa mit der Quadratwurzel aus der Zeit.

An ausgeführten Bauwerken sind folgende Karbonatisierungstiefen c festgestellt worden:

- Strassenbrücken, 1980 beschrieben [18]; Alter 42 Jahre, Zementdosierung unbekannt, aber bei 300 kg/m³ anzunehmen:
 - Brücke A $c = 3-10$ mm
 - Brücke B $c = 6-19$ mm
 - Brücke C $c = 6-26$ mm
- Hiltalinger Strassenbrücke, Basel [21]; Alter 45 Jahre, Zementdosierung unbekannt, aber bei 300 kg/m³ anzunehmen: $c = 30-50$ mm
- Kanalbrücke Rheinkraftwerk Albruck-Dogern; Alter 47 Jahre, Zementdosierung bei 300 kg/m³ anzunehmen: $c = 2-15$ mm
- Monier-Brücke, Wildeg, Alter 83 Jahre, Zementdosierung 550 kg/m³: $c = 1$ mm

Die Versuche und Beobachtungen lassen erkennen, dass die *Geschwindigkeit der Karbonatisierung* von mehreren Parametern abhängt, insbesondere von der Dichtheit des Betons, von der Zementdosierung, vom Wasser-Zement-Faktor, ferner von der Konzentration von Kohlensäure in der umgebenden Atmosphäre.

Das günstige Verhalten der *Brücke A* kann auf die gute Verarbeitung des Betons zurückgeführt werden. Die äusserst geringe Karbonatisierungstiefe der *Monier-Brücke* nach 83 Jahren ist wohl der hohen Zementdosierung von 550 kg/m³ sowie dem Wasser-Zement-Faktor zwischen 0,4 und 0,6 zuzuschreiben.

Aus den vorhandenen Erfahrungen muss gefolgert werden, dass bei den in der Schweiz üblichen mittleren Stahlüberdeckungen von 25 mm im Aussenklima *innert 50 Jahren mit dem Anrosten des Armierungsstahls* zu rechnen ist.

Wasserstoffversprödung von Spannstählen

Seit etwas mehr als zehn Jahren ist die Gefahr der *Risskorrosion von Spannstahl* [22, 23] erkannt worden, sofern dieser nicht genügend von Zementmörtel umhüllt ist. Dabei ist der Spannstahl der Einwirkung von wässrigen neutralen bis schwach sauren Lösungen ausgesetzt. Bei Vorhandensein von Sulfiden und Chloriden tritt Risskorrosion und schliesslich Bruch ein. Eine erste Ursache ist Metallauflösung, die unter den mechanischen Spannungen fortschreitet.

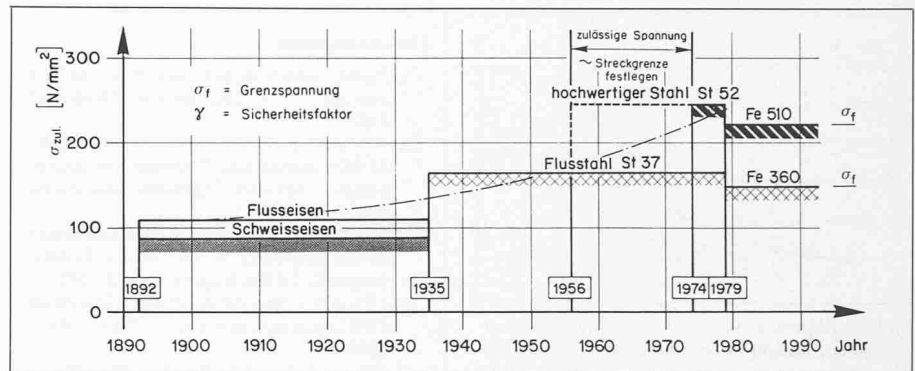


Bild 6. Entwicklung der zulässigen Stahlspannungen für Hochbauten unter Hauptbelastung

tet. Eine andere Ursache, die an Bedeutung vorzuherrschen scheint, ist die Bildung von atomarem Wasserstoff in der wässrigen Lösung. Dabei gelangt der Wasserstoff teilweise ins Metall. Der im Metall gelöste Wasserstoff erschwert die plastische Verformbarkeit des Spannstahls, und der Spröbruch entlang einer Spaltbruchebene wird begünstigt. Dieser Vorgang wird mit *Wasserstoffversprödung* von Spannstählen bezeichnet.

Wasserstoffversprödung des Spannstahls kann auch in chemisch neutralen Lösungen beobachtet werden. Mit fallendem pH-Wert steigert sich jedoch die Wasserstoffaufnahme, und die Versprödung wird gefördert. Für den Bruch ist ein kritischer Wasserstoffgehalt im Stahl notwendig.

Zur Vermeidung dieser Erscheinungen ist eine *genügende und vollständige Überdeckung* des Spannstahls durch Mörtel nötig. Der Gehalt des Mörtels und des Betons an Chloriden und Sulfiden ist einzuschränken.

Technologie des Stahlbaus

Die Entwicklung der bei Stahlbauten verwendeten Spannungen geht aus Tabelle 3 hervor. Es zeigt sich, dass sich seit 1935 für normalen Stahl, der heute als Fe 360 bezeichnet wird, die zulässigen Spannungen nicht stark verändert haben. Es ist immerhin zu beachten, dass 1935 und 1956 gemäss Norm noch die Verwendung von Schweißeisen und Flusseisen, das vor 1894 erzeugt worden war, sowie Gusseisen zugelassen war. Für diese Baustoffe sind die zulässigen Spannungen stark abzumindern (Bild 6).

Seit 1956 konnten für Stähle höherer Festigkeit die zulässigen Spannungen im Verhältnis zur Zunahme der Streckgrenze erhöht werden. Seit 1974 ist hochwertiger Stahl normiert. Dieser ermöglicht gegenüber dem Normalstahl eine Erhöhung der Spannungen von rund 50%.

Die Verminderung der Festigkeit von Eisen und Stahl durch *Ermüdung* infol-

ge *Wechselbeanspruchung* war seit der Veröffentlichung der Versuche von A. Wöhler im Jahre 1870 bekannt [24]. Schon in der Verordnung 1892, aber auch in der SIA-Norm 1935 und später wurden die zulässigen Spannungen bei Wechselbeanspruchung abgemindert. In der SIA-Norm 1975 war die vorgeschriebene Abminderung noch abhängig von der Stahlqualität.

Neuere Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass allein die *Spannungsdifferenz* $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ für die zulässige Anzahl der Spannungswechsel massgebend ist [25]. Sie ist unabhängig von der Stahlorte und am hochwertigen Stahl nicht grösser als am normalen Baustahl. Ausserdem ist die zulässige Anzahl Spannungswechsel stark abhängig von der Konstruktionsart. Insbesondere bei geschweissten Konstruktionen ist diese Tatsache von Bedeutung. Diese Ergebnisse haben Eingang in die Norm SIA 161 von 1979 gefunden und sind auch bei der Prüfung von bestehenden Bauwerken zu berücksichtigen [26].

Veränderte Belastungsannahmen

Die Belastungsannahmen sind in den SIA-Normen von 1935 und später in besonderen SIA-Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten (1956 bzw. 1970) geregelt. Während sich die Belastungsannahmen für Hochbauten im Laufe der Jahre kaum geändert haben, haben die Belastungsannahmen für Brücken eine bedeutende Verschärfung erfahren. Die Entwicklung der *Belastungsannahmen für Strassenbrücken* ist in Bild 7 dargestellt. Dabei werden die Biegemomente einer einfeldrigen, einspurigen Strassenbrücke infolge Verkehrslast gemäss den verschiedenen Normen aufgetragen.

Es zeigt sich, dass sich die zu berücksichtigende *Verkehrslast* seit 1935 stark erhöht hat. Im Bereich der kleineren Spannweiten hat sich die Verkehrslast

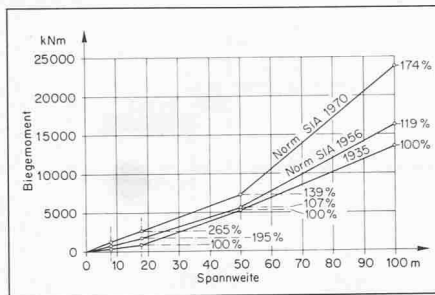


Bild 7. Biegemomente einer einfeldrigen einspurigen Strassenbrücke. Verkehrslast nach Belastungs-norm SIA

mehr als verdoppelt. Dies ist im besonderen durch die Berücksichtigung der Schwertransporte bestimmt. Bei den grösseren Spannweiten betrug die Vergrösserung 40% bis 70%. Allerdings ist gezeigt worden, dass bei grossen Spannweiten gegenüber den Normlasten Abminderungen möglich sind [26].

Der Winddruck ist seit 1935 normiert. In den Normen seit 1956 und 1970 wurden bedeutende Differenzierungen für Bauten mit besonderen Formen und grossen Höhen vorgenommen. Erdbebenwirkungen waren vor 1970 nicht zu berücksichtigen. Sie sind aber seit 1970 normiert. Dabei ist in der Schweiz normalerweise Intensitätsklasse VII, an stärker gefährdeten Orten Intensitätsklasse VIII vorzusehen.

Gewandelte Sicherheitsvorstellungen

Die SIA-Normen von 1935 legten fest, dass die grössten aus dem ungünstigsten Zusammenwirken der Belastungen sich ergebenden Beanspruchungen die festgesetzten zulässigen Spannungen nicht überschreiten sollen [16]. Dies entspricht dem bis heute üblichen *Spannungsnachweis*. Als Rechenverfahren muss das elastische Verfahren angenommen werden, da andere Verfahren 1935 noch nicht angewandt wurden.

In unserer Zeit ist erkannt worden, dass der Spannungsnachweis keine genügende Auskunft über die Sicherheit eines Bauwerkes als Ganzes ergibt. Es wird daher der *Nachweis der Tragfähigkeit* des Bauwerkes als Ganzes nach der Bruchtheorie bzw. Plastizitätstheorie gefordert [27]: In einem *Einwirkungsmodell* werden sämtliche Belastungen wie Eigengewicht, Verkehrslast, Wind, Erdbeben erfasst. Das *Widerstandsmodell* beschreibt den Einfluss der Abmessungen, Querschnittswerte, Materialkennwerte auf den Widerstand von Tragkonstruktionen. *Einwirkungsmodell* und *Widerstandsmodell* werden zu einer *Sicherheitsbedingung* verknüpft.

Literaturhinweise

- [1] Public infrastructure—are more dollars coming? Civil Engineering, December 1982
- [2] Woywod, E., Milosavljevic, M., Lazic, B.: «Überwachung und Unterhalt von Kunstbauten». Schweiz. Ingenieur und Architekt, Heft 22/1982
- [3] Siebke, H.: «Supervision and Inspection of the Structures of the German Federal Railway». IABSE Report, Vol. 38, 1982
- [4] CFF Arr. I, Section des Ponts: «Directives CFF I pour ouvrages d'art. I. Ponts». Avril 1980
- [5] Woywod, E.: «Erfahrungen über Betonschäden und deren Sanierung im Kanton Aargau». Kurzreferat BIA-Studientagung «Beton – ein dauerhafter Baustoff?» vom 26.1.1983
- [6] Price, W.I.J.: «Highway Bridge Inspection: Principles and Practices in Europe». IABSE Report, Vol. 38, 1982
- [7] Grattesat, G.: «Rating and Evaluation of Remaining Life of Bridges». IABSE Report, Vol. 38, 1982
- [8] O.E.C.D. Road Research. Bridge Maintenance. Bericht einer Forschungsgruppe. Paris, O.E.C.D., 1981
- [9] Shirole, A.M., Hill, J.J.: «Financial and Planning Considerations for Bridge Rehabilitation». IABSE Report, Vol. 39, 1982
- [10] DeLony, E.: «Conflict between Structurally Deficient and Historically Significant Bridges». IABSE Report, Vol. 39, 1982
- [11] Le Franc, M., Virloxeux, M.: «Symposium on Civil Engineering Structure Management Brussels – Paris 1981 and an Example of an Ancient Bridge Rehabilitation». IABSE Report, Vol. 39, 1982
- [12] McCabe, R.: «Wheeling Suspension Bridge, USA – Case Study». IABSE Report, Vol. 39, 1982
- [13] International Commission on Large Dams: «World Register of Dams 1973» und «World Register of Dams (First updating, December 1974) 1976»
- [14] Post- und Eisenbahndepartement: «Verordnung betreffend Berechnung und Prüfung der eisernen Brücken- und Dachkonstruktionen auf den schweizerischen Eisenbahnen, vom 19. August 1892». SBZ, Bd. XX, Nr. 13, 1892
- [15] Schweizerische Kommission des armierten Betons: «Vorschriften über Bauten in armiertem Beton, vom 30. April 1909». SBZ, Bd. LIV, Nr. 13, 1909
- [16] Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein (SIA): «Normen für die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton». Zürich, 26. Januar 1935
- [17] Ladner, M.: «Die statischen Belastungsversuche bis zum Bruch an der Monierbrücke in Wildeggen». Dübendorf, Bericht EMPA Nr. 30 245, 1. Juli 1974
- [18] Merminod, M.: «Die Gefahr der Betonkarbonatisierung». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 24/1980
- [19] Smolcyk, H.-G.: «Bericht über die Langzeituntersuchung des VDZ an der TU München». Referat 3.2, RILEM, Symposium über die Karbonatisierung von Beton April 1976
- [20] Soretz, S.: «Korrosion von Betonbauten – ein neues Schlagwort?». Zement und Beton, Heft 1/1979
- [21] Ristic, V.: «Erfahrungen über Betonschäden und deren Sanierung in Basel». Kurzreferat BIA-Tagung «Beton – ein dauerhafter Baustoff?» vom 26.1.1983
- [22] Rehm, G., Nürnberger, U., Frey, R.: «Zur Korrosion und Spannrisskorrosion von Spannstählen bei Bauwerken mit nachträglichem Verbund». Der Bauingenieur 56 (1981)
- [23] Böhm, H.: «Risskorrosionserscheinungen an Spannstählen». Schweiz. Bauzeitung 39 (1975)
- [24] Stüssi, F.: «Die Theorie der Dauerfestigkeit und der Versuche von August Wöhler». Mitt. der T.K.V.S.B. Nr. 13, 1955
- [25] Hirt, M.A.: «Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet der Ermüdung und deren Berücksichtigung bei der Bemessung von Eisenbahnbrücken». Bauingenieur, Juli 1977
- [26] Hirt, M.A.: «Remaining Fatigue Life of Bridges». IABSE Report, Vol. 38, 1982
- [27] Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein (SIA): «Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken». Dokument 260 (Interne Weisung), September 1982

Diese hat die Form

$$G(y_1^*, y_2^*, y_3^* \dots y_n^*) = 0$$

Die Werte y_i^* sind dabei die Bemessungswerte der Leitvariablen, nämlich die oben erwähnten Belastungen, die Abmessungen der Tragwerke und die Festigkeitswerte der Baustoffe.

Für die Bemessung werden für die Leitvariablen Werte eingesetzt, die etwa der 10^{-5} Fraktile entsprechen, die also mit einer Wahrscheinlichkeit von lediglich etwa 1:100 000 unterschritten bzw. überschritten werden. Dabei wird vom Bruchzustand des Bauwerkes ausgegangen.

Es werden somit im Tragfähigkeitsnachweis Streuungen in den geometrischen Abmessungen, wie beispielsweise die statische Höhe eines Trägers, Streuungen in den Belastungen wie beispielsweise Schnee, Wind oder Streuungen in den Festigkeiten wie beispielsweise Würfeldruckfestigkeit des Betons berücksichtigt.

Der Tragfähigkeitsnachweis erlaubt es, sämtliche statischen Reserven des Tragwerkes heranzuziehen. Er scheint insbesondere auch geeignet, die Tragfähigkeit von bestehenden Bauwerken zu überprüfen, die an neue Bedürfnisse anzupassen sind.

Zusammenfassung

Eine der Hauptaufgaben des Bauingenieurs in naher Zukunft wird die *Erhaltung und Erneuerung bestehender Bauwerke* darstellen. Es ist versucht worden, eine Reihe der dabei nötigen Überlegungen zusammenzutragen.

Zur *Gebrauchsdauer* kann festgestellt werden, dass diese aus volkswirtschaftlichen Gründen bei kleineren Tiefbauten wie Brücken bei über 120 Jahren und bei grösseren Anlagen wie Talsperren weit höher anzunehmen ist. Infolgedessen sind bei der Prüfung von be-

stehenden Bauwerken *das Langzeitverhalten und die sich verändernden Technologien der Baustoffe* zu berücksichtigen.

Bei *unbewehrtem Beton* in nicht aggressiver Umgebung kann damit gerechnet werden, dass die ursprünglich vorgeschriebene Festigkeit zum mindesten vorhanden ist und sich im Laufe der Zeit erhöht hat. Bei *armiertem Beton* ist in jedem Fall der Zustand der Armierung zu prüfen. Diese kann bei Bauwerken, die über 40 Jahre im Gebrauch stehen, infolge fortschreitender Karbonatisierung des Betons Korrosionserscheinungen aufweisen. Bei *Stahlbauten*

stellt die Abschätzung der seit der Erstellung eingetretenen Materialermüdung eine anspruchsvolle Aufgabe.

Zu berücksichtigen sind bei allen Bauten insbesondere *die veränderten Belastungsannahmen*. Diese haben sich im Brückenbau im Laufe der letzten Jahrzehnte stark erhöht. In allen übrigen Fällen ist seit 1970 die Erdbebenwirkung einzubeziehen. Fundamente können in vielen Fällen wiederverwendet werden, sind aber gründlich zu untersuchen.

Gewandelte Sicherheitsvorstellungen erfordern mit dem *Tragfähigkeitsnach-*

weis neue Rechenverfahren nach der Bruchtheorie. Diese Verfahren ermöglichen neben der besseren Erfassung der Sicherheit eines Bauwerkes die Heranziehung aller vorhandenen statischen Reserven. Sie eignen sich daher in besonderem Masse zur Überprüfung der Tragfähigkeit von bestehenden Bauten, nachdem durch Voruntersuchungen die Grössen sämtlicher Leitvariablen ermittelt worden sind.

Adresse des Verfassers: A. Wackernagel, dipl. Bauing. ETH/SIA, c/o Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Gellertstr. 55, 4020 Basel.

Erhaltung eines gemauerten Bogenviadukts

Verbreiterung des Luogelkinviadukts der BLS

Von Urs Graber, Bern

Der Doppelspurausbau der Bahnlinie Bern-Lötschberg-Simplon erfordert die Verbreiterung des Luogelkinviaduktes auf der Lötschberg-Südrampe. Die neue Konstruktion wird mit der bestehenden Bogenbrücke aus Naturstein verbunden. Durch Natursteinverkleidung bleibt der ursprüngliche Charakter erhalten. Die Baustelle ist bahnerschlossen und hat eingleisigen Bahnbetrieb zu gewährleisten, was spezielle Ausführungsprobleme stellte.

Bild 1. BLS-Luogelkinviadukt mit Rhonetal bei Hohtenn



Einleitung

Der 127 m lange BLS-Luogelkinviadukt bei Hohtenn aus dem Jahre 1910 beeindruckt durch die Schlankheit der hohen Pfeiler und die gute Eingliederung der groben Mauerwerksstruktur in die Felslandschaft und typische Vegetation der Lötschberg-Südrampe. Er wurde deshalb zum beliebten Fotoobjekt und wirbt auf mancher Plakatwand für die Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn (BLS), vgl. Bild 1. Von der Beliebtheit des Bauwerkes zeugt auch die 20-Rp-Werbemarke von 1963 zum 50-Jahr-Jubiläum der BLS.

Im Zuge des Ausbaus der BLS auf Doppelspur sind seit Anfang 1982 Bauarbeiten zur Erweiterung des einspurigen Viaduktes im Gange. Die BLS unternimmt grösste Anstrengungen, das bekannte Bauwerk *in seiner bisherigen Gestalt zu erhalten*. Die Verbreiterung wird unter Beibehaltung der alten Form in Stahlbeton ausgeführt und mit Natursteinen verkleidet. Das Vorhaben in topographisch und bautechnisch schwieriger Lage stellt eine Reihe besonderer Probleme, über die im folgenden berichtet wird.

Die Pfeiler

Bauweise

Der höchste Pfeiler ist 47 Meter hoch (Bild 2). Die Hülle der bestehenden Pfeiler ist mit Kalkstein gemauert, das Innere mit Lockergestein gefüllt. Das zweite Gleis kommt im Abstand von 3,60 m talseitig vom bestehenden zu liegen. Die Pfeiler sind dementsprechend um 3,30 m zu verbreitern, und weitere 100 cm können durch leichte seitliche