Materialtechnische Untersuchungen und Bruchversuch an einer 20 Jahre alten vorgespannten Brücke über die alte Glatt bei Zürich

Autor(en): **Weder, Christoph**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **96 (1978)**

Heft 14

PDF erstellt am: **29.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-73673

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Long-term measurements on prestressed concrete bridges

Synopsis

In order to draw a comparison between the calculated and actual values of long-term prestress losses due to shrinkage and creep in concrete and relaxation of prestressing steel, measurements of forces in the prestressing cables of 5 prestressed concrete bridges in Switzerland (see Figs. 4, 5 and 6a) were carried out over a period of between 5 and 20 years. The initial jack forces for the monitored cables varied between 125 to and 250 to per cable.

This paper presents details of the measurements recorded on one of the bridges, the Monbijou bridge across the River Aare near Berne (see Fig. 6). Precision dynamometers specially developed for the purpose (see Figs. 1, 2 and 3) were built in at the time of construction at 4 locations along the length of one of the prestressing cables and force measurements were made at regular intervals over a period of nearly 15 years. Depending on the initial prestressing force at the measurement locations, prestress losses of between 9.5% and 13.8% were observed at the end of this period.

A summary of the measurements taken on all 5 bridges is also presented (see Fig. 7) and these show that for similar values of initial prestress the prestress loss at any given time is almost identical.

Details are given of a test carried out over nearly 20 years at the EMPA laboratory to establish a value for the long-term prestress loss due to relaxation in a prestressing tendon consisting of 8 no. 6 mm dia. wires stressed to 110.1 kp/mm² (see Fig. 10).

In the final part of the paper the well-known CEB formula is used to calculate the prestress losses due to shrinkage and creep in concrete and relaxation of prestressing steel. A comparison is then made between the calculated and measured values of prestress for the Monbijou bridge (see Fig. 11) which shows that the CEB formula appears to deliver values for prestress losses which are 2.2% to 5.4% larger than the measured values and thus lie on the safe side.

The authors conclude that the long-term measurements show that in the case of these 5 bridges long-term prestress losses due to shrinkage, creep and relaxation have in fact occurred in their anticipated magnitude.

Conversion factors

Metric	*SI*	*Imperial*
1 mm		0,0394 in.
1 cm		0,3937 in.
1 m		3,2808 ft.
1 kp ≃	10 N	2,2056 lb.
1 Mp ≃	10 kN	0,9846 T
1 kp/mm² ≃	10 N/mm²	1423 lb./in.²
1 kp/cm² ≃	10 N/cm²	14.23 lb./in.²

Adresse der Verfasser: Dr. h.c. *M. Birkenmaier*, Bureau BBR Ltd., *H. Nil*, Stahlton AG, u. *H. R. Siegwart*, Proceq SA, Postfach, 8034 Zürich.

Materialtechnische Untersuchungen und Bruchversuch an einer 20 Jahre alten, vorgespannten Brücke über die alte Glatt bei Zürich

Von **Christoph Weder**, Dübendorf

Im Jahre 1954 wurde beim Ausbau der *Hauptverkehrsstrasse A von Zürich nach Winterthur* eine neue Brücke über die alte Glatt *bei Schwamendingen* erstellt. Es handelt sich um eine *vorgespannte Strassenbrücke*. Wegen des Autobahnbaues musste sie abgebrochen werden (Bild 1).

Auf Initiative des *Kantonsingenieurs des Kantons Zürich* sollte jedoch vor dem Abbruch die Gelegenheit wahrgenommen werden, an einem neuzeitlichen Bauwerk aus Spannbeton, das während 20 Jahren dem Strassenverkehr und den extremen Einflüssen der Witterung ausgesetzt war, *eingehende materialtechnische Untersuchungen am Beton und am Vorspannstahl* durchzuführen. Insbesondere galt es, den *Erhaltungszustand* der Brücke zu untersuchen. Die Brücke sollte Aufschluss geben können über die *Dauerhaftigkeit der Baustoffe Beton* und *Vorspannstahl*. Zusätzlich sollte auch überprüft werden, ob sich das *mechanische* Verhalten im Verlauf der Zeit unter den ständig schwankenden Belastungen infolge des Strassenverkehrs wesentlich verändert habe, und ob in einem solchen Fall sich die üblichen Methoden zur Berechnung des statischen Verhaltens immer noch anwenden liessen.



Bild 1. Blick von der Nordseite der Brücke im Vordergrund in Richtung Osten
View from the north of the bridge in the foreground, running eastwards

Brückenbelastungsproben, wie sie häufig durchgeführt werden, lassen das Verhalten des Bauwerkes jeweils nur im Bereich der Gebrauchslasten erkennen. Bei der Brücke über die alte Glatt sollte hingegen auch das *Verhalten im Bereich der Traglast*, d.h. *im Bruchzustand* überprüft werden.

Diese Überlegungen führten zum Entschluss, der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf die Aufgabe zu übertragen, ein entsprechendes Versuchsprogramm auszuarbeiten [1]. Für die Durchführung der Versuche standen wohl *zwei Monate Zeit*, aber *nur begrenzte finanzielle Mittel* zur Verfügung, so dass ein Bruchversuch am gesamten Objekt nicht in Frage kam. Das *Versuchsprogramm* sah deshalb im wesentlichen folgende Untersuchungen vor:

1. Aufnahme des baulichen Zustandes der Brücke durch eine visuelle Kontrolle.
2. Fahrversuche über die Brücke mit einem Lastwagen zur Ermittlung des Schwingverhaltens der vorgespannten Platte.

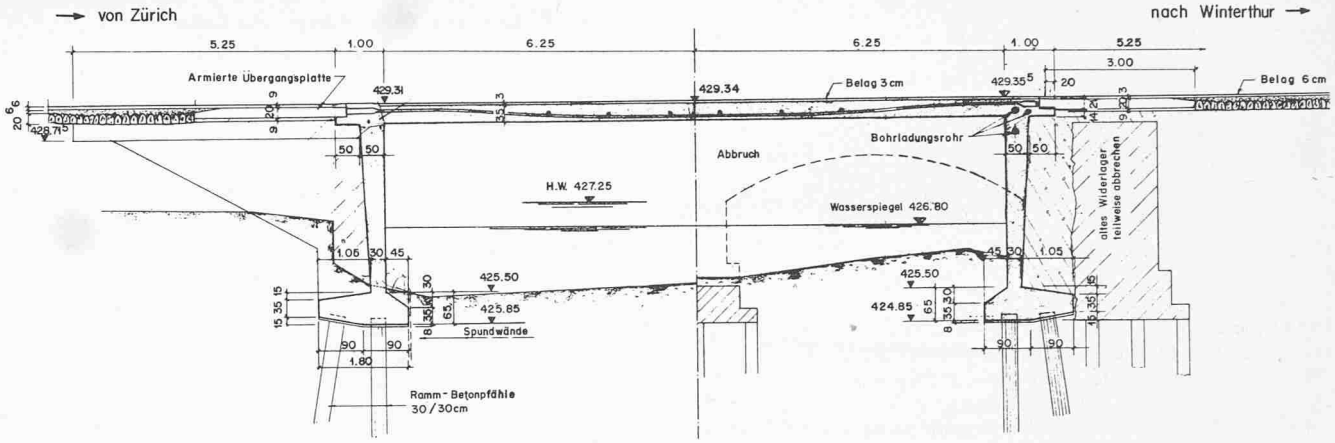


Bild 2. Längsschnitt. Gründung der Widerlager auf Betonpfählen
Longitudinal section. Base of the support on concrete piles

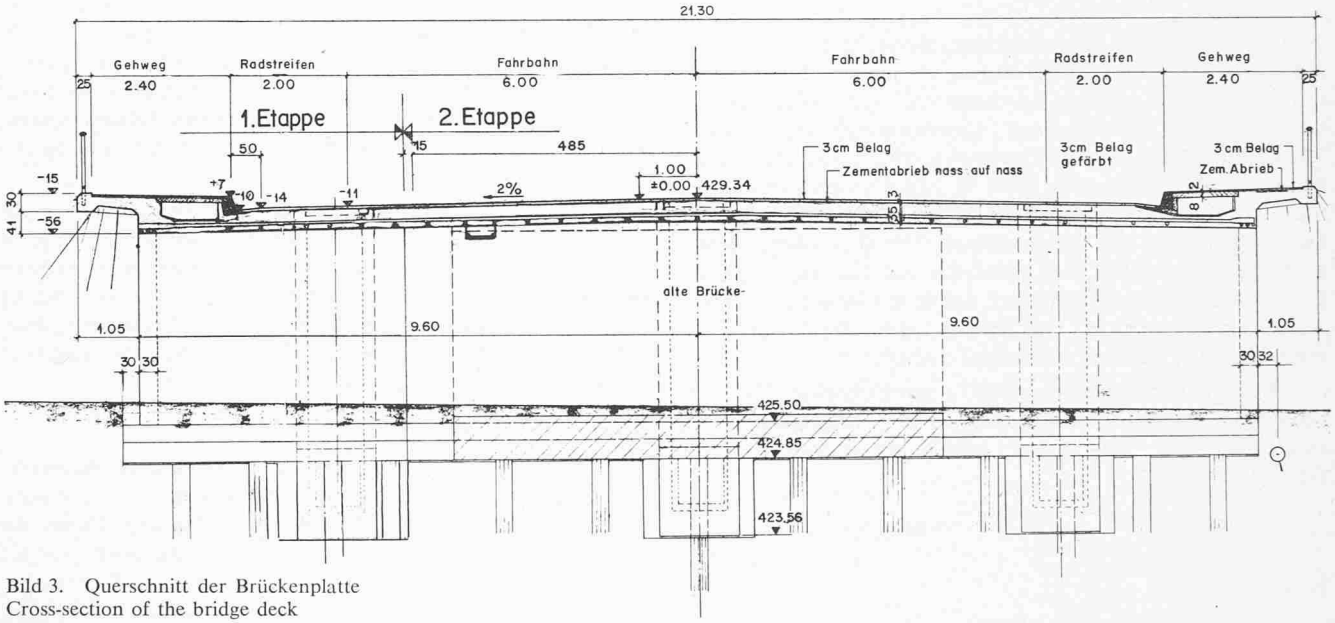


Bild 3. Querschnitt der Brückenplatte
Cross-section of the bridge deck

3. Umfassende materialtechnische Untersuchungen und Prüfungen am Beton, der schlaffen Armierung und am Vorspannstahl.
4. Statische Bruchversuche an zwei aus der Brückenplatte herausgeschnittenen Streifen.

Die unter 4. erwähnten beiden Plattenstreifen unterschieden sich durch verschiedene Einspannungsverhältnisse von Riegel und Stiel (der Querschnitt der Brücke stellt einen eingespannten Rahmen dar). Beim ersten Streifen wurden die Ankerköpfe der Vorspannkabel freigelegt, während beim zweiten Streifen die Einspannung intakt blieb. Mit diesen Bedingungen sollte der Bruchversuch die Frage klären, ob beim Ausfall der Verankerungsköpfe eines Vorspannkabels das Bauwerk versage oder nicht.

Konstruktion und Zustand der Brücke

Die im Jahre 1954 erbaute Brücke wies eine freie Spannweite von 12,50 m und eine Breite von 21,3 m auf und war als eine *in Längs- und Querrichtung vorgespannte Plattenrahmenbrücke* konstruiert (Bilder 2 und 3). Das statische System der Brücke stellt einen eingespannten Rahmen dar, dessen Stiele als Wände und der Riegel als Platte von 0,35 m Dicke ausgebildet war. Bei der Vorspannung fand das System nach dem Verfahren Freyssinet Anwendung. In der Brückenplatte waren in Längsrichtung 62 Vorspannkabel zu 500 kN mit je 12 Drähten à 7 mm und in Querrichtung 15 Kabel der gleichen Art zu 500 kN eingebaut. Neben den Vorspannkabeln war noch eine schlaffe Armierung von 10 mm Durchmesser angeordnet.

Der *bauliche Zustand* der Brücke konnte mittels einer *visuellen Kontrolle* der einzelnen Bauteile sowie einigen besonderen Laboruntersuchungen erfasst werden [1]. Die Untersuchungen zeigten, dass die Betonkonstruktion aus einem qualitativ hochstehenden Beton hergestellt worden war und nur wenige kleine Risse von max. 0,2 mm an der Brückenplatten-Unterseite aufwies. Die beiden Widerlager hatten ebenfalls keine wesentlichen Schäden und waren auch frei von Verfärbungen durch Kalkausblühungen, wie dies oft bei älteren Bauwerken aus Beton beobachtet werden kann.

Gesamthaft betrachtet, präsentierte sich das Bauwerk noch in einem *äusserst guten Zustand*, so dass es seine Funktion noch weitere Jahre hätte erfüllen können.

Fahrversuche

Die Fahrversuche hatten zum Ziel, die *dynamischen Kennwerte* der Brücke, nämlich die Eigenfrequenz f_0 und deren Dämpfungsmass δ (log. Dekrement) sowie den Stosszuschlag φ,



Bild 4. Das Fahrzeug links diente als Versuchsfahrzeug. Im Vordergrund ist das für «Sprungversuche» bereitgelegte Brett sichtbar
The vehicle left served as the test vehicle. In the foreground is the board laid ready for the «bump test»

verursacht durch ein Einzelfahrzeug, durch Messungen zu bestimmen. Damit diese *Schwingungsmessungen* durchgeführt werden konnten, fuhr ein Lastwagen mit einer Gesamtmasse von 15 t mit verschiedenen Geschwindigkeiten zwischen 5 km/h und 40 km/h in der Längsachse der Fahrbahn (≙ Brükkenmitte) über die Brücke (Bild 4). Mit Messgeräten wurden nur die *vertikalen* Schwingungen der Brücke an verschiedenen Stellen gemessen und aufgezeichnet. Um den Einfluss einer allfälligen Unebenheit der Fahrbahn auf die Stossempfindlichkeit der Brücke festzustellen, wurde in einem sog. *Sprungversuch* ein 50 mm dickes und 280 mm breites Brett in Brückenmitte ebenfalls mit dem Lastwagen überfahren.

Aus den gemessenen und aufgezeichneten (Bild 5) Schwingungsamplituden liessen sich die folgenden *Stosszuschläge in der Längssymmetrieachse* der Brücke nach der Formel

$$\varphi = \frac{A_{max,\,dyn} - A_{max,\,stat}}{A_{max,\,stat}} \times 100\ (\%)$$

berechnen:

$\varphi_{max} = 17\%$ (Fahrt ohne Brett)
$\varphi_{max} = 170\%$ (Fahrt mit Brett)

Die aus den Schwingungsmessungen berechnete Eigenfrequenz f_o der Brücke beträgt 8,59 Hz; die in [1] aufgrund von bestimmten Annahmen vor den Fahrversuchen theoretisch berechnete Eigenfrequenz der 1. Schwingung der Brücke beträgt $f_o = 8{,}66$ Hz. Das als Dämpfungsmass bezeichnete logarithmische Dekrement δ

$$\left(\delta = \frac{1}{n} \cdot ln \frac{A_o}{A_n}\right)$$

erreichte im Mittel 0,204. Es ist heute möglich, die zu erwartenden dynamischen Kennwerte (δ, f_o) einer einfachen Brücke mittels Rechenprogrammen auf EDV-Anlagen theoretisch zu bestimmen. Exakt durchgeführte Versuche, die wohl einen gewissen minimalen Aufwand erfordern, können die theoretischen Kennwerte bestätigen, wie das vorliegende Beispiel zeigt.

Tabelle 1. Streckgrenze und Zugfestigkeit des verwendeten Armierungsstahls

	σ_s (N/mm²)		β_z (N/mm²)	
	Ist	*Soll*	*Ist*	*Soll*
Caronstahl	433	400	524	500
Torstahl	536	400	615	500

Materialtechnische Untersuchungen am Beton, Armierungsstahl und an den Vorspannkabeln

Betonqualität

Aus verschiedenen Bauwerkteilen der Brücke wurden *Betonbohrkerne von 50 mm Durchmesser* entnommen, die Aufschluss über den Erhaltungszustand des Betons nach über 20 Jahre dauernder Beanspruchung durch Witterung und Belastung geben sollten. Ein Teil der Bohrkerne diente der *Anfertigung von Druckproben,* die übrigen wurden zur *Elastizitätsmodulmessung* verwendet. Der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit dieser Druckproben betrug 87,5 N/mm². Mit der Standardabweichung von 12,1 N/mm² konnte ein Variationskoeffizient von 14% berechnet werden. Als Vergleich zu den angegebenen Werten seien an dieser Stelle noch die Resultate der Festigkeitsprüfungen aus dem Jahre 1954 erwähnt, die eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 55 bis 60 N/mm² ergaben.

Ergänzend zu den Festigkeitsprüfungen wurden *chemische Analysen* zur Bestimmung von *Rohdichte, Wasseraufnahme, Zementgehalt* und *Karbonatisierung* mit Methoden durchgeführt, die sich bei jüngeren Betonproben bewährt hatten. Die dabei erzielten Resultate zeigen die gleichen Zusammenhänge wie bei jungen Betonproben, was den Schluss zulässt, dass das analytische Verfahren auch bei der Untersuchung von altem Beton brauchbar ist.

Der Zementgehalt des verwendeten Betons lag etwa in der gleichen Grössenordnung wie beim heutigen Konstruktionsbeton. Der an einigen Betonproben bestimmte Karbonatisierungsgrad war sehr klein, denn die karbonatisierte Tiefe betrug maximal 1,2 mm. Die tieferen Betonpartien reagierten demzufolge stark alkalisch, was auf einen dichten und qualitativ hochstehenden Beton hinwies.

Schlaffe Armierung

Die schlaffe Armierung in den verschiedenen Bauwerkteilen bestand aus *kaltgerecktem Torstahl 40 für die Längsarmierung* und *Caronstahl* für die *Querarmierung*. Damit die Qualität der verwendeten Armierungen überprüft werden konnte, wurden einige Stücke aus der Brücke entnommen – und zwar *nach* den Bruchversuchen – und einem statischen Zugversuch unterzogen. Die dabei ermittelte Streckgrenze σ_s und die Zugfestigkeit β_z ist in Tabelle 1 zusammengestellt.

Die an der Brücke selbst als auch an einigen Bohrkernen gemessene Betonüberdeckung der Armierungsstähle betrug in allen Fällen mindestens 25 bis 30 mm und erfüllte demnach schon damals die heutige SIA-Normanforderung (SIA-Norm 162, Art. 3.28[1]), die 25 mm Betonüberdeckung vorschreibt. Dank dieser guten Betonüberdeckung konnten deshalb an den direkt aus dem Beton herausgelösten Armierungseisen keinerlei Spuren von Korrosionsbildung festgestellt werden.

Vorspannkabel

Ziel der an einigen Vorspannkabelabschnitten von 1 m Länge durchgeführten materialtechnischen Untersuchungen war es, Aussagen über den *umfassenden Erhaltungszustand* der Kabel zu machen (Bilder 6 und 7).

Rein *äusserlich* zeigten sich die Spannkabel hinsichtlich Korrosion und Verankerung *in gutem Zustand.* Ebenso wurde eine starke Haftung zwischen dem Konstruktionsbeton und dem Hüllrohr festgestellt. Nach dem Öffnen der Hüllrohre konnte auch das Innere der Vorspannkabel untersucht werden. Im grössten Teil (95%) der untersuchten Kabel kamen kleinere Hohlräume in der sonst sehr dichten und kompakten Mörtelfüllung zum Vorschein. Diese Hohlräume (Zwickel) entstanden durch Luftblasen beim Einpressen des Mörtels in die Hüllrohre, die ein Entweichen der Luft nur an den Enden der

Kabel zuliessen (Bild 8), da keine Steigrohre in Kabelmitte vorhanden waren. Die Oberflächen der Hohlräume waren oft mit einem weisslichen, aus Kalkausscheidungen aus dem Wasser bestehenden Belag überzogen.

Die *Umhüllung* der einzelnen Spanndrähte mit Mörtel war im grossen und ganzen sehr gut. Oft lag aber ein Teil der Drähte am Hüllrohr an, die dann an der Berührungslinie nicht mit Mörtel umhüllt waren, so dass es zur Korrosionsbildung kam. Die meisten Spanndrähte waren jedoch frei von jeglicher Korrosion.

Statische und *dynamische Festigkeitsprüfungen* an 50 Spannstahlproben ergaben Werte, die auch heute noch den damals gestellten Forderungen genügten. Der Mittelwert der Streckgrenze betrug 1477 N/mm² und der für die Zugfestigkeit 1622 N/mm².

Der Vorspannzustand der Brücke konnte an fünf Querkabeln untersucht werden. Durch Messung der Verkürzung der einzelnen Drähte nach ihrer Durchtrennung und unter Verwendung eines mittleren Elastizitätsmoduls von $E = 202$ kN/mm² liessen sich die noch vorhandenen Vorspannkräfte [1] berechnen. Diese Berechnung ergab eine noch wirksame Vorspannung je Kabel von 427 kN oder 84,6 % des ursprünglichen Istwertes. Die Vorspannverluste von etwa 15 % in den 20 Betriebsjahren der Brücke halten sich demnach im Rahmen der Erwartungen; sie sind durch die in der Rechnung von 1954 abgeschätzten 12 % ziemlich gut abgedeckt worden.

Statische Bruchversuche

Allgemeines

Aus der statischen Berechnung der Brücke war zu entnehmen, dass die Bruchlast der ganzen Brücke über 20 MN betragen würde. Dies bedeutete, dass ein Bruchversuch an der ganzen Brücke mit relativ bescheidenem Aufwand nicht durchführbar war und sich deshalb auf *zwei in Längsrichtung der Brücke unmittelbar nebeneinanderliegende Plattenstreifen von 0,90 m Breite* – bedingt durch die Anordnung der Längskabel in der Brückenplatte – beschränken musste. Beide Streifen wurden mittels Diamantsägeblättern aus der Brückenplatte herausgeschnitten, wobei die Schnittbreite etwa 3 mm betrug und die Schnitte von oben nach unten leicht konisch verliefen, um einem möglichen Verkanten des Streifens während des Belastungsversuches vorzubeugen.

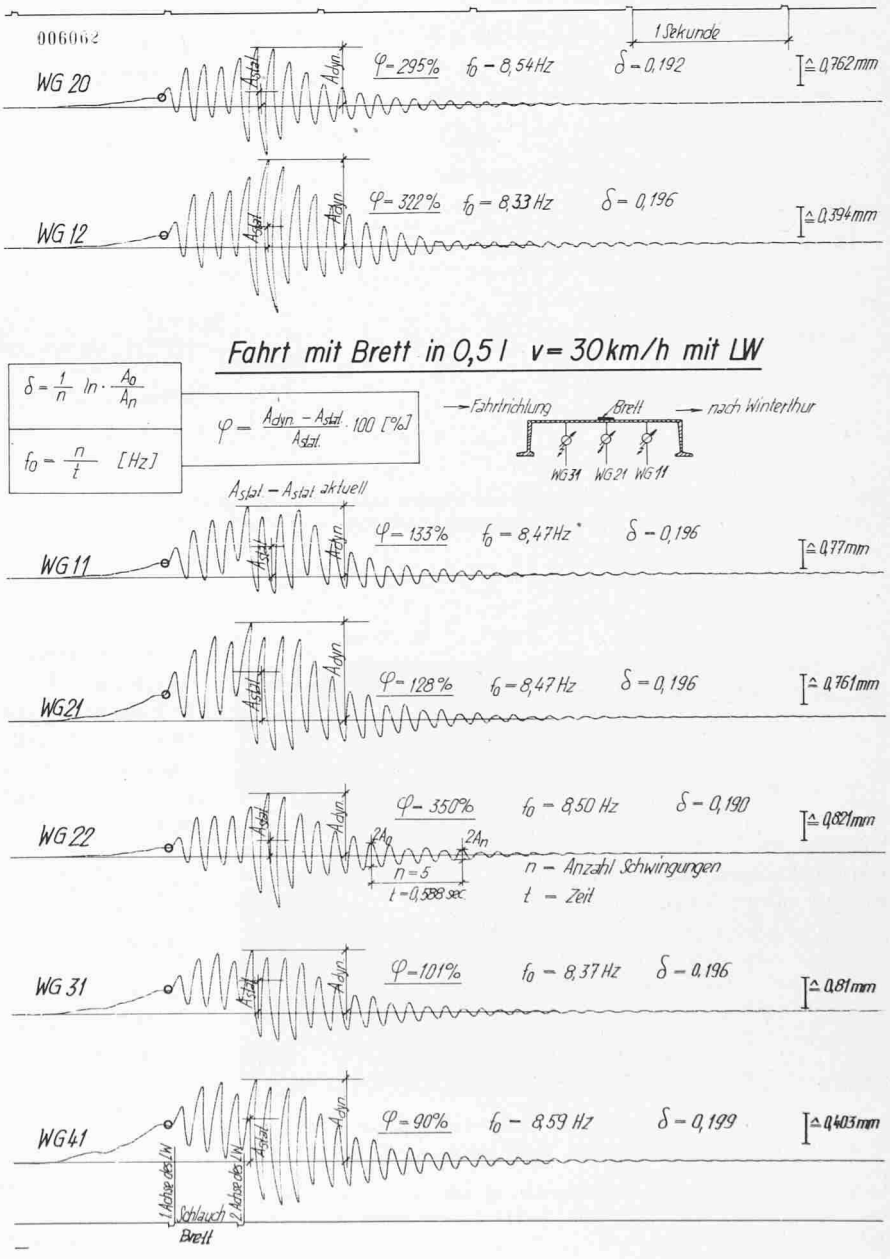


Bild 5. Beispiel einer Schwingungsaufzeichnung bei einer Fahrt des Lastwagens mit v = 30 km/h über die Brücke
Example of a recorded oscillation for one crossing of the bridge with v = 30 km/h

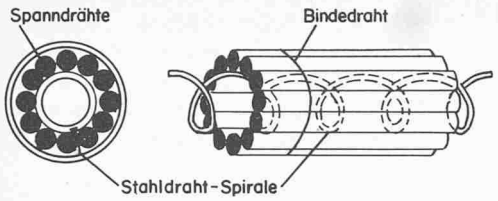
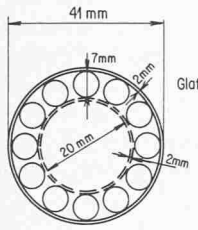


Bild 6. Querschnitt eines Vorspannkabels
Cross-section of a prestress cable

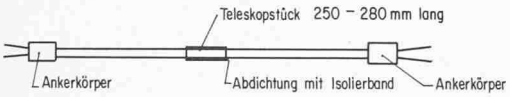


Glattes Hüllrohr ø aussen: 41 mm
innen: 39 mm

Spanndrähte ø 7mm:
12 ø 7mm : F = 461.6 mm²
Drahtspirale ø 2mm : F = 3.1416 mm²

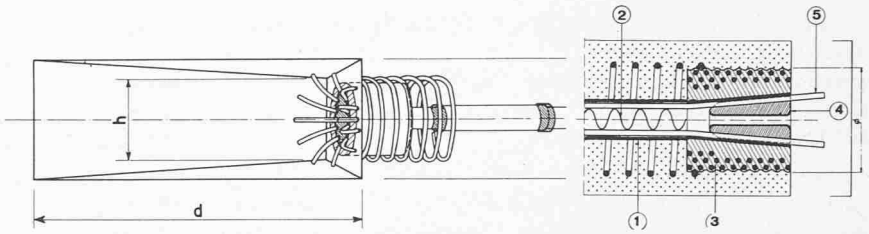
Füllungsgrad:

Rohr ø innen 39 mm → F 1194.6 mm² ≙ 100.0 %
12 Stahldrähte ø 7mm → F 461.6 mm² ≙ 38.6 %
1 Stahldrahtspirale ø 2mm → F = 3.14 mm² ≙ 0.263 %
Theoretischer Füllungsgrad für Mörtel: 61.14 %



Die Initialvorspannung Vo beträgt bei 0.65 β_z: 480 kN
bei 0.70 β_z: 595 kN

β_z = 1.6 kN/mm²



① Spannglied mit 12 Spanndrähten
② Drahtspirale
③ Ankerkörper
④ Konus
⑤ Spanndrähte, die umgebogen als Armierung des Schutzbetons dienen
⑥ Spannpresse
⑦ Keile zum Festklemmen der Drähte
⑧ Innerer Kolben der Presse für das Einpressen des Konus

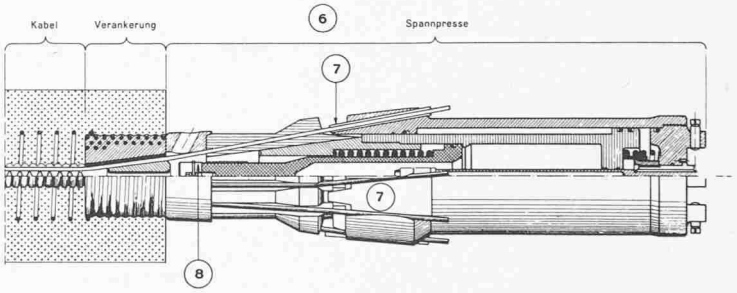


Bild 7. Querschnitt der Vorspannkabel mit Massen und Mörtelfüllungsgrad
Cross-section of prestress cable with dimensions and degree of grout filling

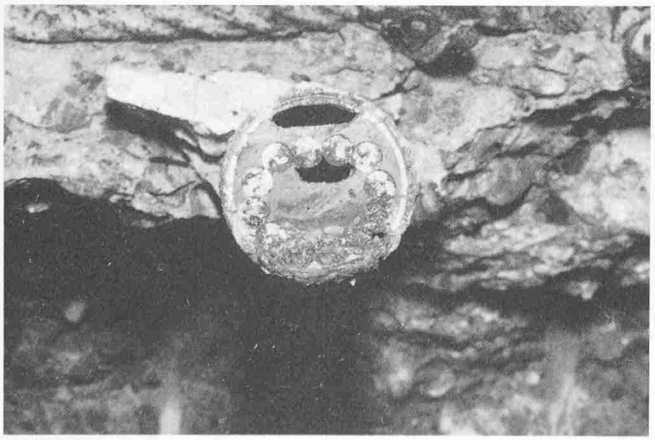


Bild 8. Längskabel im Streifen S 2. Schnitt des Kabels direkt vor dem Ankerkopf, Seite Wallisellen. Hohlräume an der Oberseite des Kabels erkennbar
Longitudinal cable in strip S 2. Section of the cable directly before the anchor head, Wallisellen side. Voids on the upper side of the cable recognisable.

Die voneinander getrennten Plattenstreifen unterschieden sich in ihren Einspannstellen. Bei einem Streifen (S1) wurde die Einspannung der Platte (Riegel) in die Widerlager (Rahmenstiele bzw. -wände) belassen. Beim zweiten Streifen (S2) hingegen sollte die Wirkung eines ausgefallenen Ankerkopfes auf das Tragverhalten des Systems (S2) untersucht werden, weshalb die Ankerköpfe dieser drei Längskabel freigelegt und somit die Einspannung eliminiert wurde. Die beiden Plattenstreifen bildeten nun *klar definierbare statische Systeme,* die erstens *genau berechnet werden konnten* und die zweitens einen *statischen Bruchversuch mit normalem Aufwand zuliessen.* Das System mit dem Streifen S1 stellte einen *Rahmen* dar, das mit dem Streifen S2 bildete einen *einfachen Balken.*

Die rechnerisch einfach zu erfassenden statischen Systeme sollten den Beweis erbringen, dass das theoretisch ermittelte und durch unzählige «Laborversuche» auch bestätigte Verhalten in Wirklichkeit zutrifft.

Belastungseinrichtung

Die Belastungseinrichtung für die Bruchversuche an den beiden Plattenstreifen bestand im wesentlichen aus folgenden Elementen (Bild 9):

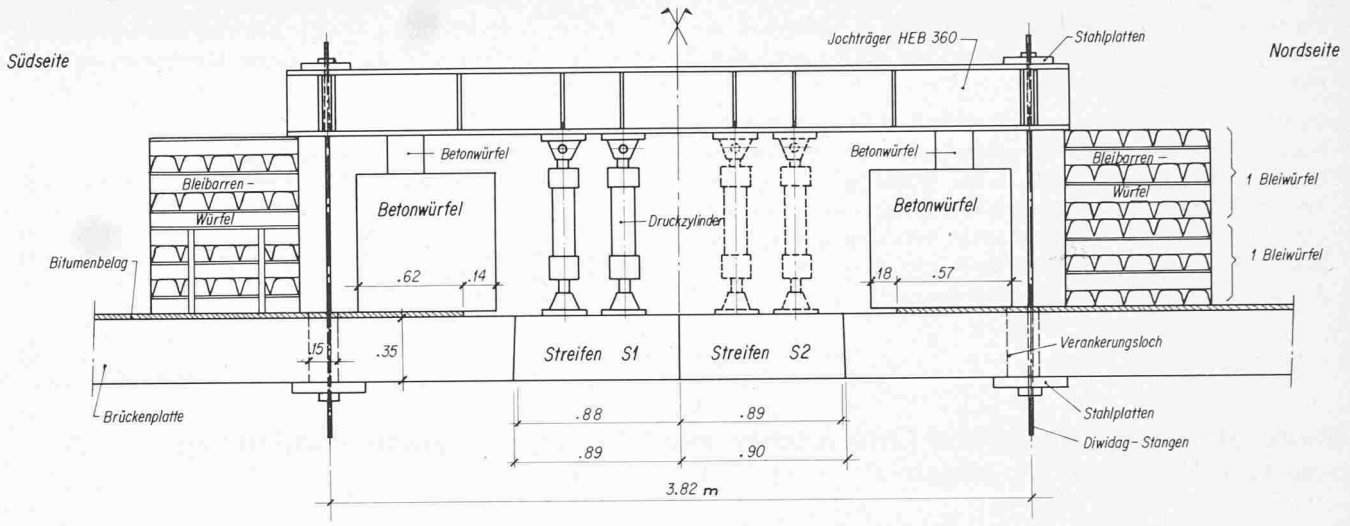


Bild 9. Belastungseinrichtung
Arrangement of loading

- 4 Jochträger aus Stahl, die senkrecht zu den Streifen angeordnet waren, an ihren Enden auf Betonwürfeln auflagen und mittels je einer Zugstange an die noch intakten Brückenteile heruntergespannt wurden;
- 8 hydraulisch gesteuerte 250-kN-Zug-Druckzylinder mit je 0,30 m Hub, wobei an jedem Jochträger zwei solche Zylinder befestigt wurden.

Um eine günstige Lastverteilung über den ganzen Streifen zu erreichen, wurden die Lastpunkte der vier Lastgruppen etwa in den Viertelspunkten der statischen Brückenspannweite angeordnet. Damit nun aber die noch intakten Brückenteile durch die Reaktion der Belastung nicht zu stark angehoben werden konnten, war eine *Zusatzbelastung* der Brückenplattenteile notwendig. Dieser Ballast bestand aus Bleibarren und Betonwürfeln im Gesamtgewicht von 2×676 kN (Bild 9).

Das Ziel der statischen Bruchversuche bestand darin, *an zwei einfachen statischen Systemen das unterschiedliche Tragverhalten zu untersuchen* und die theoretischen Bruchgrössen wie Traglast und Bruchmoment am Objekt zu überprüfen.

Ergebnisse

Die Versuche zeigten nun einige *besonders erwähnenswerte* Punkte [2]:

- Im Streifen S1 trat einseitig eine Unstetigkeit im geometrischen Verlauf der Vorspannkabel auf, die zu einem anfänglich etwas unerwarteten Bruchvorgang führte. Trotzdem unterschritt der berechnete Sicherheitsfaktor s den geforderten Normenwert nicht, d.h. auch bei kleineren fehlerhaften Ausführungen an Bauwerken ist die doch grosse Biegebruchsicherheit noch gewährleistet.
- Erstaunlich gross waren die Verformungen an beiden Systemen, bis die Grenze der Tragfähigkeit erreicht wurde. Dieses gute Verformungsvermögen kann auf den zusätzlichen Stahlquerschnitt der Vorspannkabel im Plattenstreifen zurückgeführt werden.
- Die aus den gemessenen Dehnungen und Stauchungen am Beton berechneten Spannungen zeigen, dass die Vorspannung im elastischen Bereich der Verformungen noch sehr gut wirksam war, auch unter Berücksichtigung der ermittelten Vorspannverluste.
- Die theoretischen Werte für Bruchlast und Bruchwiderstand konnten durch die Versuche bestätigt werden. Die Plastizitätstheorie hat sich demnach als zuverlässige Methode zur Berechnung der Tragfähigkeit dieser Systeme aus Spannbeton erwiesen. Auch entsprachen die während der Versuche aufgetretenen Bruchmechanismen recht gut den Erwartungen.
- An beiden statischen Systemen konnte das Entstehen und die Ausbildung der plastischen Gelenke an jenen Stellen mit grossen Stahldehnungen sehr gut beobachtet werden. Die Vorspanndrähte der Kabel in diesen Querschnitten befanden sich dannzumal im Fliesszustand, hingegen traten nirgends Stahlbrüche auf. Der Bruch beider Streifen erfolgte nämlich durch Stauchen der Betondruckzone in Feldmitte.

Tabelle 2. Zusammenstellung der wichtigsten Versuchs-Kennwerte

System		*S1 vorgespannter ebener Rahmen*	*S2 vorgespannter einfacher Balken*
Nutzlast		9,24 kN/m¹	9,24 kN/m¹
Eigengewicht		7,87 kN/m¹	7,87 kN/m¹
Durchbiegung unter Nutzlast in Feldmitte	δ_m	7 mm $\triangleq$ $^1/_{1830}$ l	21,9 mm $\triangleq$ $^1/_{585}$ l
Betonstauchung unter Nutzlast in Feldmitte	$\varepsilon_m{}^o$	— 0,14‰	— 0,35‰
Spannstahldehnung unter Nutzlast in Feldmitte	$\varepsilon_m{}^u$	+ 0,147‰	+ 0,51‰
Theoretische Traglast	$P_{Br}{}^T$	487 kN	399,5 kN
Traglast aus Versuch	$P_{Br}{}^V$	448 kN	404,5 kN
Theor. Bruchmoment (Feldmitte)	$M_{Br}{}^T$	638 kNm	638 kNm
Bruchmoment aus Versuch (Feldmitte)	$M_{Br}{}^V$	424 kNm	647 kNm
Max. gemessene Durchbiegung in Feldmitte		0,43 m ($^1/_{30}$ l)	0,287 m ($^1/_{45}$ l)
Max. gemessene Betonstauchung in Feldmitte		— 1,9‰	— 1,62‰
Max. gemessene Spannstahldehnung in Feldmitte		+ 8,2‰	+ 2,1‰
Bruchsicherheit $s \geqslant 1{,}8$ $s = \frac{\text{Traglast (inkl. Eigengewicht)}}{\text{Eigengewicht + Nutzlast}}$		2,05	1,85
Rissesicherheit $s_r \geqslant 1{,}25$		1,5	1,4

- Das angewandte Vorspannsystem hat sich als dauerhaft erwiesen. Mit kleineren Ausnahmen bezüglich Genauigkeit war auch die Applikation gut.
- Durch das Freilegen der Ankerköpfe beim Streifen S2 wurden einerseits, gegenüber dem System S1, andere Einspannverhältnisse der Platte in die Widerlager geschaffen. Anderseits zeigte der Belastungsversuch, dass die Vorspannkraft im Streifen S2 dank sehr gutem Verbund trotzdem vorhanden war und die Tragfähigkeit infolge der freigelegten Ankerköpfe keine merkliche Einbusse erlitt.

Die Zusammenstellung der Versuchsresultate in Tabelle 2 soll einen Überblick über die wichtigsten Kennwerte der Versuche geben.

Literatur

[1] *Weder Ch., Ladner M.:* «Wissenschaftliche Untersuchungen an der Brücke über die alte Glatt.» EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 34200, Mai 1976 (nicht veröffentlicht).

[2] *Weder Ch.:* «Die vorgespannte zwanzigjährige Stahlbetonbrücke über die alte Glatt bei Schwamendingen, Zürich. Materialtechnologische Untersuchungen und Bruchversuch.» EMPA-Bericht Nr. 203, Dübendorf, 1977.

Material investigations and failure tests on a 20 years old, prestressed bridge over the Glatt near by Zurich

In 1954 when the *highway A from Zürich to Winterthur* was extended, a new bridge over the Alte Glatt near *Schwamendingen* was erected. The structure was a *prestressed concrete highway bridge*. However with the construction of a new freeway the bridge had to be demolished (fig. 1).

On the initiative of the *chief engineer of canton Zürich* it was decided that the opportunity should be taken to make *some material tests on the concrete and the prestress steel* before the bridge was demolished. The bridge was a comparatively recent prestressed concrete structure and had been exposed to highway traffic and extreme weather conditions for some twenty years. Thus the bridge would be able to give information concerning the durability of the construction materials concrete and prestress steel. In addition it should have been possible to test whether the strength of the bridge had been influenced by the continual fluctuating traffic load, and also if normal methods for the calculation of the structural behavior were still applicable.

Bridge loading tests, as they are usually made, allow the behavior of the structure to be determined only under service-ability conditions. However with the bridge over the Alte Glatt it was attempted to also test the *ultimate load behavior* of the bridge.

These considerations led to the decision that the Federal Material Testing and Research Laboratories (EMPA) in Dübendorf take on the job to develop an appropriate test program [1]. There were *a full two months* in which to carry out the tests, but only *a limited budget at disposal*. A complete failure test of the bridge was ruled out. The *test program* evolved consisted substantially of the following tests:

1. Survey of the structural condition of the bridge using visual controls.
2. Moving load tests on the bridge with a truck in order to establish the dynamic behavior of the prestressed deck slab.
3. Extensive material property tests and investigations on the concrete, the reinforcement and the prestressed steel.
4. Static failure tests on two strips cut out of the bridge deck.

The two slab strips mentioned in 4. above differed in the different end restraint relationships between the bridge deck and the supporting walls (the various bridge components formed a continuous frame). In the first strip the anchorage heads were exposed; in the second the full restraint remained. With these conditions the failure test should have been able to clarify the question whether, with the exposure of the anchorage heads of a prestress cable, a structure will fail or not.

Construction and structural condition of the bridge

The bridge built in 1954 had a span of 12.5 m and a width of 21.3 m. It was *prestressed in both the longitudinal and transverse directions forming a slab-frame bridge*. The structural system of the bridge consisted of a continuous frame with the vertical members being the walls and the horizontal member being the bridge deck of 0.35 m thickness. A prestressing procedure based on that of Freyssinet was used. In the longitudinal direction there were sixty-two prestress cables each with 500 kN force and twelve wires of 7 mm diameter. In the transverse direction there were fifteen cables of the same kind each with 500 kN force. There was also reinforcement of 10 mm diameter present.

The *structural condition* of the bridge was able to be checked through a *visual control* of the various elements and also *some laboratory tests*. These showed that the concrete construction was of a high quality concrete with only a few small cracks of maximum width 0.2 mm on the bridge deck underside. The two supports also showed no damage and were free of colouring from the precipitation of lime, which often can be observed on older concrete structures.

On the whole, the bridge was *externally in a very good condition*. It would certainly have been able to continue to fulfil its function for many years to come.

Moving load tests

The moving load tests were aimed at determining the *dynamic characteristics* of the bridge. These characteristics were the *natural frequency* f_0, the *damping coefficient* δ (logarithmic increment) and the *impact load factor* φ, caused by a single vehicle. So that these dynamic measurements could be carried out, a truck with a total weight of 150 kN travelled at speeds between 5 km/h and 40 km/h along the longitudinal axis of the bridge deck ($\simeq$ bridge centre line, fig. 4). The *vertical oscillations* of the bridge were measured and recorded by various devices at different positions. A so called *«bump test»* was made to test the influence of possible unevenness in the bridge deck on the shock sensitivity of the bridge. Here the truck drove over a 50 mm thick and 280 mm wide board placed in the middle of the bridge.

From the measured and recorded oscillation amplitudes (fig. 5) an *impact load factor along the longitudinal axis of symmetry* could be calculated. This was according to the formula

$$\varphi = \frac{A_{\max,\,\mathrm{dyn}} - A_{\max,\,\mathrm{stat}}}{A_{\max,\,\mathrm{stat}}} \cdot 100 \ (\%)$$

$\varphi_{\max} = 17\%$ (without board)
$\varphi_{\max} = 170\%$ (with board)

The natural frequency of the bridge calculated from the recorded measurements came to 8.59 Hz. The calculated frequency of the first oscillation based upon certain assumptions for the moving load tests came to 8.66 Hz. The logarithmic increment δ (the damping constant) came to an average value of 0.204

$$\left(\delta = \frac{1}{n} \cdot ln \frac{A_0}{A_n}\right)$$

It is possible today to determine the expected dynamic characteristics (δ, f_0) of a simple bridge with a program using available computer facilities. Tests carried out precisely, which necessitate a certain minimum input, are able to verify the theoretical characteristic values. This is demonstrated by the above example.