

Feldversuch Steilerbachbrücke

Stefan Köppel, dipl. Bauing. ETH
Prof. Thomas Vogel, dipl. Bauing. ETH

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

(Version für Adobe Acrobat Reader, Stand: 10.09.1997)

Zürich
September 1997

Vorwort

Im Rahmen des langfristig angelegten Forschungsprogramms "Zustandsbeurteilung von Betontragwerken" umfasst ein Teilprojekt Feldversuche an zum Abbruch bestimmten Objekten.

In Laborversuchen werden die Versuchskörper in der Regel entsprechend der Fragestellung hergestellt und die Versuchsbedingungen möglichst standardisiert. Die Gewissheit, dass die relevanten Fragen gestellt werden, können jedoch nur Feldversuche an bestehenden Objekten ergeben, die den tatsächlichen Verhältnissen möglichst nahe kommen. Damit ist es möglich, relevante Gefährdungen zu erkennen und die erkannten Gefährdungen zu bewerten.

Es kann als Glücksfall bezeichnet werden, dass mit der Steilerbachbrücke Sufers ein Bauwerk aus der Frühzeit der Spannbetonbauweise für einen Belastungsversuch bis zum Bruch zur Verfügung stand. Der vorliegende Versuchsbericht dokumentiert die unter der Leitung von Herrn Stefan Köppel durchgeführten Versuche. Die Interpretation bleibt weiteren Arbeiten vorbehalten. Die Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie (TFB) hat gleichzeitig den Zustand der Spannglieder und der Gelenkbereiche untersucht. Sie wird ihre Resultate in einem eigenen Bericht veröffentlichen.

Das Projekt "Feldversuche" wird fortgesetzt durch Versuche an ausgebauten, vorgefertigten Brückenträgern. Mittelfristig soll eine systematische Erfassung der zum Abbruch bestimmten Brücken weitere geeignete Objekte aufzeigen.

Zürich, September 1997

Prof. Thomas Vogel

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangslage	1
1.2	Zielsetzung	2
2	Versuchsobjekt	3
2.1	Abmessungen und Bewehrung	3
2.1.1	Geometrie	3
2.1.2	Schlaffe Bewehrung	5
2.1.3	Vorspannung	5
2.2	Baudokumentation	10
2.3	Dokumentierte Eigenschaften der Baustoffe	12
2.3.1	Beton	12
2.3.2	Betonstahl	13
2.3.3	Spannstahl	13
2.4	Eigene Untersuchung der Baustoffe	14
2.4.1	Beton	14
2.4.2	Stahl	16
3	Versuchsdurchführung	21
3.1	Versuchsaufbau	21
3.1.1	Lasteinleitung	21
3.1.2	Auflager	24
3.1.3	Nischen für horizontalen Vers Schub	25
3.2	Messungen	26
3.2.1	Kraftmessungen	26
3.2.2	Durchbiegungsmessungen	27
3.2.3	Dehnungsmessungen	28
3.2.4	Verschiebung in Brückenlängsrichtung	30

3.3	Versuchsablauf	30
3.3.1	Horizontalvershub	30
3.3.2	Bruchversuch	31
4	Versuchsergebnisse	33
4.1	Verarbeitung der Messdaten	33
4.1.1	Kräfte und Momente	33
4.1.2	Durchbiegungen	34
4.1.3	Längsverschiebung	35
4.1.4	Dehnungen	35
4.1.5	Weitere Messungen	37
4.2	Horizontalvershub	38
4.3	Bruchversuch	40
4.4	Schlussfolgerungen	55
5	Zusammenfassung - Summary - Résumé	57
5.1	Zusammenfassung	57
5.2	Summary	60
5.3	Résumé	61
	Verdankungen	63
	Bezeichnungen	64
	Literatur	66

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Die zweispurige Nationalstrasse A13 verläuft an ihrer Nordrampe Abschnitt Thusis-San Bernardino längs dem südlichen Ufer des Stausees Sufers. Die Bucht des Steilerbachs beim Dorf Sufers wurde auf einer 209.8 m langen Spannbetonbrücke, der Steilerbachbrücke überquert. Diese war im Jahre 1959 im Zusammenhang mit dem Bau des Stausees durch die Kraftwerke Hinterrhein AG erstellt worden.

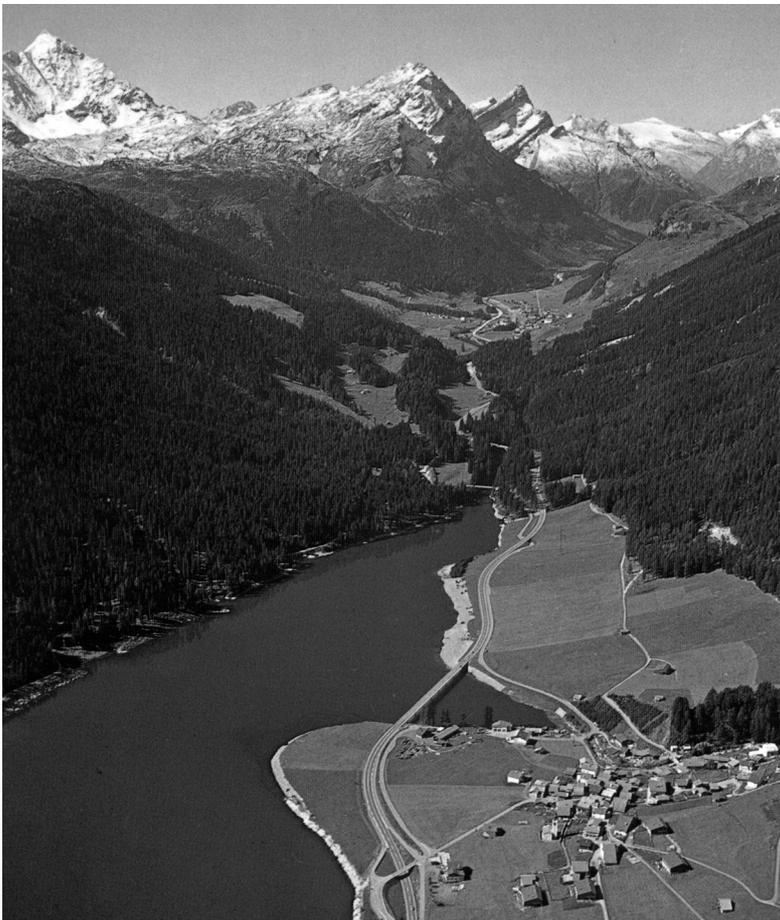


Bild 1.1 Sufers mit Stausee und Steilerbachbrücke vor der Aufschüttung der Bucht

Zustandsuntersuchen kamen 1986 zum Schluss, dass die Brücke infolge Tausalzeiwirkung sowie erhöhter Verkehrsfrequenzen und -lasten derartige Schäden aufwies, dass sie ersetzt werden müsse. In den Jahren 1993 bis 1995 wurden auf der Südseite (Seeseite) der Steilerbachbrücke ein Damm geschüttet und die Bucht bei Sufers mit Seeablagerungen aus dem Mündungsbereich des Hinterrheins aufgefüllt. Bei der

gleichzeitigen Neutrassierung der A13 wurde diese auf den Damm verlegt, sodass sie heute den Steilerbach mit einer wesentlich kürzeren Brücke überquert. Die alte Steilerbachbrücke wurde im September 1996 ausser Betrieb genommen und im November desselben Jahres abgebrochen. In der Zwischenzeit stand sie für Versuche zur Verfügung.

Die Steilerbachbrücke bestand aus einem Durchlaufträger mit sieben Innenfeldern von 24.40 m und zwei Randfeldern von 19.50 m Spannweite. Der Querschnitt war ein fünfzelliger Hohlkastenquerschnitt mit einer Trägerhöhe von 1.02 bis 1.08 m.

Die Brücke wies einen für die fünfziger und sechziger Jahre typischen hohen Vorspanngrad auf, so dass praktisch alle Zugspannungen aus Biegung durch die Vorspannung überdrückt wurden. Die Schubbemessung wurde nach dem Konzept der schiefen Hauptzugspannungen durchgeführt. Nach heutiger Praxis, die auch der aktuellen Norm [SIA162 89] zugrunde liegt, wird bei Neubauten die Schubtragfähigkeit des reinen Betonquerschnitts nur bei Platten ausgenützt, wenn die Längsbewehrung entsprechend verankert ist. Bei Balken wird generell von einem Schubwandmodell im Steg, das die gesamte Querkraft den Bügeln zuweist, ausgegangen. Die Neigung der Betondruckdiagonalen ist nach unten auf 25° begrenzt, wenn nicht eine Stegdruckkraft bereits die elastischen Hauptdruckspannungen flacher werden lässt. Wie weit die Vorspannkraft für diese günstige Wirkung herangezogen werden darf, ist umstritten.

Bei der rechnerischen Untersuchung einer bestehenden Brücke aus der genannten Periode stellt sich deshalb immer die Frage, wie weit von [SIA162 89] abgewichen werden kann, um trotzdem noch eine genügende Tragreserve und wenn möglich ein duktileres Verhalten garantieren zu können. Die Versuche an der Steilerbachbrücke boten die Gelegenheit, eines der Pilotobjekte dieser Bauweise nach 37 Jahren effektiver Beanspruchung im Massstab 1:1 bis zum Bruch belasten zu können.

1.2 Zielsetzung

Ziel der Versuche war es, die Tragreserven sowie das Verhalten der Brücke bis zum Bruch zu untersuchen. Da insbesondere die Schubtragfähigkeit von Interesse war, wurde die Belastung so angeordnet, dass wenn möglich ein Schubbruch herbeigeführt werden sollte. Um eine im Verhältnis zur Momentenbeanspruchung grosse Schubbeanspruchung zu erhalten, wurde die Brücke mit Einzellasten in einem Querschnitt nahe des Endauflagers belastet. Um auf der anderen Seite den Anteil der direkten Abstützung nicht zu gross werden zu lassen, wurde für die Lage der Lasteinleitung ein Abstand von 5 m von der Auflagerachse des Widerlagers Seite Rüti festgelegt. Für den Fall, dass ein Schubbruch nicht erreicht werden sollte, wurde die Versuchsanordnung auf einen relativ genau vorhersagbaren Biegebruch der Brücke dimensioniert. In diesem Fall würde sich zuerst ein plastisches Gelenk unter der Lasteinleitung bilden.

2 Versuchsobjekt

Die Steilerbachbrücke wurde 1959 im Zusammenhang mit dem Bau des Stausees Sufers durch die Kraftwerke Hinterrhein AG erstellt. Sie war Bestandteil der San Bernardino-Route (N13, heute A13) und überquerte mit einer Länge von 209.8 m eine Bucht des Stausees westlich des Dorfes Sufers.

2.1 Abmessungen und Bewehrung

2.1.1 Geometrie

Die Brücke war als Durchlaufträger mit zwei Randfeldern von 19.50 m und sieben Innenfeldern von 24.40 m Länge ausgebildet. In den Feldern vier und sieben wies die Brücke Gerbergelenke auf. In diesen Gelenken sowie in den Widerlagern war die Brücke auf jeweils fünf bzw. sechs Gleitlagern verschieblich gelagert. Sämtliche Stützen waren monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die Stützen hatten Höhen von 8.20 bis 18.50 m und waren, wie auch die Widerlager, im Kies/Sand flach fundiert. Der Überbau war ein Kastenträger mit sechs Stegen und einer Höhe von 1.02 bis 1.08 m. Die Breite betrug 9.40 m. Bild 2.2 zeigt einen Situationsplan der Brücke.



Bild 2.1 Ansicht der Steilerbachbrücke aus NW während der Aufschüttung der Bucht

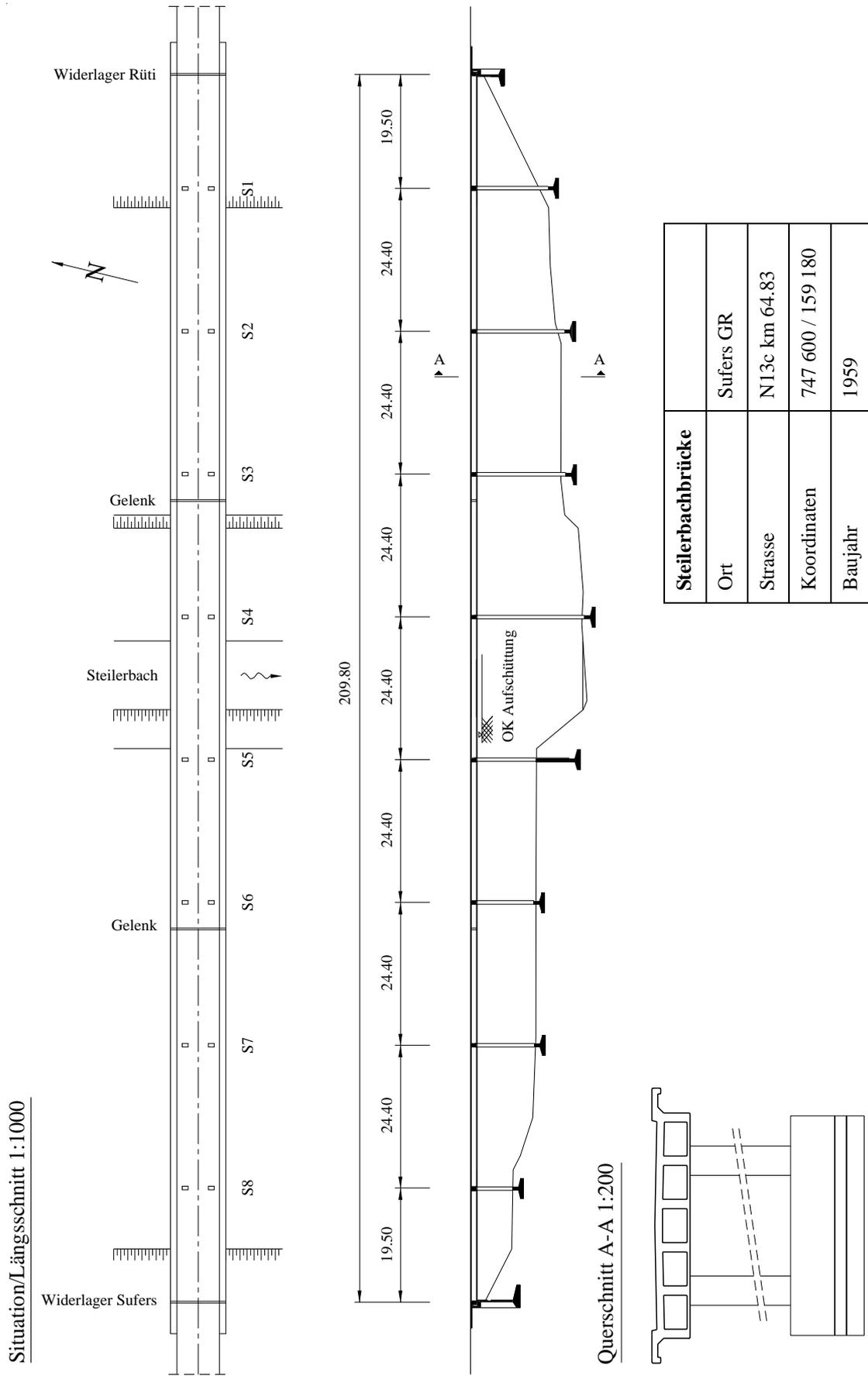


Bild 2.2 Situationsplan, [m]

Der Belastungsversuch wurde im Randfeld auf der Seite Rüti durchgeführt. Bild 2.3 enthält einen Plan mit den wichtigsten Abmessungen dieses Randfeldes. Die Abmessungen des Querschnittes sind aus Bild 2.5 ersichtlich.

2.1.2 Schlaffe Bewehrung

Die schlaffe Bewehrung der Brücke bestand vorwiegend aus Stäben mit Durchmessern von 6 und 8 mm. Die sechs Stege hatten eine Breite von 320 mm und waren im Bereich der Endauflager sowie der Zwischengelenke auf 600 mm verbreitert. Als Schubbewehrung waren in den Stegen oben offene Bügel $\varnothing 8$ mm in einem Abstand von 200 mm eingelegt. In den Endbereichen wurden die Bügel auf $\varnothing 8 @ 100$ (bis 2.10 m aus der Auflagerachse) und schliesslich auf $\varnothing 16 @ 100$ verstärkt. Über den Stützen war keine zusätzliche Schubbewehrung vorhanden. In Bild 2.5 ist der Normalquerschnitt dargestellt.

Die obere Kastenplatte hatte eine Stärke von 160 mm wovon 40 mm aus Betonbrettern bestanden, die als verlorene Schalung eingesetzt worden waren. Die Betonbretter waren in Brückenquerrichtung mit Drähten $\varnothing 6$ mm bewehrt. Die obere Kastenplatte war in Querrichtung bewehrt mit Stäben $\varnothing 12$ mm und $\varnothing 6$ mm. Die Querbewehrung der unteren Kastenplatte sowie alle Längsbewehrungen bestanden aus Stäben $\varnothing 6$ mm.

Die für den Bruchversuch relevanten Bewehrungen können aus den Bildern 2.4 und 2.5 entnommen werden. Die Pläne stellen Auszüge aus den Bewehrungsplänen und Stahllisten von 1959 dar. Die Positionsnummern stimmen nicht mit dem Original überein.

Während des Versuchs und beim Abbruch der Brücke wurden sowohl die Abmessungen als auch die effektiv verwendeten Bewehrungen und Bewehrungslagen stichprobenweise aufgenommen und mit den Plänen verglichen. Es wurden dabei keine bedeutenden Abweichungen festgestellt.

2.1.3 Vorspannung

Die Steilerbachbrücke war mit 2 Kabeln à 125 to pro Steg vorgespannt. Es handelte sich dabei um Spannglieder vom Typ BBRV mit je 42 Drähten à $\varnothing 6$ mm, die mit Verpressmörtel ausinjiziert wurden. Die Kabel waren jeweils zwischen dem Endauflager und dem Gerbergelenk bzw. zwischen den zwei Gerbergelenken gespannt. Bild 2.6 zeigt die Kabelgeometrie der dritten Etappe.

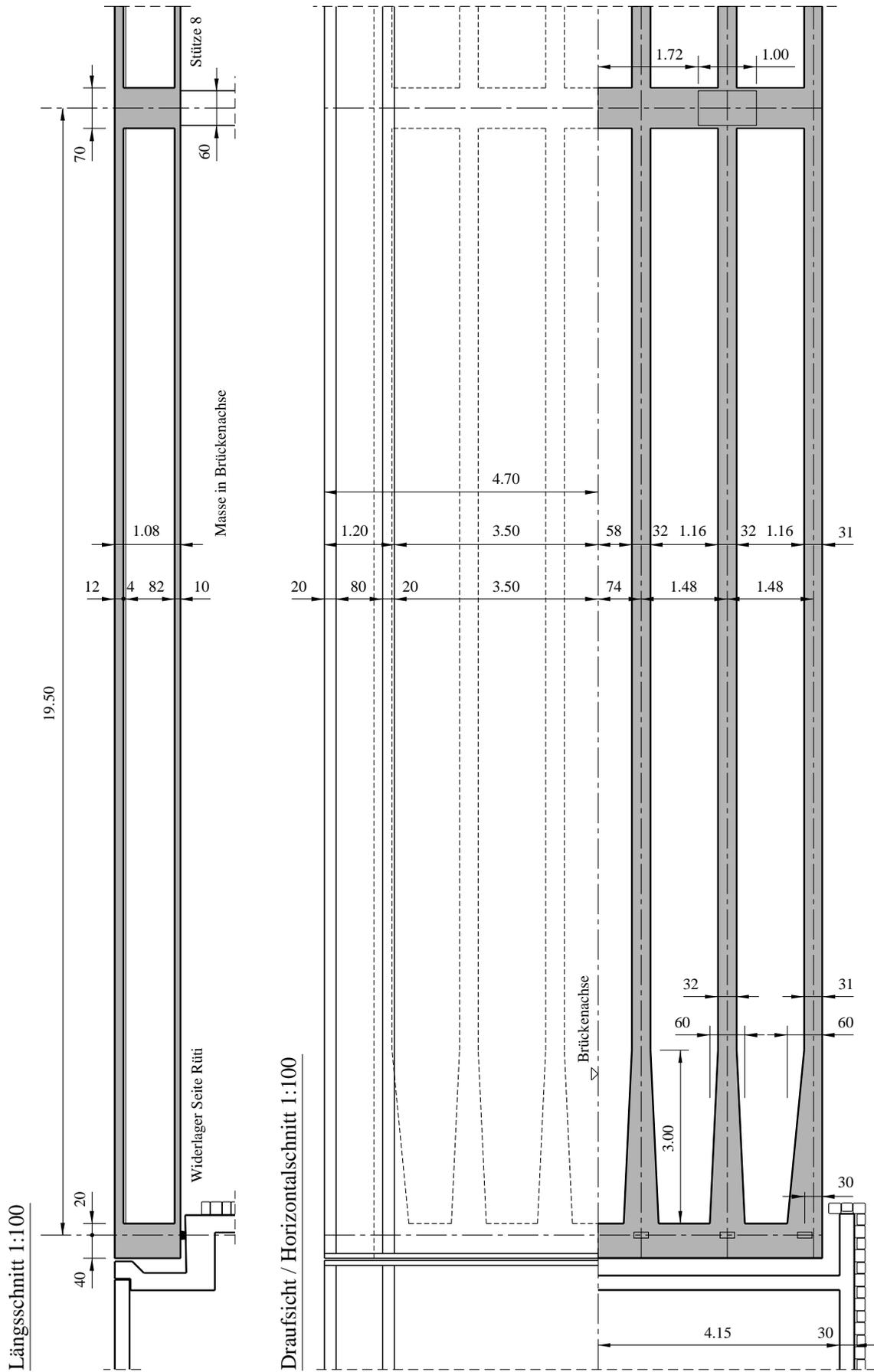


Bild 2.3 Abmessungen im Randfeld Seite Rütli 1:100, [m, cm]

Draufsicht / Horizontalschnitt 1:50

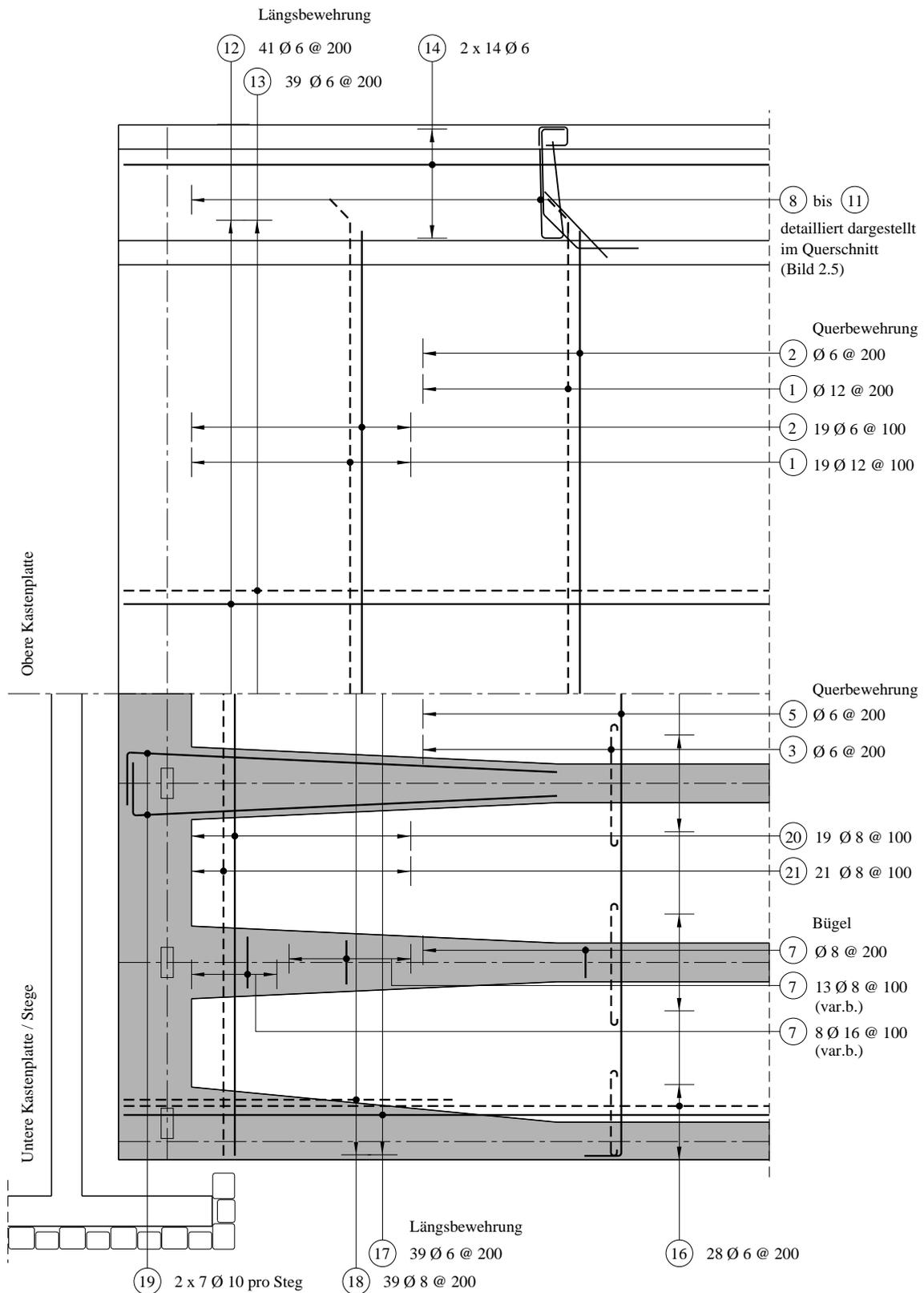


Bild 2.4 Bewehrungsplan des Randfeldes Seite Rütli im Auflagerbereich 1:50, [@ mm]

Querschnitt 1:25

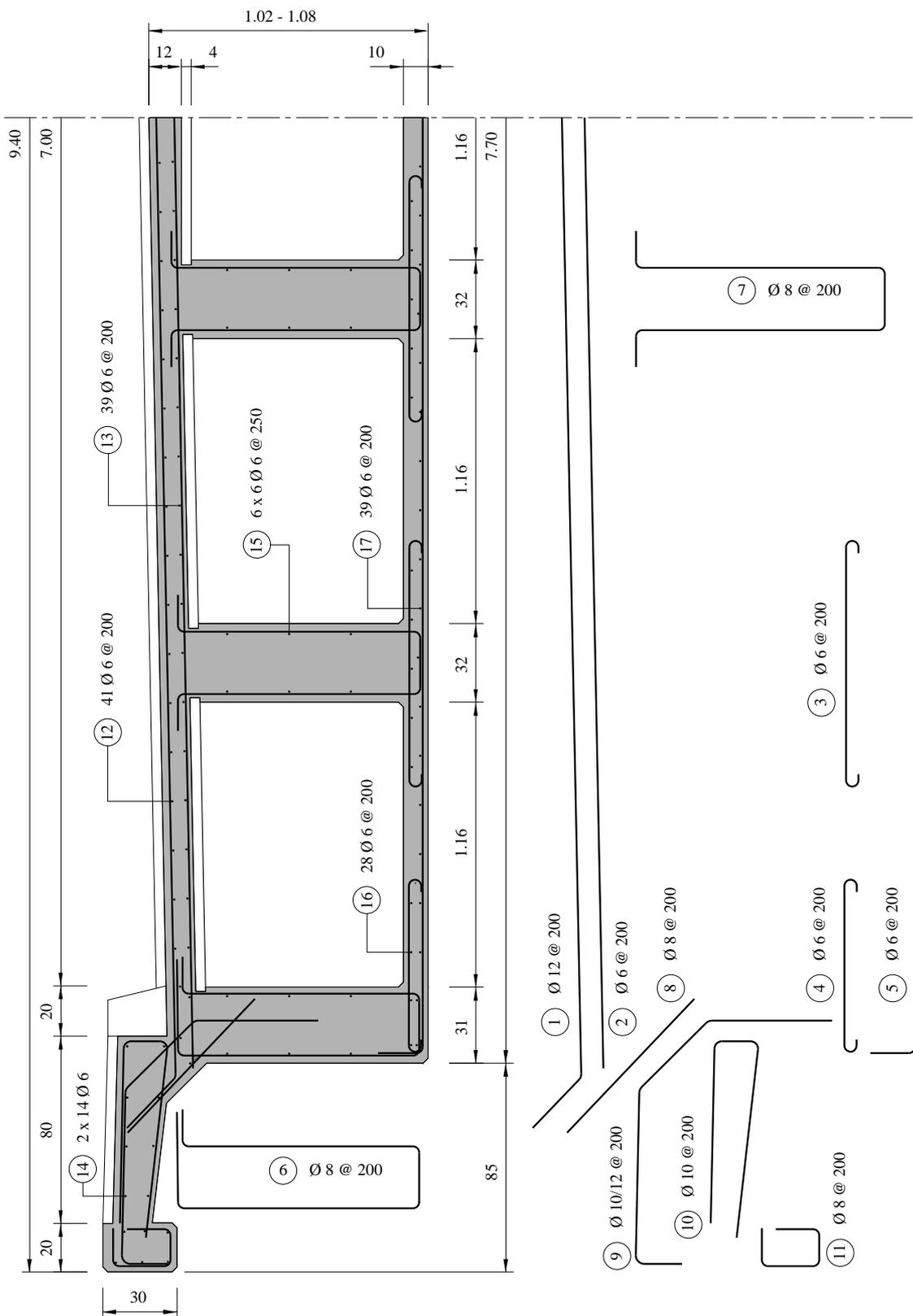


Bild 2.5 Bewehrungsplan Normalquerschnitt 1:25, [m, cm, @ mm]

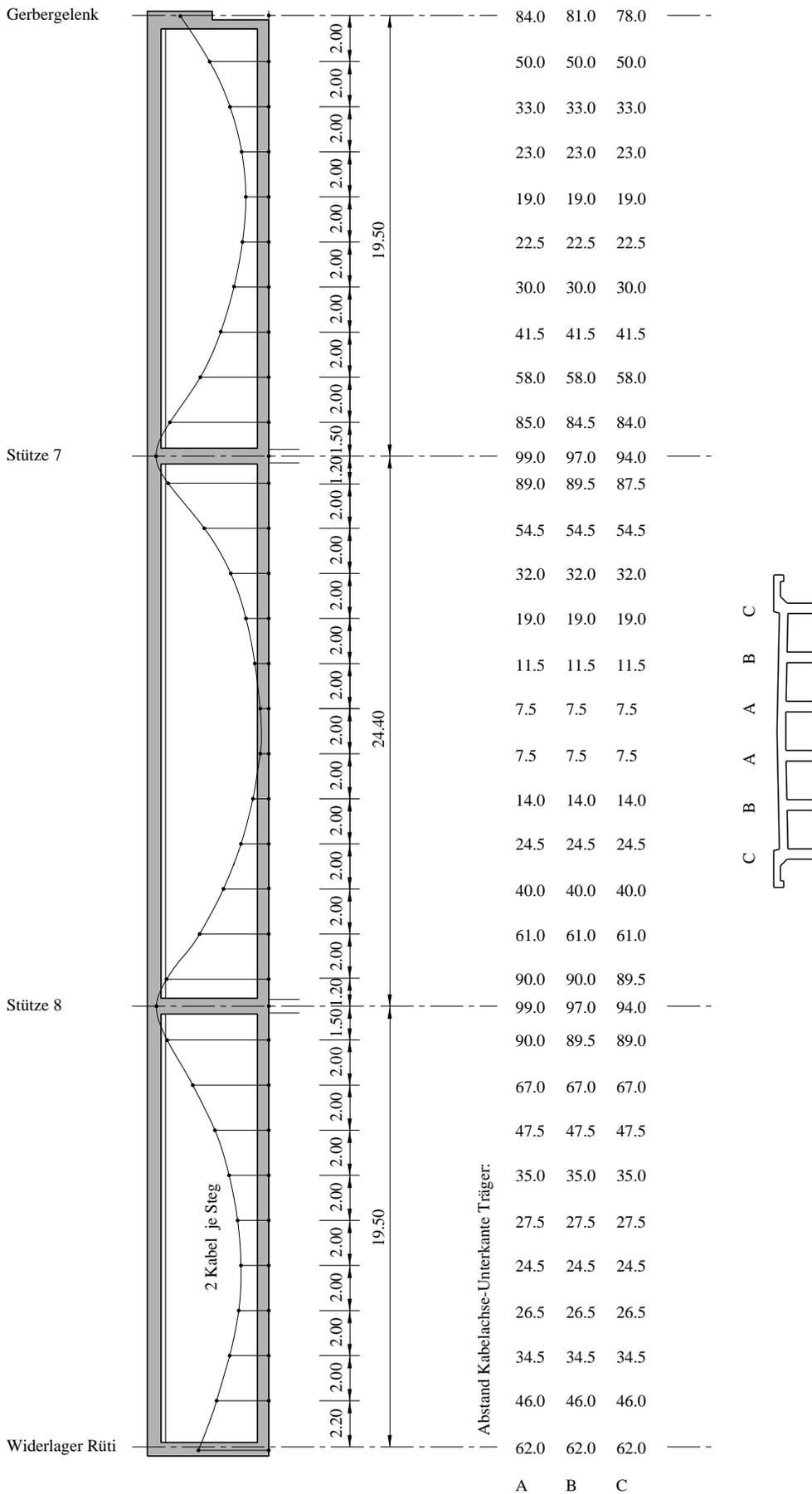


Bild 2.6 Kabelgeometrie der dritten Etappe mit Randfeld Seite Rütli, [m, cm]

2.2 Baudokumentation

Neben den noch bestehenden Projektunterlagen vom Bau der Brücke geben Zustandsberichte und Materialuntersuchungen aus den siebziger und achtziger Jahren über die verwendeten Baustoffe sowie deren Kennwerte Auskunft:

- Das Projekt wurde 1958/59 durch das Bauingenieurbüro M. R. Roš, dipl. Ing. ETH verfasst. Pläne, Stahllisten und Statische Berechnungen des Brückenprojektes sind im Planarchiv des Tiefbauamtes Graubünden in Chur gelagert.
- 1963 veröffentlichte M. R. Roš eine Beschreibung der Brücke in der Schweizerischen Bauzeitung. Darin ging er unter anderem auf verwendete Baustoffe, Bewehrungsgelhalte und Kosten ein [Roš 63].

- Die Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) untersuchte 1970 die N13 zwischen Sufers und Splügen auf Schäden an den Kunstbauten [EMPA 70]. An der Steilerbachbrücke wurden Betonschäden in den Hohlkästen festgestellt. Die Brücke verfügte über keine genügende Abdichtung, und die Hohlkästen waren grösstenteils nicht zugänglich. Eindringendes Oberflächenwasser und Tausalz hatten zu einer Durchfeuchtung des Betons und zu Abplatzungen geführt. Stellenweise war die Bewehrung freigelegt worden. Als sofortige Instandsetzungsmassnahmen wurde der schadhafte Belag entfernt und durch eine Isolation mit einer neuen Belagsdeckschicht ersetzt. Weiter wurden der Kastenquerschnitt entwässert und wasserdichte Fugenkonstruktionen in den Gelenken eingebaut.

Auch an den Gleitlagern wurden Schäden durch Korrosion festgestellt. Die Lager in den Gerbergelenken waren nicht zugänglich, jene in den Widerlagern wurden 1972 durch Linienkippleitlager (Stahl-Teflonlager) ersetzt. An der Brücke wurden Messinstrumente installiert, um die Öffnung der Fugen in den Gerbergelenken und in den Widerlagern überwachen zu können.

- Aufgrund der festgestellten Schäden beauftragte das Tiefbauamt Graubünden 1972 C. Menn, die Tragfähigkeit und die Sicherheit der Steilerbachbrücke zu überprüfen. In einem Bericht [Menn 73] bestimmte er die Tragsicherheitsreserven der Hauptträger in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und unter Berücksichtigung einer reduzierten Druckplattenstärke infolge der Betonabplatzungen.

Weiter wurden die Zwängungsbeanspruchungen infolge Temperatur berechnet. Wegen der grossen Reibung in den Gerbergelenken waren Verschiebungen bis zum Aufbau beträchtlicher Zwängungen nur bei den Widerlagern möglich. Die Messung der Fugenöffnung ergab, dass sich selbst bei einem Temperaturgefälle ΔT von 26° keine Verschiebung in den Gerbergelenken einstellte. Aus der Tatsache, dass bei noch tieferen Temperaturen ($\Delta T = 40^\circ$) eine Fugenöffnung eintrat, konnte der Reibungskoeffizient μ der Stahlgleitlager in den Gerbergelenken zwischen 0.20 und 0.45 und das resultierende Zwängungsmoment am Stützenkopf (Stütze 8) zwischen 900 und 1700 kNm eingegrenzt werden.

Gemäss diesem Bericht resultierten insgesamt keine schwerwiegenden Gefährdungen

aus den beobachteten Schäden, und die Brücke befand sich in einem befriedigenden Zustand. Es wurde eine Überprüfung der Betondruckfestigkeiten sowie eine periodische Überwachung der Brücke empfohlen.

- 1985 wurde die Firma AG Conrad Zschokke mit der Untersuchung der Steilerbachbrücke beauftragt. Es wurden die Karbonatisierungstiefen und Betonüberdeckungen, der Chloridgehalt sowie die Druckfestigkeit mit dem Schmidt-Hammer gemessen. Am Brückenüberbau wurden geringe Betonüberdeckungen und hohe Chloridgehalte festgestellt. Grund dafür waren durchgehend undichte Strassenentwässerungen und eine zumindest stellenweise undichte Isolation. Über der Stütze 5 wurde ein nicht planmässig verlegtes Spannkabel mit zerstörtem Hüllrohr und örtlicher Korrosion entdeckt [Zschokke 85].
- Das Tiefbauamt Graubünden beauftragte dann 1986 erneut die EMPA, Bohrkerne der Brücke zu untersuchen [EMPA 86,1]. Es wurden die Rohdichte, die Druckfestigkeit, der E-Modul, die Porosität sowie der W/Z-Wert bestimmt und eine Strukturanalyse des Betons durchgeführt (Tabelle 2.1). Auch vom Injektionsgut der Spannkabel wurden der Chloridgehalt und der W/Z-Wert bestimmt und eine chemische Analyse zur Bestimmung der Ursache für den Mörtelzerfall durchgeführt. Der Chloridgehalt lag durchgehend im Bereich oder über 0.2 Massenprozenten bezogen auf das Gesamtgewicht.
- Im selben Jahr wurde für die Überprüfung der Längsvorspannung wiederum die EMPA beauftragt [EMPA 86,2]. An drei verschiedenen Stellen der Brücke wurden einzelne Drähte der Spannglieder herausgetrennt und sogenannte Entspannungsmessungen zur Abschätzung der vorhandenen Vorspannkraft durchgeführt. An zwei Proben wurden im Labor die Fließgrenze, die Zugfestigkeit, der E-Modul und die Bruch- und Gleichmassdehnung des Spannstahls bestimmt (Tabelle 2.2). Über den gemessenen Einzug der Spanndrähte nach dem Heraustrennen wurde die Krafteinleitungslänge abgeschätzt.
- Ende 1986 fasste H. Rigendinger die Resultate der bisherigen Zustandsuntersuchungen in einem Bericht zusammen [Rigendinger 86]. Eine statische Untersuchung kam zum Schluss, dass die Tragwerksreserven klein waren und einzelne Konstruktionselemente mit den aktuellen Lastvorschriften keine genügende Bruchsicherheit mehr aufwiesen. Die fortschreitende Korrosion der schlaffen Bewehrung reduziere die Tragsicherheit in den kritischen Punkten (Schubbügel, Gelenkquerträger) weiter. Auch der Zustand der Spannkabel sei bedenklich; es wurden beinahe überall oberflächliche Korrosionsschäden festgestellt.
Insgesamt zeigte sich, dass die Steilerbachbrücke zwar kein normgemässes Tragverhalten mehr aufwies, dass andererseits aber auch keine unmittelbare Gefährdung vorlag. Unter der Voraussetzung einer periodischen Überwachung sollte die Brücke noch für maximal weitere fünf Jahre mit geringem Instandhaltungsaufwand unter Verkehr belassen werden können.

- In den Jahren 1993-95 wurde die Bucht bei Sufers, über die die Steilerbachbrücke führte, mit Seeablagerungen aufgefüllt [Brun 95]. Im Zusammenhang mit der Einschüttung der Brücke wurde 1993 eine Tragwerksuntersuchung durch das Ingenieurbüro H. Rigendinger durchgeführt [Maag 93]. Diese beurteilte den Einfluss von Pfeilereinsenkungen infolge der Schüttung und der dadurch entstehenden Zwangsbeanspruchungen auf die Tragsicherheit der Brücke
- Im Zuge der Neutrassierung der N13 im Raume Sufers wurde 1996 eine neue Brücke über den Steilerbach mit einer wesentlich kleineren Gesamtlänge erstellt. Im September dieses Jahres wurde die neue Brücke dem Verkehr übergeben und die Brücke von 1959 ausser Betrieb genommen.

2.3 Dokumentierte Eigenschaften der Baustoffe

Die wichtigsten Materialkennwerte aus den Projektunterlagen und den Zustandsuntersuchungen sind im Folgenden zusammengefasst.

2.3.1 Beton

Beim Bau der Brücke wurde Beton P300 und P350 mit Festigkeiten von 338 kg/cm^2 und 411 kg/cm^2 (33.8 bzw. 41.1 MPa) verwendet [Kradolfer 63]. Vermutlich wurde der P350 für den Überbau eingesetzt.

1986 wurden Betonproben von der EMPA untersucht [EMPA 86,1]. Die Druckfestigkeit wurde an neun Proben aus der Fahrbahnplatte sowie an elf Proben aus der unteren Kastenplatte und den Stegen bestimmt, der Elastizitätsmodul E_c an vier bzw. zwei Proben. Die Durchmesser der Proben betragen 50 bzw. 96 mm, die Höhe der Zylinder war jeweils gleich dem Durchmesser. Der Elastizitätsmodul wurde als Sekantenmodul zwischen einer Unterspannung von 0.5 und einer Oberspannung von 15 MPa bestimmt. Vor der Bestimmung der Rohdichte ρ_c wurden die Proben bei 105° getrocknet.

	Fahrbahnplatte	Untere Kastenplatte, Stege
Würfeldruckfestigkeit (9+11) f_{cw} [MPa]	77.1 ± 10.3	69.8 ± 13.0
Elastizitätsmodul (4+2) E_c [GPa]	40 ± 7.7	42 ± 0.5
Rohdichte (6+8) ρ_c [kg/l]	2.34 ± 0.04	2.32 ± 0.03
Porosität (6+8) n [%]	12.8 ± 1.2	13.8 ± 1.0

Tabelle 2.1 Betonkennwerte aus [EMPA 86,1] (Probenanzahl in Klammern)

Bei Untersuchungen des Betons von 1985 wurden sehr hohe Chloridgehalte gemessen [Zschokke 85]. Undichte Strassenentwässerungen hatten zum Eintrag von Salzwasser in die Kästen und zur Ablagerung von Chlorid vor allem in der unteren Kastenplatte und in den Stegen geführt. Der Chloridgehalt an der Betonoberfläche lag hier zwischen 4 und 9 % des Zementgewichtes und in der oberen Kastenplatte unter dem Belag zwischen 0.4 und 0.8 %. Frühere Untersuchungen der EMPA hatten bereits 1970 Werte von durchschnittlich 0.4 % bezogen auf das Gesamtgewicht in der unteren Kastenplatte ergeben [EMPA 70].

2.3.2 Betonstahl

Die mechanischen Eigenschaften des Betonstahls wurden bei den Zustandserfassungen nicht ermittelt. Weder in den Stahllisten noch in den Bewehrungsplänen ist der verwendete Betonstahl genauer spezifiziert. Gemäss den Stahllisten handelte es sich bei der gesamten schlaffen Bewehrung um Torstahl. Die Betonüberdeckungen wurden 1985 gemessen; sie betragen im Brückenüberbau 10 bis 20 mm bei einer mittleren Karbonatisierungstiefe von 12 mm [Zschokke 85]. An verschiedenen Stellen wurden freigelegte Bewehrungsstäbe mit örtlicher Korrosion festgestellt.

2.3.3 Spannstahl

Pro Steg enthielt die Brücke zwei Kabel vom Typ BBRV mit 42 Drähten \varnothing 6 mm. Eine Untersuchung der Spannkabel durch die EMPA [EMPA 86,2] ergab Werte, die in der Tabelle 2.2 zusammengefasst sind. Die verwendeten Proben wurden vor dem Heraustrennen mit Dehnmessstreifen versehen. Dadurch konnte die Dehnung der Spanndrähte $\epsilon_{s\infty}$ im Bauwerk gemessen und daraus die effektiv vorhandene Spannung $\sigma_{s\infty}$ unter ständigen Lasten bestimmt werden.

Dynamische Fließgrenze f_{sy} [MPa]	1538
Zugfestigkeit f_{su} [MPa]	1700
Gleichmassdehnung ϵ_{sg} [‰]	26
E-Modul E_s [GPa]	202
Dehnung im Spannkabel $\epsilon_{s\infty}$ [‰]	3.36
Durchmesser \varnothing [mm]	6.04

Tabelle 2.2 Kennwerte des Spannstahls aus dem EMPA Zustandsbericht von 1986, Mittelwerte aus zwei Messwerten [EMPA 86,2]

Das Injektionsgut bestand aus praktisch reinem Portlandzement (PC), mit sehr wenig Feinstsand versetzt [EMPA 86,1]. Durch den hohen W/Z-Wert war der Mörtel sehr porös und wurde bei Wasserzutritt durch Frosttreiben teilweise zerstört. Aus dem gemessenen Einzug der Spanndrähte nach dem Heraustrennen der Proben konnten Rückschlüsse auf die Krafteinleitungslänge gemacht werden. Unter der Annahme quadratisch abfallender Haftspannungen im Krafteinleitungsbereich wurde die Verankerungslänge zu 600 bis 700 mm bestimmt.

Durch den hohen Chloridgehalt des Verpressmörtels von bis 0.5 % des Zementgewichtes waren die Spannkabel korrosionsgefährdet [EMPA 86,1].

2.4 Eigene Untersuchung der Baustoffe

2.4.1 Beton

Im Anschluss an die Bruchversuche wurden vor dem Abbruch der Brücke zwölf Betonbohrkerne entnommen, um die mechanischen Eigenschaften des Betons am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) zu ermitteln. Die Entnahme erfolgte durch das Labor des Tiefbauamtes Graubünden am 4.11.96. Die Lage und Anordnung der Bohrkerne ist in Bild 2.7 dargestellt. In der Längsrichtung der Brücke wurden die Proben dort entnommen, wo die Beanspruchung des Betons während des Versuches möglichst gering gewesen war, das heisst etwa im Momentennullpunkt. In Querrichtung stammten je sechs Bohrkerne aus den Stegen zwei und fünf.

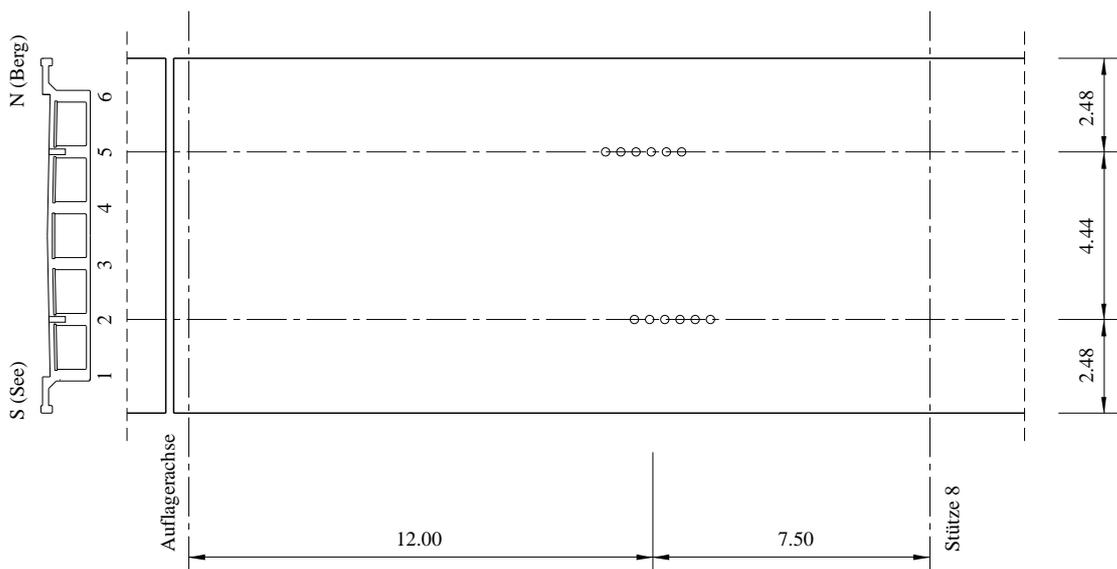


Bild 2.7 Entnahmestellen für die Betonprüfkörper, [m]

Die Bohrkerne wiesen einen Durchmesser von 93.5 mm auf und wurden in einem Abstand von 120 bis 130 mm in der Achse der Stege entnommen. Sie wurden von oben durch die Fahrbahnplatte in die Stege gebohrt und hatten eine Länge von 40 cm, wobei die obersten 15 cm jeweils Bewehrungsstäbe der Längs- und Querbewehrung der oberen Kastenplatte mit \varnothing 6 mm enthielten. Acht der zwölf Bohrkerne zerbrachen auf der Höhe der Unterkante der oberen Kastenplatte in der Betonierfuge. Die Druckversuche wurden an den Bruchstücken unterhalb dieser Fuge durchgeführt, die Zugversuche an jenen oberhalb.

An den Proben wurden die folgenden Kennwerte ermittelt:

- Elastizitätsmodul, Zylinderdruckfestigkeit und Bruchdehnung an sechs Zylindern mit einer Höhe von 200 mm ohne Bewehrung,
- Würfeldruckfestigkeit an sechs Zylindern mit einer Höhe von 100 mm ohne Bewehrung,
- Zugfestigkeit an drei Zylindern mit einer Höhe von 100 mm mit Bewehrungsstäben quer zur Belastungsrichtung,
- Rohdichte an allen Proben ohne Bewehrung.

Rohdichte (12) ρ_c [kg/l]	2.38 ± 0.04
Würfeldruckfestigkeit (6) f_{cw} [MPa]	93.0 ± 5.7
Zylinderdruckfestigkeit (6) f_c [MPa]	77.5 ± 7.3
Zugfestigkeit (3) f_{ct} [MPa]	3.7 ± 0.1
E-Modul (6) E_c [GPa]	39.9 ± 3.5
Bruchdehnung (6) ϵ_{cu} [‰]	2.8 ± 0.4

Tabelle 2.3 Betonkennwerte mit Standardabweichungen (Probenanzahl in Klammern)

Alle Materialversuche wurden an derselben servohydraulischen Prüfmaschine weggesteuert durchgeführt. Bei den E-Modulversuchen wurden die Zylinder mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von $7.5 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (0.45 ‰/min) bis zum Bruch belastet. Die Zylinder zur Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit wurden mit einer Dehnungsgeschwindigkeit $50 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (3.0 ‰/min) belastet. Für die Bestimmung der Zugfestigkeit wurden die Zylinder an den Stirnseiten an Stahlplatten geklebt und mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von $200 \cdot 10^{-9} \text{ s}^{-1}$ (0.012 ‰/min) belastet.



Bild 2.8 Bruchfläche eines Betonzylinders nach dem Zugversuch

Die Dehnung wurde während der Druckversuche mit drei induktiven Wegaufnehmern mit einer Auflösung von 1 μm und Basislängen von 100 mm gemessen. Der Elastizitätsmodul wurde als Sekantenmodul zwischen einer Unterspannung von 1 MPa und einer Oberspannung von 30 MPa bestimmt. Das Last-Verformungsverhalten der Betonzylinder ist in Bild 2.9 dargestellt.

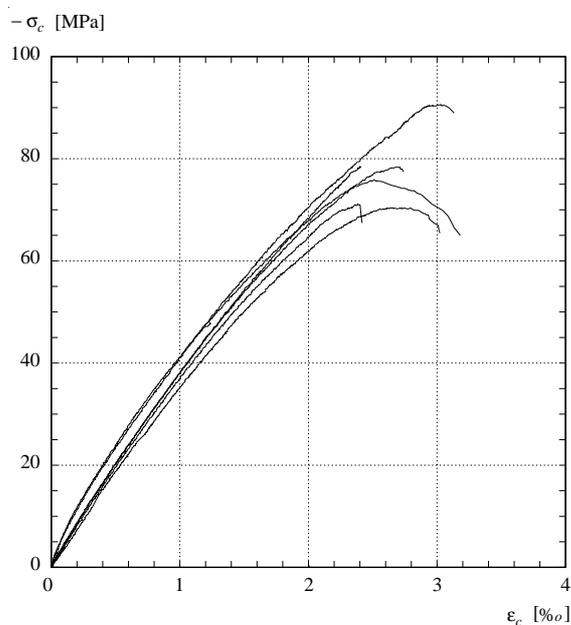


Bild 2.9 Spannungs-Stauchungs-Diagramm

2.4.2 Stahl

Aus den Bewehrungsplänen und Stahllisten des Brückenprojektes von 1958 gehen die verwendeten Stahlsorten nicht eindeutig hervor. Während des Abbruchs der Brücke wurden daher Stahlproben entnommen. Sämtliche Stahlproben stammten aus jenem Brückenendfeld, das während des Versuchs belastet worden war. Geprüft wurden folgende Stahlsorten:

- Torstahl \varnothing 8 mm. Dieser war als Bügelbewehrung in den Stegen sowie als Querbewehrung in der unteren Kastenplatte eingesetzt worden.

- Spannstahl \varnothing 6 mm. Sowohl die Drähte der Spannglieder als auch die Längsbewehrung der oberen und unteren Kastenplatte bestanden aus Spannstahl \varnothing 6 mm. Die schlaff verlegten Spanndrähte in den Kastenplatten waren nicht mit den Drähten aus dem Spannkabel identisch.

Die Stahlversuche wurden an sechs Stäben des Spannstahls aus den Spanngliedern, an sechs Stäben des schlaff verlegten Spannstahls sowie an acht Stäben des Torstahls durchgeführt. Mit einer servohydraulischen Prüfmaschine wurden die Prüfkörper weggesteuert bis zum Bruch belastet. Die freie Prüflänge betrug 500 mm bei einer Gesamtlänge der Prüfkörper von 700 mm. Die Stahldehnung wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer mit einer Basislänge von 300 mm aufgenommen. Die Resultate der Versuche sind in der Tabelle 2.4 aufgeführt. Es sind jeweils die Mittelwerte mit den entsprechenden Standardabweichungen angegeben.

	Torstahl (8)	Spannstahl Spannglied (6)	Spannstahl schlaff verlegt (6)
Dynamische Fließgrenze f_{sy} [MPa]	516 ± 14.1	1436 ± 21.7	1385 ± 79.5
Statische Fließgrenze $f_{sy,stat}$ [MPa]	494 ± 10.9	1399 ± 22.0	1339 ± 78.9
Zugfestigkeit f_u [MPa]	570 ± 7.9	1670 ± 6.2	1649 ± 82.0
Bruchdehnung ϵ_{su} [%]	28 ± 13.7	37 ± 5.6	27 ± 8.1
Gleichmassdehnung ϵ_{sg} [%]	20 ± 10.4	30 ± 4.2	20 ± 5.2
E-Modul E_s [GPa]	177 ± 8.8	204 ± 2.6	197 ± 4.7
Durchmesser \varnothing [mm]	7.94 ± 0.06	6.00 ± 0.01	5.95 ± 0.02

Tabelle 2.4 Stahlkennwerte mit Standardabweichungen (Probenanzahl in Klammern)

Bis zur Fließgrenze wurde die Last kontinuierlich gesteigert mit einer Spannungszunahme von etwa 10 MPa/s, bzw. einer Dehnungsgeschwindigkeit von etwa $50 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (3.0 %/min). Bei den Prüfkörpern handelte es sich um kaltverformten Stahl. Als Fließgrenze wurde die Spannung eingesetzt, bei der 2 % bleibende Dehnung eingetreten waren. Nach dem überschreiten der Fließspannung wurde die Dehnung für zwei Minuten konstant gehalten. Aus dem Spannungsabfall in diesen zwei Minuten wurde eine statische Fließgrenze ermittelt. Anschliessend wurden die Proben mit einer erhohnten Dehnungsgeschwindigkeit von $330 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (19.8 %/min) bis zum Bruch belastet. Die in den Versuchen ermittelten Stahlkennlinien sind in den Bildern 2.10 und 2.11 dargestellt.

Versuchsobjekt

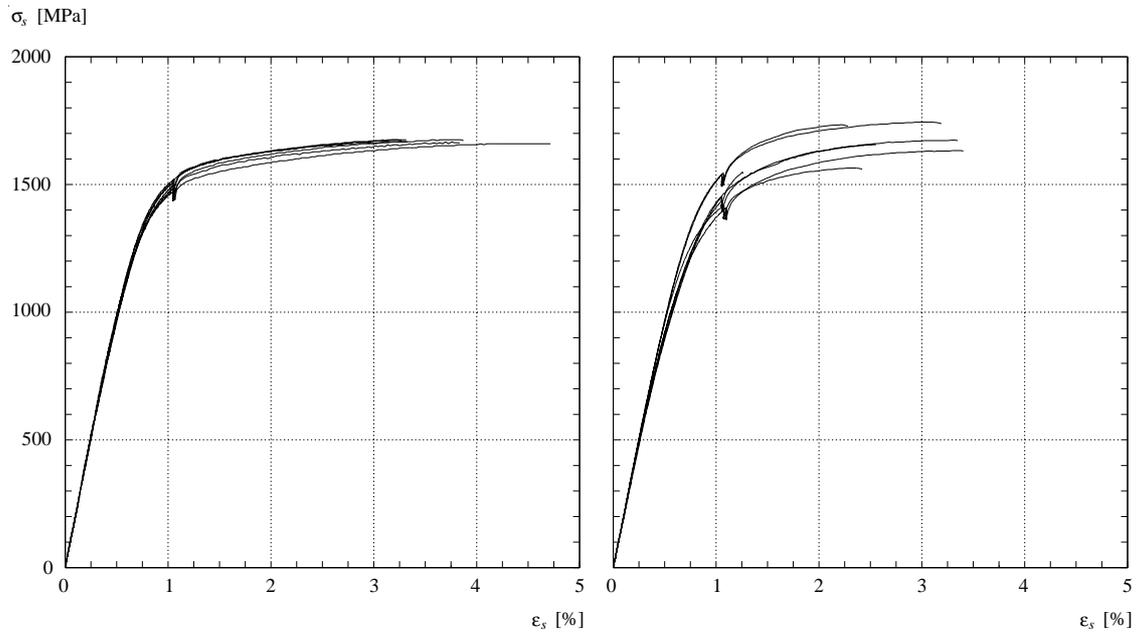


Bild 2.10 Stahlkennlinien des Spannstahls \varnothing 6 mm aus den Spanngliedern (links) sowie des schlaff verlegten Spannstahls \varnothing 6 mm (rechts)

Die Prüfkörper wurden vor den Versuchen im Abstand von 10.0 mm geritzt, damit nach dem Bruch die Gleichmassdehnung an den Bruchstücken gemessen werden konnte. Der in Tabelle 2.4 angegebene Wert wurde mit $\epsilon_{sg} = 2\epsilon_{10} - \epsilon_5$ errechnet, wobei ϵ_{10} und ϵ_5 die an den Bruchstücken gemessenen Dehnungen über dem Einschnürungsbe-
reich mit Basislängen von $5 \cdot \varnothing$ bzw. $10 \cdot \varnothing$ sind. Die Bruchdehnung ϵ_{su} wurde anhand der kontinuierlichen Dehnungsmessung mit Basislänge 300 mm während des Versuchs bestimmt.

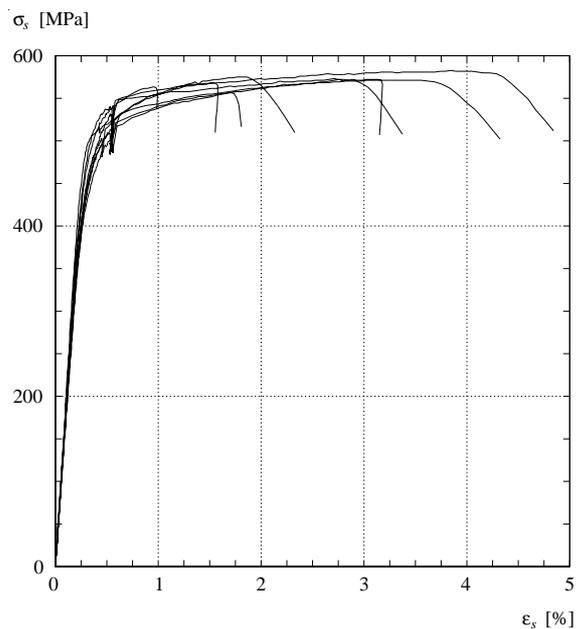


Bild 2.11 Stahlkennlinien der Bügelbewehrung (Torstahl \varnothing 8 mm)

Es ist zu bemerken, dass ein Grossteil der Proben in einem verbogenen Zustand entnommen wurde und vor dem Versuch gerichtet werden musste. Die plastischen Verformungen während des Richtens der Stähle haben Einfluss auf das Fliessverhalten sowie auf die Bruchdehnung. Die Resultate aus den Stahlversuchen können also nur bedingt auf das Verhalten des Stahls während des Bruchversuchs der Brücke übertragen werden.

Weiter wurden verschiedene Stäbe entnommen, die Korrosionsschäden aufwiesen. Insbesondere im Bereich des Fahrbahnübergangs sowie der Konsole (unter dem Randstein und im Konsolkopf) wurden Stäbe gefunden, deren Querschnitt durch die Korrosion beträchtlich reduziert worden war. Stahlproben mit solchen Korrosionsschäden oder mit Verletzungen, die während des Abbruchs entstanden waren, wurden nicht geprüft. Auch das Ausmass und die Verteilung der Korrosionsschäden war nicht Gegenstand der Untersuchungen.

Korrosionstechnische Untersuchungen an der Steilerbachbrücke wurden parallel zu den hier beschriebenen Versuchen durch die Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie (TFB) und Herrn Peter Matt durchgeführt. Ein entsprechender Bericht ist in Bearbeitung.

Versuchsobjekt

3 Versuchsdurchführung

3.1 Versuchsaufbau

3.1.1 Lasteinleitung

Die Brücke sollte in einem Querschnitt, 5 m vom Auflager Seite Rütli entfernt, belastet werden. Während der Vorbereitung der Versuche wurden daher neun Erdanker mit einer Gesamtlänge von je 22 - 25 m in dieser Querschnittsachse versetzt. Die Verankerungslänge betrug 7 m und die freie Ankerlänge abwechselnd 15 bzw. 18 m. Als Zugglieder kamen Gewindestangen $\varnothing 36$ mm mit einer Fließgrenze von 1080 MPa zum Einsatz. Diese wurden vertikal durch Bohrlöcher im Überbau der Brücke geführt. Die Anker wurden innerhalb einer Woche von der Fahrbahn der Brücke aus gebohrt und versetzt.

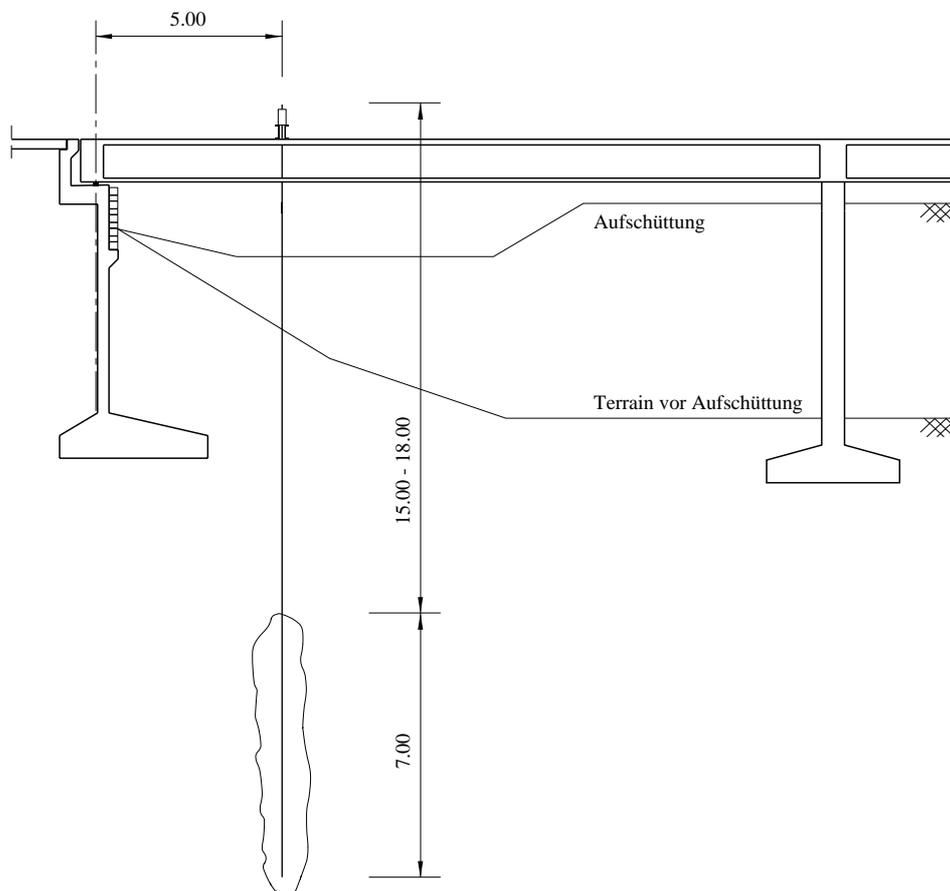


Bild 3.1 Lage der Belastungseinrichtung, [m]

Zur Abklärung der aufnehmbaren Ankerzugkraft war vorgängig ein Probeanker unmittelbar neben der Brücke versetzt und geprüft worden. Dieser konnte mit der verwendeten Spannpressen (Maximalkraft 1000 kN) nicht gezogen werden und wies so einen Widerstand auf, der über der erforderlichen Gebrauchslast von 700 kN lag.

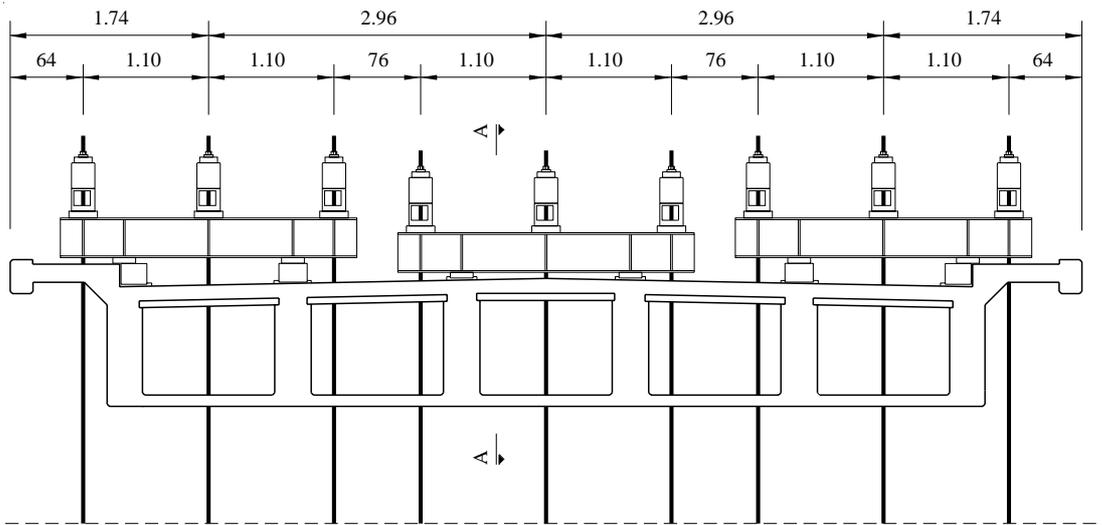


Bild 3.2 Belastungseinrichtung im Querschnitt der Brücke, [m, cm]

Während des Versuchs wurde die Last durch hydraulische Pressen auf den Brückenüberbau aufgebracht. Jeweils drei Pressen belasteten über einen Verteilträger zwei Stege des Brückenquerschnittes. Die Verteilträger bestanden aus 2.20 m langen Doppel-U-Profilen die zusammengeschweisst und mit Steifen versehen waren.



Bild 3.3 Belastungseinrichtung während des Bruchversuchs

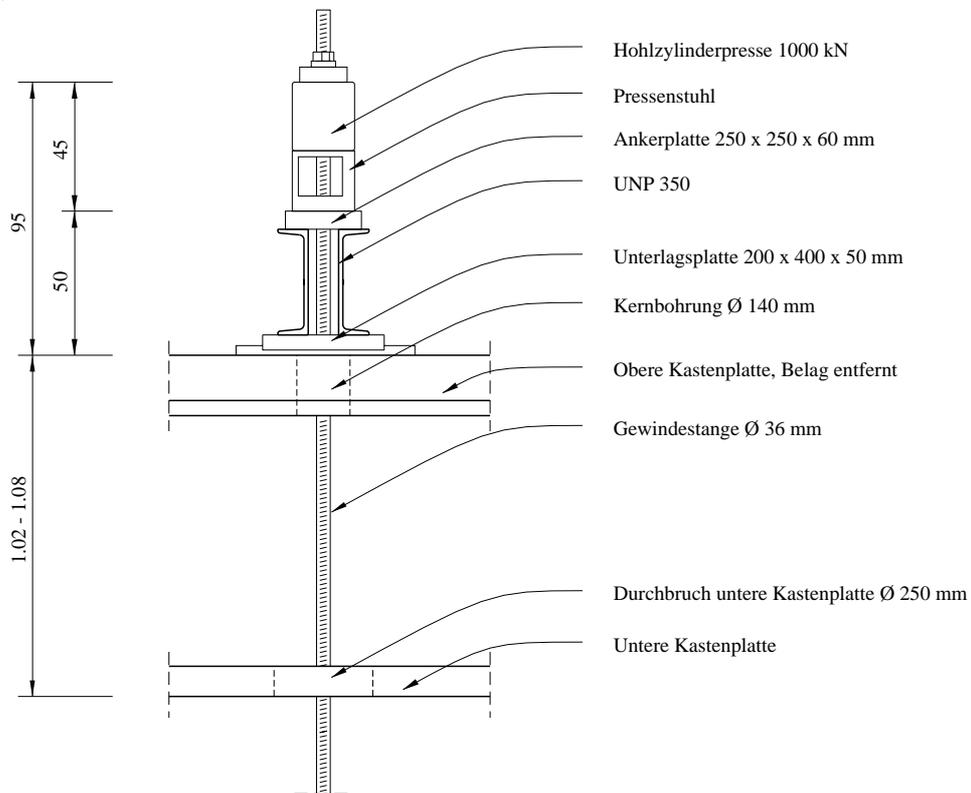


Bild 3.4 Belastungseinrichtung im Längsschnitt A-A 1:25, [m, cm]

Der Belag war im Bereich der Lasteinleitung entfernt worden. Die seitlichen Lastverteilträger lagen zum Teil auf der Konsole und mussten daher mit Stahlplatten unterlegt werden. Die gesamte Belastungseinrichtung hatte ein Gewicht von etwa 2.2 to.

Es wurden neun Hohlzylinderpressen des gleichen Typs mit einer maximalen Kraft von je 1000 kN verwendet. Der Öldruck wurde über ein Motorpumpenaggregat aufgebracht und mit einem Druckgeber gemessen. Der Pressenhub betrug 100 mm. Dieser Hub war nicht ausreichend für die erwartete Durchbiegung der Brücke (inklusive Verlängerung der Zugstangen und Deformation der Belastungseinrichtung), sodass unter den Pressen Pressenstühle eingesetzt werden mussten, die das Umsetzen der Pressen während des Versuchs ermöglichten.

3.1.2 Auflager

Die Brücke war am Widerlager Seite Rütli auf sechs Linienkippleitlager jeweils unter dem Längsträger gelagert. Um während des Bruchversuchs die Schnittkräfte im Endfeld bestimmen zu können, musste die Auflagerkraft gemessen werden. Zu diesem Zweck wurde die Brücke mit sechs Flachpressen direkt neben den bestehenden Lagern leicht angehoben. Aus dem Öldruck in den Flachpressen konnte dann die Auflagerkraft zu jedem Zeitpunkt des Versuchs berechnet werden. Es waren jeweils drei nebeneinanderliegende Pressen an einer Handpumpe mit Druckgeber angeschlossen. Dadurch konnte eine Schiefstellung der Brücke durch Anpassen der Auflagerkraft auf einer Brückenhälfte korrigiert werden. Über einen Umschalthebel konnten aber auch alle Pressen an dieselbe Handpumpe angeschlossen werden, sodass ein konstanter Öldruck in allen Pressen erreicht wurde.

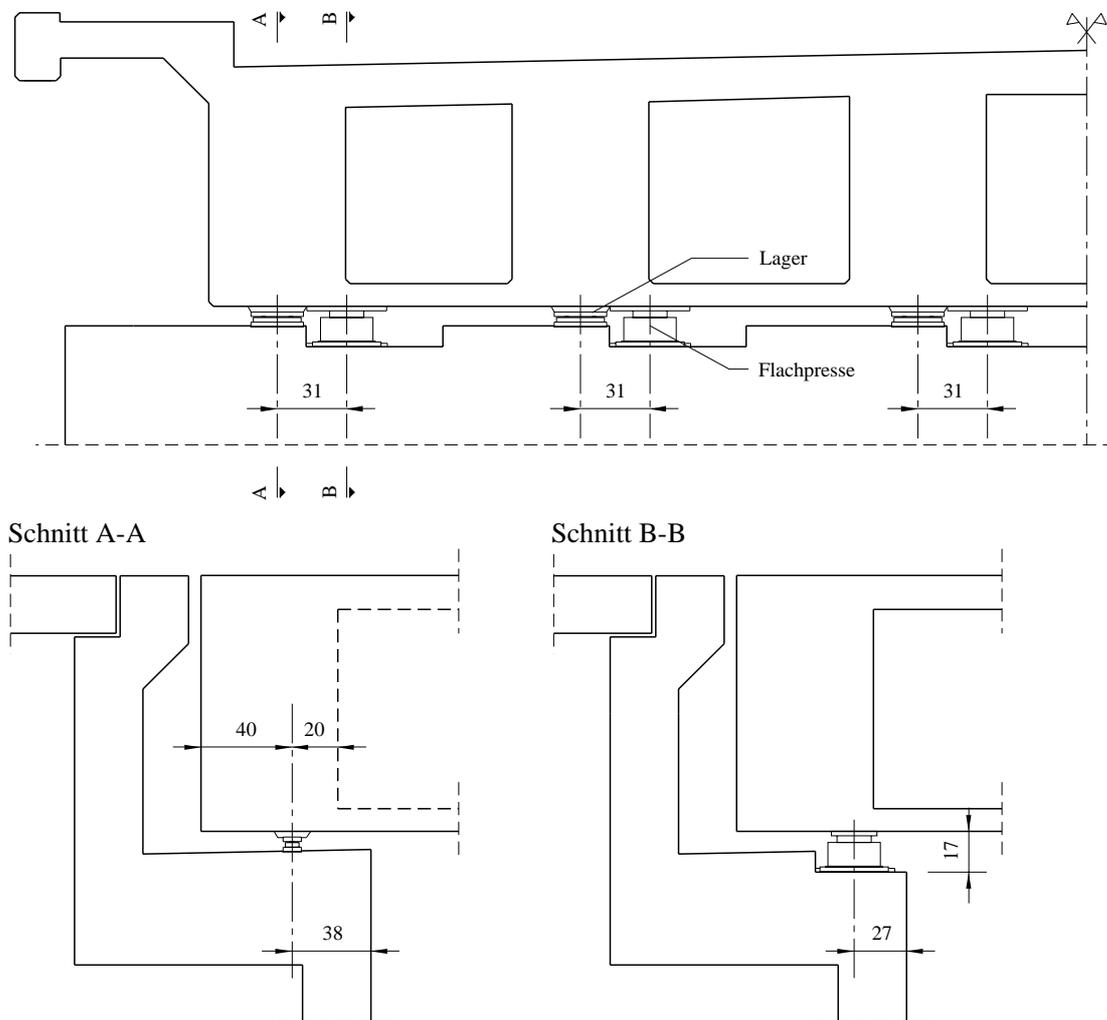


Bild 3.5 Auflager mit Flachpressen, [cm]

Es mussten Nischen in die Auflagerbank geschnitten werden, um die Flachpressen ansetzen zu können. Diese Nischen wurden mit einer Betonfräse ausgeführt. Durch den gegebenen Radius des Schneidblattes konnten diese nicht beliebig tief bzw. beliebig nahe an den bestehenden Lagern ausgeführt werden. Die dadurch bedingte Verschiebung der Auflagerachse ist in Bild 3.5 dargestellt.

Als Unterlage für die Pressen wurden Stahlplatten in die Nischen gesetzt und mit Fließmörtel untergossen. Die Neigung der Stahlplatten wurde derjenigen der Unterkante der unteren Kastenplatte angepasst, da der Winkel zwischen Auflage und Zylinder maximal 1.5° betragen durfte. Die dadurch entstehenden horizontalen Auflagerkräfte waren gering und wurden in Kauf genommen. Bild 3.6 zeigt die Auflagerbank nach dem Abbruch des Überbaus mit einem alten Linienkippleitlager und einer eingegossenen Stahlplatte für die Auflagerpresse.



Bild 3.6 Auflager des nördlichsten Steges nach dem Abbruch der Überbaus

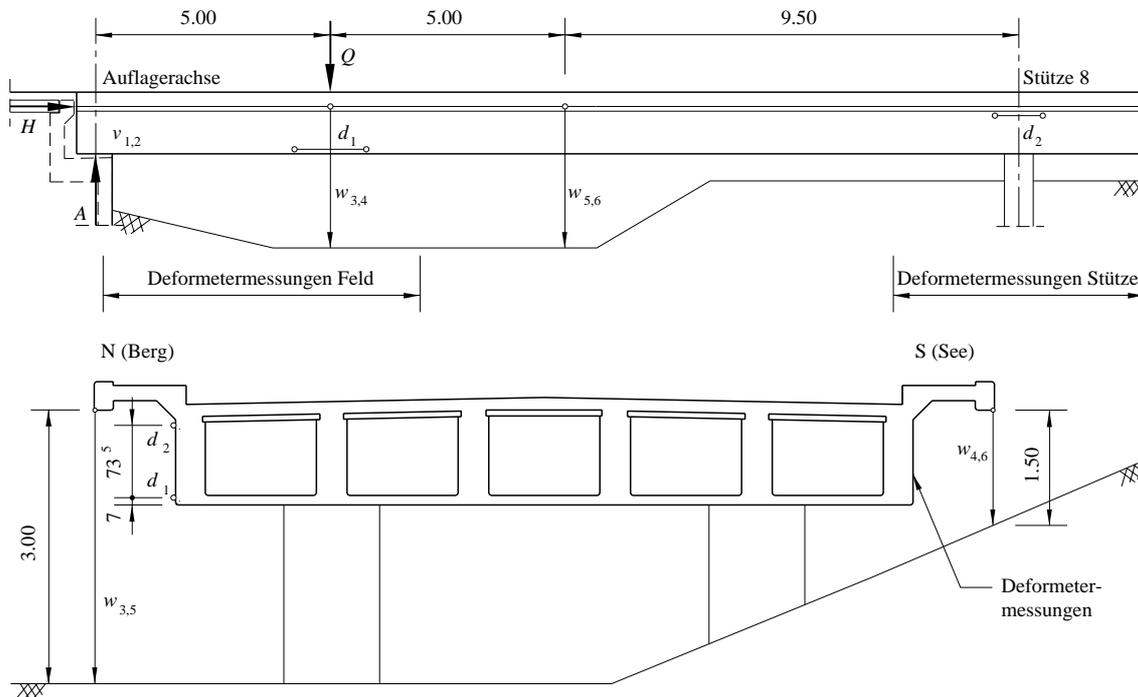
3.1.3 Nischen für horizontalen Vershub

In einer ersten Versuchsphase sollte die Brücke unter einer geringen vertikalen Last in Längsrichtung verschoben werden. Die Fahrbahnübergänge auf beiden Seiten der Brücke wurden deshalb entfernt. Weiter wurden Nischen so in die Auflagerrückwand geschnitten, dass Flachpressen zwischen Auflagerrückwand und Endquerträger der Brücke eingeführt werden konnten (Bild 3.10). Im Querschnitt der Brücke lagen sie in den Achsen der Stege zwei und fünf. Mit den Flachpressen wurde die Brücke noch auf den alten Lagern in Längsrichtung verschoben.

3.2 Messungen

3.2.1 Kraftmessungen

Alle neun Pressen der Belastungseinrichtung waren an einer Hydraulik angeschlossen. Die Belastung Q wurde direkt aus dem Öldruck und der Pressenkennlinie berechnet. Analog wurde die Auflagerkraft A aus dem Öldruck der sechs Flachpressen des Auflagers der Brücke bestimmt. Die Last Q wie auch die weiteren Kräfte wurden während des Versuchs kontinuierlich gemessen und zur Versuchssteuerung direkt auf einem Computerbildschirm dargestellt.



Bezeichnung	Messgeber	Gemessene Grösse
$w_3...w_5$	Induktive Wegaufnehmer ± 50 mm	Durchbiegungen w_3 bis w_5
$d_{1,2}$	Induktive Wegaufnehmer ± 100 mm	Verlängerungen der Zugzonen d_1 und d_2
$v_{1,2}$	Induktive Wegaufnehmer ± 10 mm	Längsverschiebungen der Brücke v_1 und v_2
Q	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Öldruck der neun Lastpressen (Last Q)
A	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Öldruck der sechs Auflagerpressen (Auflagerkraft A)
H	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Öldruck der zwei Pressen für Horizontalverschub (Kraft H)

Bild 3.7 Übersicht der fest verdrahteten Messungen, [m, cm]

Die Horizontalkraft H für den Längsverschub der Brücke wurde mit zwei Flachpressen aufgebracht. Auch diese Kraft wurde aus dem gemessenen Öldruck der Pressen bestimmt.

3.2.3 Dehnungsmessungen

Mit induktiven Weggebern wurden die Verlängerungen in der Zugzone unter der Last (d_1) sowie über der Stütze (d_2) aufgenommen. Die Weggeber waren am äusseren Längsträger der Brücke auf der Bergseite (N) angebracht und hatten eine Basislänge von 1.50 bzw. 1.00 m (Bild 3.7).

Die Verzerrungen des äusseren Steges auf der Seeseite (S) der Brücke wurden im Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager mit einem Netz von Deformermessungen erfasst. Als Bezugspunkte für das Aufsetzen des Setzdehnungsmessgerätes (Deformeter) dienten Aluminiumbolzen, die direkt auf die Betonoberfläche geklebt worden waren. Das Netz bestand aus 153 Messstrecken mit einer Basislänge von 283 mm (Bild 3.9). Weiter wurden auch über der ersten Stütze die Verzerrungen in zwei Messreihen à 19 Messstrecken auf dieselbe Weise mit Deformermessungen aufgenommen.

Messreihe	Messstellen	Basislänge [mm]	Richtung
100	100 ... 122	283	horizontal
125	125 ... 137		horizontal
140	140 ... 152		horizontal
201	201 ... 223		horizontal
225	225 ... 238		diagonal /
240	240 ... 253		diagonal /
255	255 ... 268		diagonal /
325	352 ... 337		diagonal \
340	340 ... 352		diagonal \
355	355 ... 367		diagonal \
400	400 ... 418		horizontal
500	500 ... 518		horizontal

Tabella 3.1 Messreihen der Deformermessung

Das verwendete Deformermessgerät hatte einen Messbereich von ± 6 mm bei einem Auflösungsvermögen von $1 \mu\text{m}$. Es wurde mit Eichmessungen auf einem Invarstab nach jeweils etwa 20 Messungen geeicht. Die direkte Übertragung der Messwerte auf einen Computer erfolgte automatisch über Funk. Dort wurden die Werte mit einem Messwerterfassungsprogramm aufgenommen und zur Messüberwachung auf einem Bildschirm angezeigt. In jeder Laststufe waren insgesamt 191 Messungen vorzunehmen, was jeweils etwa 40 Minuten beanspruchte. Während der Messwerterfassung wurde die Pressenkraft so reguliert, dass die Durchbiegungen, stellvertretend für den Verformungszustand der Brücke, konstant blieben.

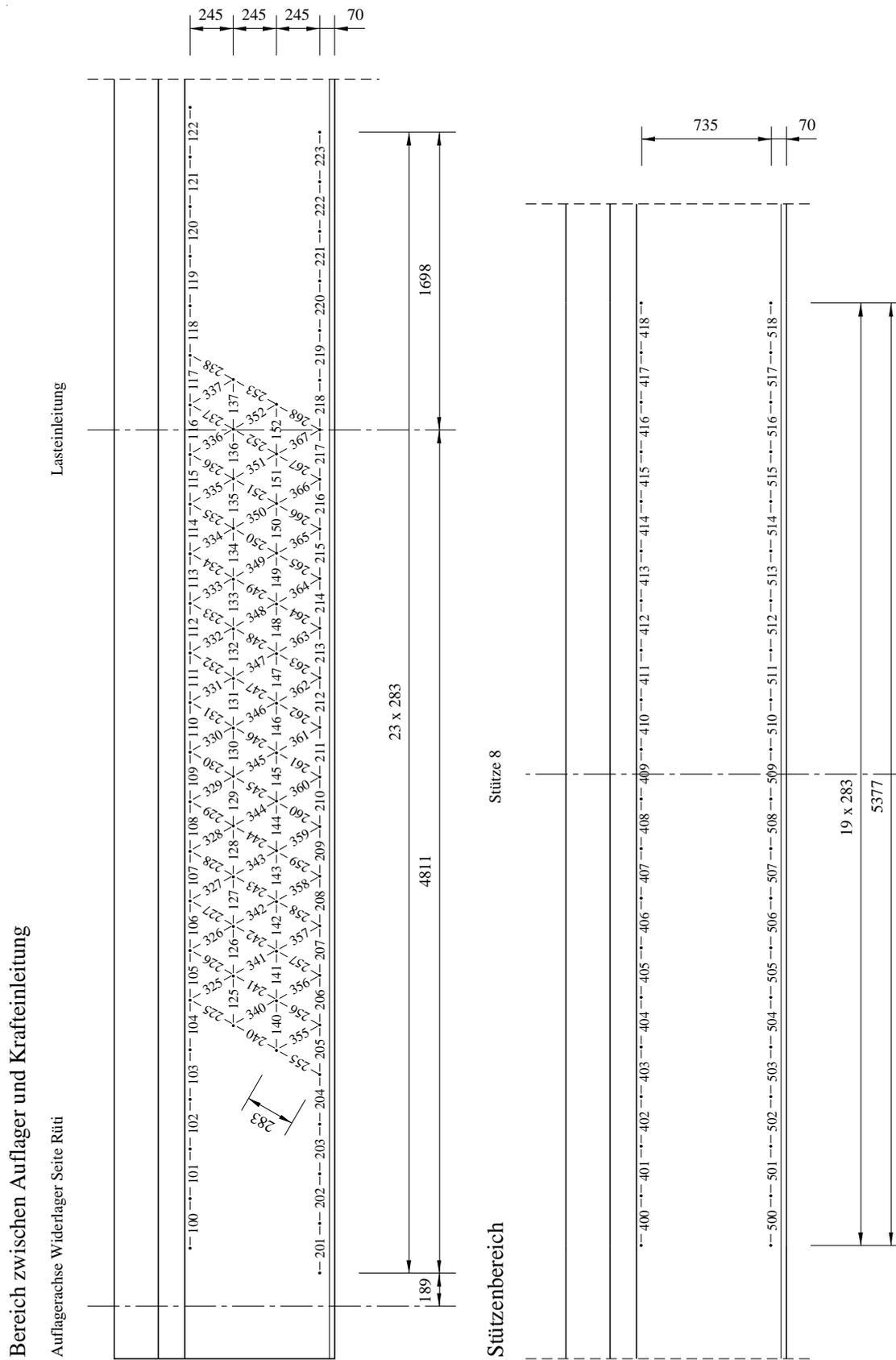


Bild 3.9 Deformetermessungen, [mm]

3.2.4 Verschiebung in Brückenlängsrichtung

Die horizontale Verschiebung der Brücke wurde im Widerlager Seite Rüti mit zwei induktiven Weggebern ($v_{1,2}$) aufgenommen. Es wurde die Verschiebung der Auflagerachse gegenüber der Widerlagerrückwand auf der Höhe der Lager gemessen (Bild 3.10). Gleichzeitig konnte die Verschiebung an einem an der Brücke befestigten Massstab direkt abgelesen werden.

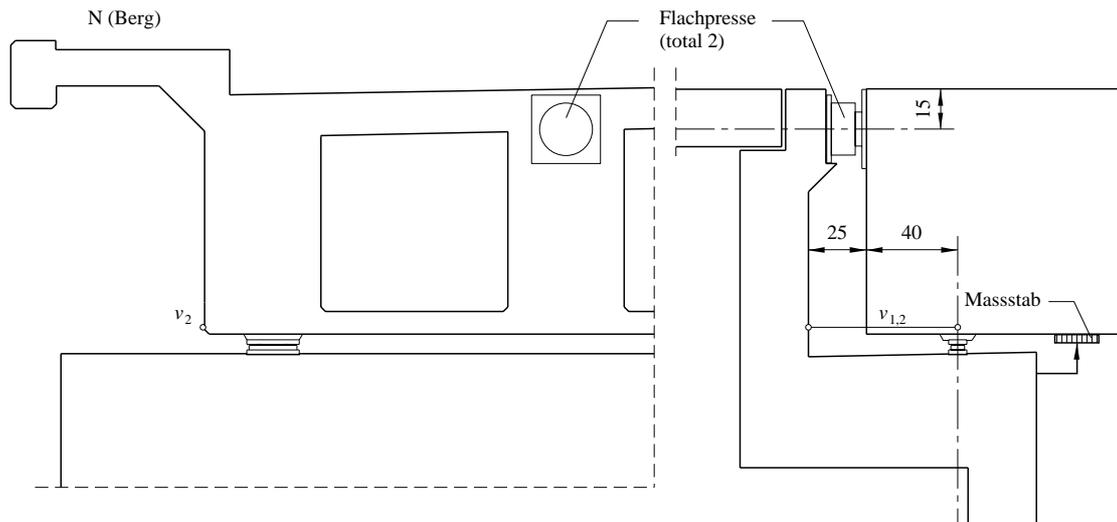


Bild 3.10 Messung der horizontalen Verschiebung, [cm]

3.3 Versuchsablauf

Die Versuche an der Steilerbachbrücke fanden vom Freitag, den 24.10. bis zum Mittwoch, den 30.10.96 statt. Am 24.10. wurde die Brücke mit einer vertikalen Gebrauchslast von 610 kN belastet und anschliessend in Längsrichtung verschoben. Beim eigentlichen Bruchversuch am Dienstag 29.10. und Mittwoch 30.10. wurde die Brücke bis zum Versagen belastet.

3.3.1 Horizontalverschub

Um Aussagen über die vorhandene Lagerreibung zu erhalten, war die Brücke für den Horizontalverschub auf den bestehenden Lagern belassen worden. Eine erste Nullmessung sämtlicher Messungen fand am Vorabend statt. Nach der zweiten Nullmessung (LS 1) am Versuchstag wurde die vertikale Last bis auf 610 kN gesteigert (LS 2). Danach wurden die Flachpressen für den Horizontalverschub in die dafür vorgesehenen Nischen zwischen Endquerträger und Widerlagerrückwand eingesetzt und die horizontale Kraft bis auf 355 kN (etwa 25 % der geschätzten Auflagerkraft) gesteigert. Im Anschluss wurden die horizontale Kraft H wieder entfernt, die Last Q bis auf etwa 1310 kN erhöht und sämtliche manuellen Durchbiegungsmessungen sowie die Deformationsmessungen aufgenommen (LS 3).

3.3.2 Bruchversuch

Der Bruchversuch dauerte zwei Tage. Am Vorabend des ersten Versuchstages wurden die Auflagerpressen in die vorbereiteten Nischen neben den bestehenden Auflagern versetzt und die Brücke am Widerlager um etwa 5 mm angehoben. Danach wurde eine vollständige Nullmessung aller manuellen Messungen durchgeführt (LS 4). Über Nacht wurde die Brücke im angehobenen Zustand belassen.

Am Morgen des ersten Versuchstages, dem 29.10.96, wurde eine zweite Nullmessung der manuellen Messungen sowie eine Nullmessung aller kontinuierlichen Messungen vorgenommen (LS 5). Bis zum Mittag wurde die Last in drei Laststufen bis auf 4410 kN gesteigert (LS 6, LS 7, LS 8).

Nach dem Erreichen einer Laststufe wurden jeweils die Verformungen konstant gehalten. Die Aufnahme der Durchbiegungen mit dem Theodoliten und die Deformermessungen erfolgten anschliessend gleichzeitig. In jeder Laststufe wurden weiter das Rissbild aufgezeichnet und fotografiert sowie die Rissbreiten aufgenommen. Insgesamt dauerten die Messungen etwa eine Stunde pro Laststufe bevor die Belastung wieder gesteigert werden konnte.

Der Pressenhub betrug lediglich 100 mm, wobei sich allein die Zugstangen um etwa 10 mm pro 1000 kN Gesamlast Q elastisch verlängerten. Nach der dritten Laststufe (LS 8) mussten daher die Pressen umgesetzt werden. Die Zugstangen konnten mit einer Stellmutter im Pressenstuhl fixiert und die Pressen daraufhin entlastet werden. Nach dem Einfahren der Pressen konnte der Belastungsvorgang fortgesetzt werden. Bei einer Last von 4850 kN wurde eine weitere Messung durchgeführt (LS 9).

Bis zu diesem Zeitpunkt waren jeweils drei der sechs Auflagerpressen an einer Handpumpe mit Druckgeber angeschlossen. Durch einen wesentlich stärkeren Ölverlust auf der Südseite der Brücke verkippte die Brücke im Widerlager und es wurden unterschiedliche Auflagerkräfte auf beiden Seiten der Brücke gemessen. Dieser Umstand wurde erst während der Laststufe 9 bemerkt und danach sofort behoben, indem alle sechs Auflagerpressen über einen Umschalthebel an dieselbe Handpumpe angeschlossen wurden, was einen konstanten Öldruck in allen Pressen bewirkte.

Daraufhin sollte die Last bis zum Bruch gesteigert werden. Die zwischen Lastverteilträger und Fahrbahnoberfläche eingesetzten Eichenschwellen erwiesen sich aber als zu schwach und erfuhren grosse Deformationen. Infolgedessen mussten die Pressen ein weiteres Mal umgesetzt werden und bei der weiteren Belastung stellte sich der Lastverteilträger auf der Nordseite der Brücke schräg. Die Last lag zu diesem Zeitpunkt bei etwa 6200 kN.

Der Versuch musste dann um 18.00 Uhr unterbrochen werden. Die Brücke wurde über Nacht nicht vollständig entlastet sondern blieb unter einer Last von etwa 5000 kN. Am folgenden Morgen wurde die Brücke vollständig entlastet (LS 10) und die Eichen-

schwollen zwischen Lastverteilträger und Fahrbahnplatte durch Stahlplatten ersetzt. Dieser Vorgang dauerte drei Stunden, da die Pressen wiederum umgesetzt werden mussten und die Brücke nicht in einem Hub entlastet werden konnte.

Ein erneuter Nullabgleich der Messungen wurde nicht durchgeführt sondern alle Messungen auf die Nullmessung des Vortages bezogen. Die Last wurde dann direkt von 0 auf 5830 kN gesteigert und danach eine vollständige Messung durchgeführt (LS 11). Anschliessend wurde die Brücke weiter belastet, bis bei einer Last von 6360 kN der Biege widerstand erreicht wurde und die Druckzone unter der Lasteinleitung ausbrach. Im weiteren Verlauf des Versuchs konnten bei abnehmender Last die Verformungen gesteigert werden bis der Bruch durch Versagen der Bügel in drei der sechs Stege eintrat.

Die Grösse der ständigen Last g von 126 kN/m wurde aus den effektiven Abmessungen der Brücke sowie aus den in den Betonversuchen ermittelten Rohdichten bestimmt. Weiter ist der Belag mit einer Stärke von 100 mm auf eine Breite von 9 m mit einer Dichte von 24 kN/m³ für g in Rechnung gestellt worden. Die auf der Brücke gemessenen Belagsstärken lagen zwischen 90 und 105 mm. Für die Bestimmung der Auflagerkraft A wurde von der Summe der Auflagerpressenkräfte das Gewicht des Endquerträgers und der Stegvouten (zusammen 132 kN) subtrahiert.

$$M_Q = A \cdot a - \frac{g \cdot a^2}{2} \quad (4.1)$$

$$M_S = A \cdot l - \frac{g \cdot l^2}{2} - Q \cdot (l - a) \quad (4.2)$$

Das Gewicht der Lastverteilträger und der Pressen wurde durch das Gewicht des in diesem Bereich entfernten Belages in etwa kompensiert und daher vernachlässigt. Mit Berücksichtigung der veränderten Lage der Auflagerpressen gegenüber den ursprünglichen Lagern (Abschnitt 3.1.2) betrug die Spannweite l 19.39 m und der Abstand a der Kraft Q vom Endauflager 4.89 m.

4.1.2 Durchbiegungen

Die Durchbiegung der Brücke wurde während des Versuchs mit den vier induktiven Weggebern w_3 , w_4 und w_5 , w_6 unter der Last bzw. in Feldmitte jeweils auf beiden Seiten der Brücke aufgenommen. Die gemessenen Werte beziehen sich auf die Nullmessung am Morgen des ersten Versuchstages (24.10. für den Horizontalversuch und 29.10. für den Bruchversuch) und beinhalten daher Durchbiegungen aus ständigen Lasten nicht.

$$w_Q = \frac{w_3 + w_4}{2} \quad (\text{unter der Last}) \quad (4.3)$$

$$w_M = \frac{w_5 + w_6}{2} \quad (\text{in Feldmitte}) \quad (4.4)$$

Eine flächenmässige Aufnahme der Durchbiegungen im Endfeld erfolgte durch insgesamt 37 Höhenwinkelmessungen mit einem Theodoliten (Bild 3.8). Es wurden je eine Nullmessung am Vorabend und am Morgen des Versuchstages durchgeführt. Die aus den gemessenen Höhenwinkeldifferenzen bestimmten Höhendifferenzen wurden anhand der Kontrollmessungen am Anfang und Ende jeder Laststufe korrigiert, um systematische Messfehler zu eliminieren. Für die Darstellung der Durchbiegungslinie wurden die Messwerte am Konsolkopf auf der Nordseite der Brücke verwendet.

4.1.3 Längsverschiebung

Die mit induktiven Weggebern gemessene Verschiebung der Brücke in Längsrichtung wurde ohne Umrechnung direkt verwendet. Im Bild 4.6 ist die Horizontalkraft in Funktion der Längsverschiebung dargestellt.

4.1.4 Dehnungen

Die Messwerte der manuellen Deformeter-Messungen wurden in einem ersten Schritt anhand der an einem Invarstab ausgeführten Eichmessungen korrigiert, um die durch Temperaturschwankungen des Messgerätes hervorgerufenen Messfehler auszugleichen. Dabei wurden die Differenzen zur Nullmessung von jeweils zwei Eichmessungen linear auf die dazwischen ausgeführten Messungen verteilt. In einem weiteren Schritt wurden dann die Differenzen zur Nullmessung gebildet. Offensichtlich falsche Messungen wurden eliminiert.

Im Bereich zwischen Krafeinleitung und Auflager wurde ein überbestimmtes Messnetz verwendet (Bild 3.9). Dadurch konnten zufällig auftretende Messfehler anhand eines Fehlerausgleichs nach Gauss minimiert werden. Zu diesem Zweck kann das Messnetz als geometrisch identisches, innerlich statisch unbestimmtes, ideales Fachwerk betrachtet werden. Die gemessenen Längenänderungen entsprechen dann einer aufgezwungenen Verformung des Fachwerks in Form initialer Stabdehnungen. Infolge der Messfehler entstehen Zwangsbeanspruchungen. Mit Hilfe eines entsprechenden Computerprogrammes können die aus dieser Zwangsbeanspruchung entstehenden Stabkräfte berechnet werden. Dividiert man diese durch die Stabsteifigkeit EA , so resultieren Dehnungen, die den Messfehlern entsprechen und zu den gemessenen Werten addiert werden müssen. Die so erhaltenen ausgeglichenen Werte weisen minimale Fehlerquadrate entsprechend des Gaußschen Fehlerausgleichs auf. Sämtliche Messstrecken hatten die gleiche Länge und wurden mit dem gleichen Messgerät aufgenommen. Eine Gewichtung der Messstrecken durch unterschiedliche Stabsteifigkeiten war daher nicht nötig. Hingegen wurden Messstrecken mit offensichtlichen Messfehlern mit vergleichsweise tiefen Stabsteifigkeiten versehen und mit einem Wert der gemessenen Längenänderung von 0 in den Fehlerausgleich einbezogen. Dadurch hatten diese Messungen keinen Einfluss auf die Berechnung, und die resultierenden Dehnungen entsprachen direkt den ausgeglichenen Werten der betroffenen Stäbe. Die deformierte Lage des Messnetzes ist in Bild 4.17 dargestellt.

Aus den ausgeglichenen Werten des Messnetzes konnten die Dehnungen in horizontaler und in vertikaler Richtung sowie die Hauptdehnungen und Hauptdehnungsrichtungen berechnet werden. Dazu wurden Rosetten aus jeweils 4 bzw. 6 gemessenen Dehnungen betrachtet (Bild 4.2) und die berechneten Werte dem Messpunkt im Zentrum zugeordnet. Die Bezeichnung der Rosette entspricht der jeweiligen linken horizontalen Dehnung. Bild 4.16 enthält eine Darstellung der berechneten Hauptdehnungen und Hauptdehnungsrichtungen im Bereich unter der Lasteinleitung.

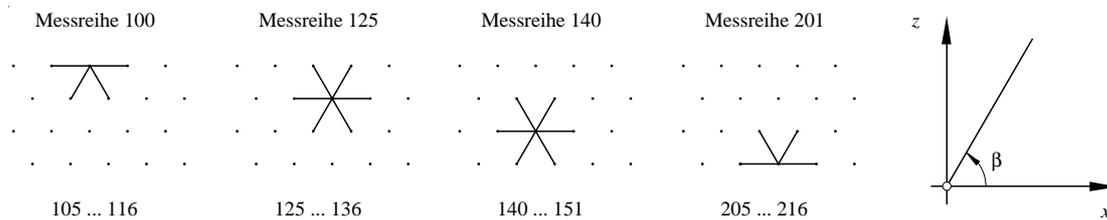


Bild 4.2 Rosetten im Messnetz für die Bestimmung der Hauptdehnungen

Die gemessenen Dehnungen wiesen Winkel β von 0° , 60° und 120° zwischen der Dehnungsrichtung und der x -Achse (horizontal) auf. Dort wo zwei Dehnungen mit dem selben Winkel pro Rosette vorhanden waren, wurde der Mittelwert in die Berechnung eingesetzt. Durch drei linear unabhängige Verzerrungen pro Rosette war der Verzerrungszustand bestimmt. Die Umrechnung der Dehnungen in die x - und z - Richtung erfolgte anhand der Beziehungen (4.5) bis (4.7).

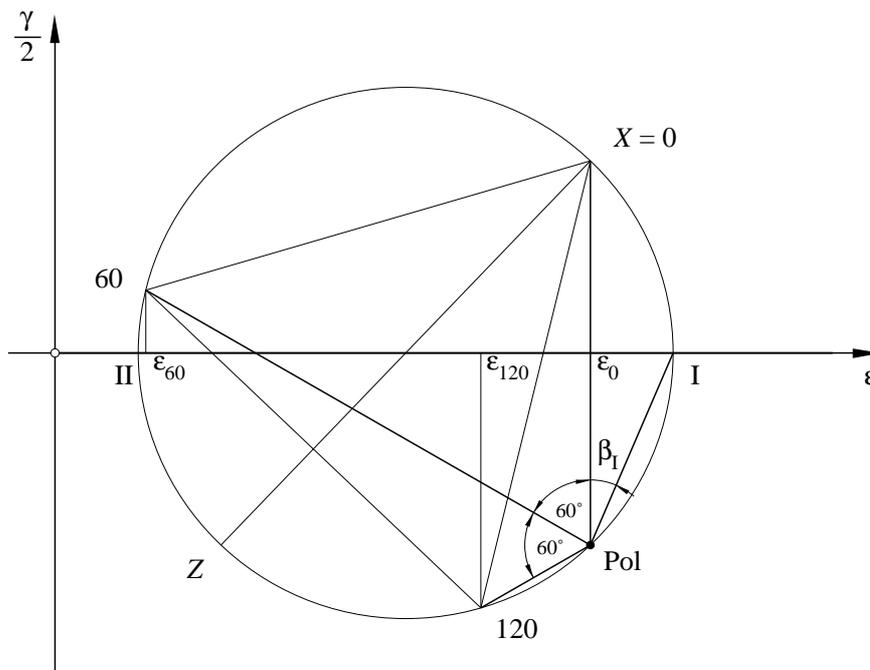


Bild 4.3 Dehnungen im Mohrschen Kreis

$$\epsilon(\beta = 0^\circ) = \epsilon_0, \quad \epsilon(\beta = 60^\circ) = \epsilon_{60}, \quad \epsilon(\beta = 120^\circ) = \epsilon_{120}$$

$$\epsilon_x = \epsilon_0 \tag{4.5}$$

$$\epsilon_z = -\frac{1}{3} \cdot \epsilon_0 + \frac{2}{3} \cdot \epsilon_{60} + \frac{2}{3} \cdot \epsilon_{120} \tag{4.6}$$

$$\frac{\gamma_{xz}}{2} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot (\epsilon_{60} - \epsilon_{120}) \tag{4.7}$$

Aus den Verzerrungen in x - und z -Richtung wurden die Hauptdehnungen und Hauptdehnungsrichtungen mit den Gleichungen (4.8) und (4.9) berechnet.

$$\varepsilon_{I,II} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_z}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + \gamma_{xz}^2} \quad (4.8)$$

$$\beta_{I,II} = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{\gamma_{xz}}{\varepsilon_x - \varepsilon_z} \right) \quad (4.9)$$

Die unter der Last und über der Stütze mit induktiven Weggebern gemessenen Verlängerungen der Zugzone d_1 und d_2 dienten zur kontinuierlichen Darstellung der Momenten-Verformungsdiagramme in Bild 4.8.

4.1.5 Weitere Messungen

Im Bereich der Deformetermessungen wurden in den Laststufen die Rissweiten auf der Höhe der Messreihe 125 und 201 im Auflagerbereich bzw. 400 im Stützenbereich mit einem Rissmassstab gemessen und protokolliert.



Bild 4.4 Übersicht des Belastungsversuches während der Durchführung der Messungen der Laststufe 6

4.2 Horizontalverschub

Die Brücke sollte unter Gebrauchslast in Längsrichtung verschoben werden. Zu diesem Zweck wurde vor dem Horizontalverschub eine Last Q von 610 kN aufgebracht. Bei dieser Laststufe (LS 2) wurden keine manuellen Messungen durchgeführt, weil die Dehnungen und Durchbiegungen noch sehr gering waren. Nach dem Horizontalverschub wurde die Last Q weiter erhöht bis 1310 kN (LS 3). Das Last-Durchbiegungsdiagramm ist in Bild 4.5 ersichtlich und der Versuchsablauf ist in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Laststufe	Q [MN]	H [MN]	w_Q [mm]	w_M [mm]	v_1 [mm]	v_2 [mm]	Bemerkung
1	0	0	0	0	0	0	2. Nullmessung
2	0.61	0.005	0.91	0.93	-0.23	-0.20	Belastungsende Horizontalverschub
	0.54	0.355	0.84	0.85	0.19	0.16	
3	1.31	0	3.75	3.87			Belastungsende Messbeginn Messende
	1.26	0	3.74	3.89			
	1.23	0	3.74	3.90			

Tabelle 4.1 Versuchsablauf während des Horizontalverschubs

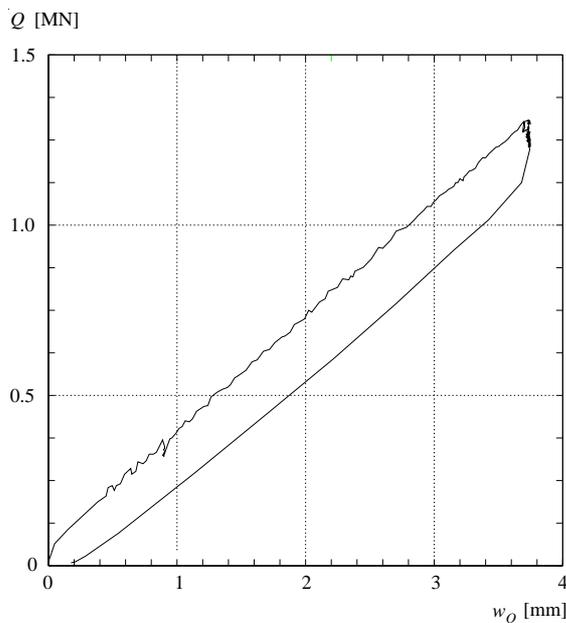


Bild 4.5 Last-Durchbiegungsdiagramm

Die horizontale Kraft H wurde für den Verschub bis 355 kN gesteigert, was etwa 25 % der Auflagerkraft entsprach. Diese wurde zwar nicht gemessen, konnte aber später auf Grund der Auflagerkraftmessungen während des Bruchversuchs abgeschätzt werden. Zu welchen Anteilen die horizontale Kraft über Lagerreibung direkt in das Widerlager oder in die monolithisch mit dem Überbau verbundenen, durch die Aufschüt-

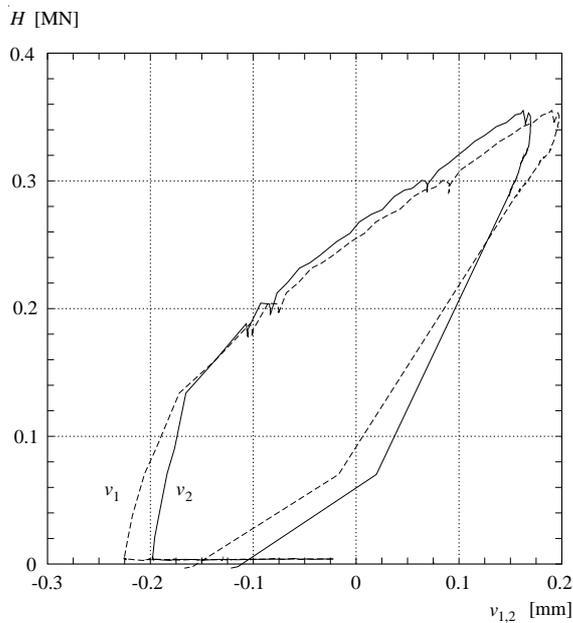


Bild 4.6 Längsverschiebung infolge Horizontalkraft

tung sehr kurzen Stützen abgetragen wurde, konnte nicht bestimmt werden. Die Kraft H wurde trotz der geringen horizontalen Verschiebungen nicht mehr weiter erhöht, um den Endquerträger und den Verankerungsbereich der Spannkabel nicht zu beschädigen, was die Resultate des Bruchversuches beeinflusst hätte. Nach dem Entfernen der horizontalen Kraft H konnte keine wesentliche bleibende Verschiebung der Brücke gemessen werden. In Bild 4.6 ist die Längsverschiebung der Brücke in Funktion der Horizontalkraft H dargestellt. Die negative Verschiebung zu Beginn (Verschiebung der Brücke zum Widerlager hin) wurde durch das Aufbringen der Last Q bewirkt.

Unter den bis dahin aufgebrachtten Belastungen entstanden keine Risse an der Brücke. Nachdem die Messungen der Laststufe 3 abgeschlossen waren, wurde die Brücke wieder vollständig entlastet.

4.3 Bruchversuch

Der Versuchsablauf ist im Abschnitt 3.3.2 beschrieben und in Tabelle 4.2 in Zahlen zusammengefasst.

Laststufe	Q [MN]	A [MN]	M_Q [MNm]	M_S [MNm]	w_Q [mm]	w_M [mm]	Bemerkung
5	0	0.99	3.3	-4.6	0	0	2. Nullmessung
6	2.50	2.56	11.0	-10.3	7.9	7.7	Belastungsende Messbeginn Messende
	2.33	2.46	10.5	-9.7	7.9	7.7	
	2.31	2.45	10.5	-9.7	8.0	7.7	
7	3.58	3.20	14.2	-13.5	17.2	15.0	Belastungsende Messbeginn Messende
	3.30	3.04	13.3	-12.7	17.7	15.2	
	3.26	3.01	13.2	-12.6	17.7	15.2	
8	4.41	3.69	16.6	-16.0	30.9	25.3	Belastungsende Messbeginn Messende
	4.12	3.52	15.7	-15.1	30.8	25.2	
	3.97	3.43	15.3	-14.7	30.8	25.1	
9	5.21	4.17	18.9	-18.4	51.4	40.3	Belastungsende Messbeginn Messende
	4.85	3.95	17.8	-17.4	51.0	40.0	
	4.67	3.85	17.3	-16.8	50.5	39.5	
10	0	0.99	3.3	-4.5	17.9	11.8	Entlastung
11	5.83	4.45	20.2	-22.0	106	77.5	Belastungsende Messbeginn Messende
	5.39	4.33	19.7	-17.9	105	76.3	
	5.18	4.32	19.6	-15.1	105	76.2	
	6.36	4.78	21.9	-23.3	139	97.5	Höchstlast
	5.72	4.35	19.8	-22.2	156	106	Bruch

Tabelle 4.2 Versuchsablauf während des Bruchversuchs

Bild 4.7 zeigt ein Last-Durchbiegungsdiagramm des Bruchversuchs. Die Laststufen 6 bis 9 wurden am ersten Versuchstag gemessen. Die Brücke wurde dann über Nacht unter Belastung belassen und am folgenden Morgen entlastet. Danach wurde die Brücke bis zur Laststufe 11 und anschliessend bis zum Bruch belastet. Die Verformungen beziehen sich auf die Nullmessung vom ersten Versuchstag.

Die gemäss den Formeln (4.1) und (4.2) berechneten Stützen- und Feldmomente sind in Bild 4.8 in Funktion der Verlängerungen in den Zugzonen dargestellt. Die Basislängen betragen 1.0 und 1.5 m über der Stütze bzw. unter der Last. 1 mm Verlängerung entspricht demnach 1 ‰ bzw. $\frac{2}{3}$ ‰ mittlerer Dehnung. Bild 4.9 zeigt den Verlauf der gemessenen Auflagerkraft A mit steigender Last Q , sowie der Stützen- und Feldmomente. Ebenfalls in diesem Diagramm eingezeichnet sind die elastisch gerechneten Auflagerkräfte und Momente infolge des Eigengewichts g und der Last Q unter der Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit des Brückenüberbaus. Die Stützen waren monolithisch mit dem Überbau verbunden und ragten nach der Aufschüttung der Bucht nur

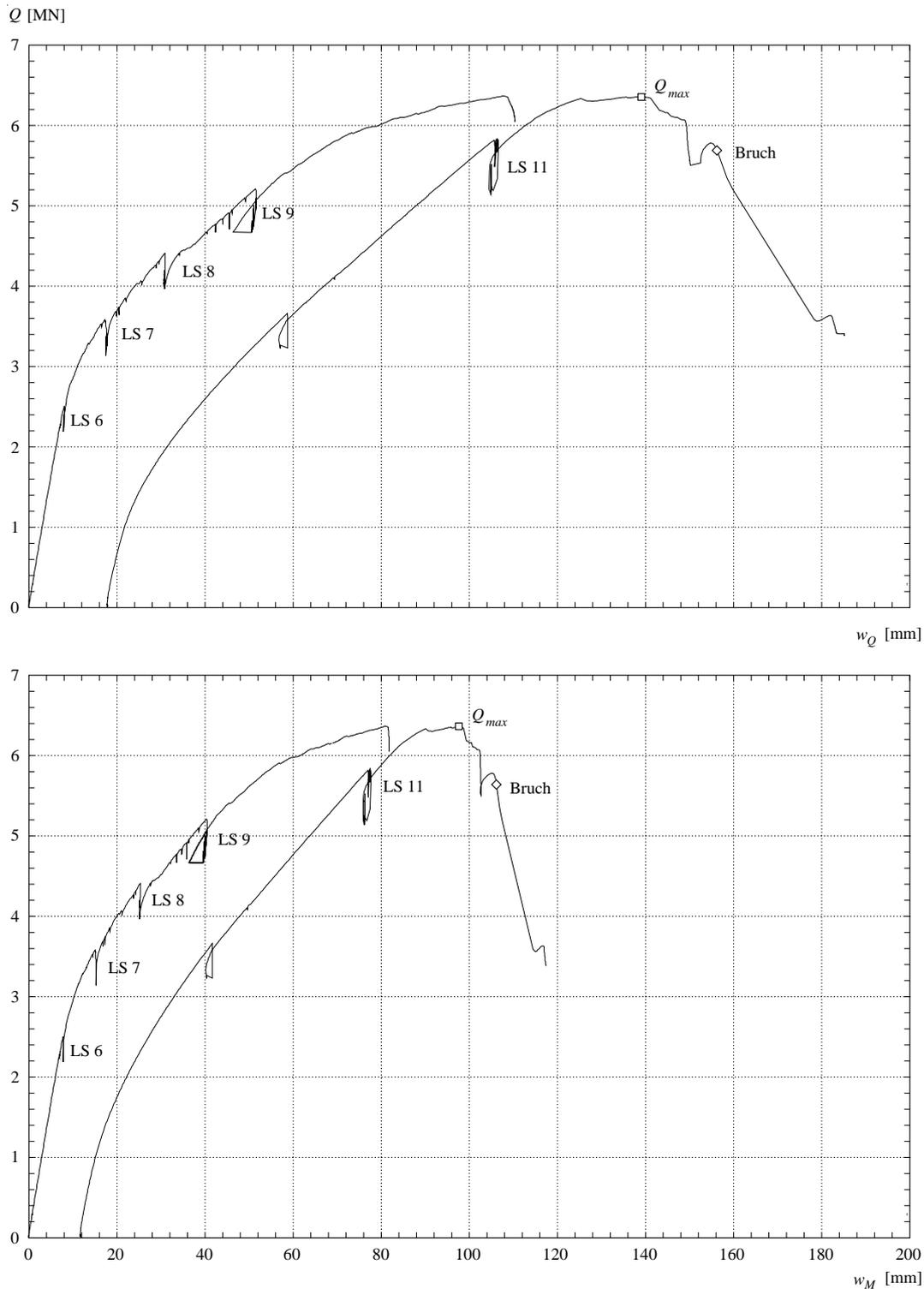


Bild 4.7 Last-Durchbiegungsdiagramme im Bruchversuch

noch etwa 1 m aus dem Boden. Um den Einfluss dieser teilweisen Einspannung abzuschätzen wurden die elastischen Auflagerkräfte und Momente an zwei statischen Systemen gemäss Bild 4.9 berechnet. Diese entsprechen den Grenzfällen gelenkige Lagerung und Einspannung. Zwängungen infolge der Vorspannung wurden berücksichtigt, solche infolge einer eventuellen Stützeinsenkung beim Schüttvorgang sowie durch das Anheben des Endauflagers vor dem Versuch vernachlässigt. Die effektiv vorhandene Vor-

Versuchsergebnisse

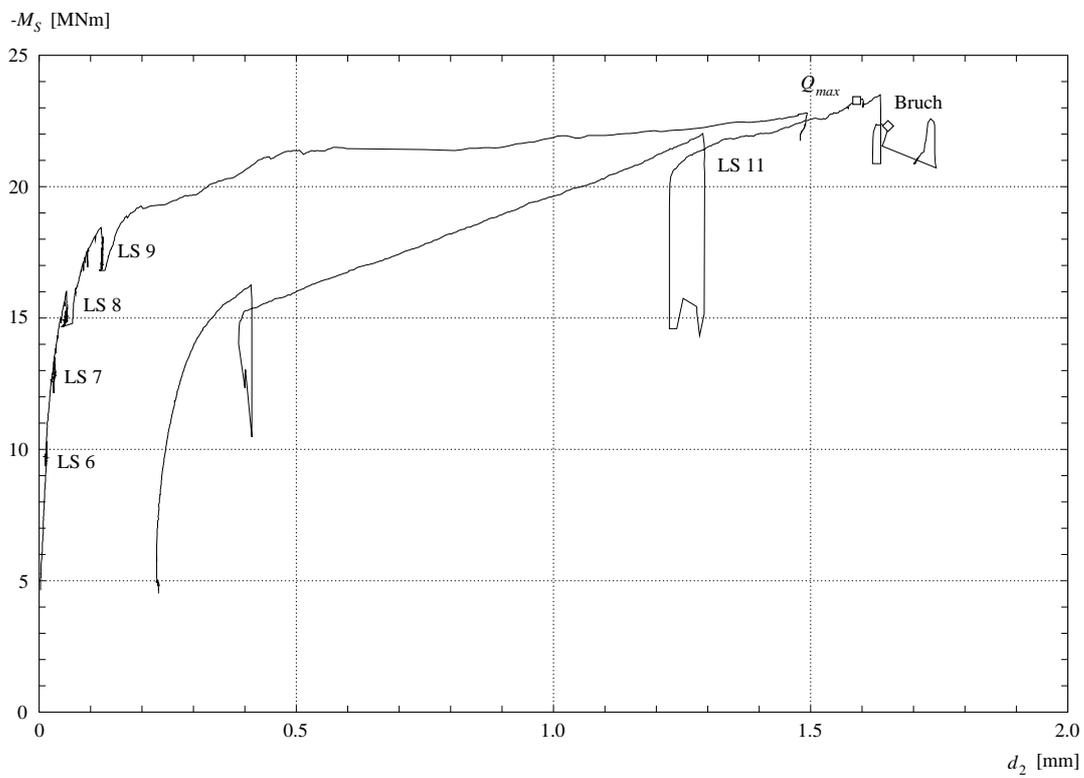
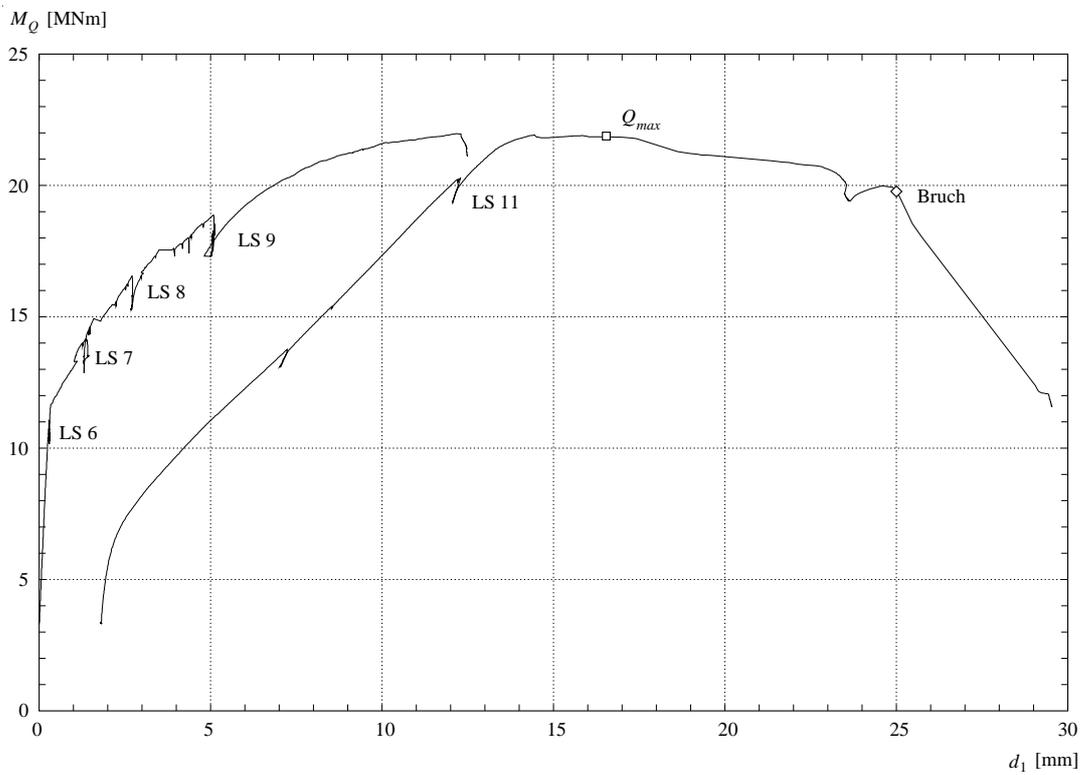


Bild 4.8 Momenten-Verlängerungsdiagramme

spannkraft wurde auf Grund der Entspannungsmessungen der EMPA [EMPA 86,2] zu 10.2 MN abgeschätzt. Die Berechnung der Zwängungsmomente aus Vorspannung erfolgte am Durchlaufträger mit gelenkiger Lagerung über den Stützen, da zum Zeitpunkt des Vorspannens die Stützen noch nicht eingeschüttet waren.

	a) Gelenkige Lagerung über den Stützen	Zwängungen infolge Vorspannung	b) Einspannung über der Stütze 8
Auflagerkraft A [kN]	$7.20 \text{ m} \cdot g$ $+ 0.691 \cdot Q$	90	$7.27 \text{ m} \cdot g$ $+ 0.630 \cdot Q$
Stützenmoment M_S [kNm]	$- 48.34 \text{ m}^2 \cdot g$ $- 1.096 \text{ m} \cdot Q$	1760	$- 47.00 \text{ m}^2 \cdot g$ $- 2.290 \text{ m} \cdot Q$
Feldmoment M_Q [kNm]	$23.26 \text{ m}^2 \cdot g$ $+ 3.381 \text{ m} \cdot Q$	450	$23.60 \text{ m}^2 \cdot g$ $+ 3.079 \text{ m} \cdot Q$

Tabelle 4.3 Werte für die Berechnung der elastischen Momente, statische Systeme gemäss Bild 4.9

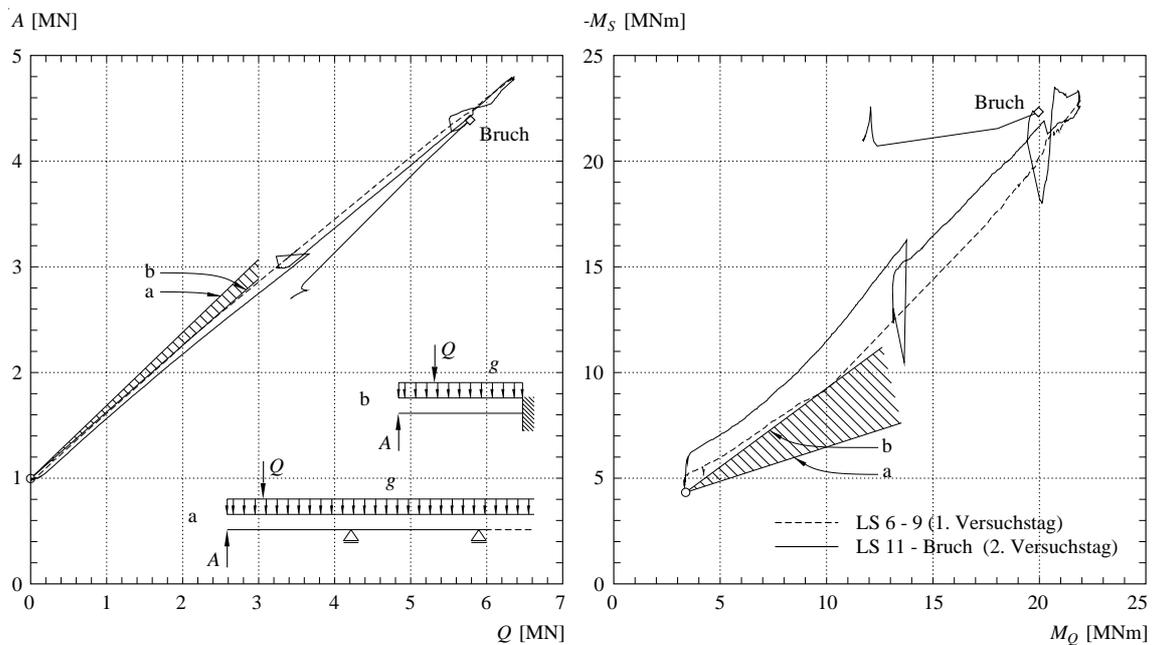


Bild 4.9 Gemessene Auflagerkraft-Last- (links) und Stützenmoment-Feldmoment-Verläufe (rechts) verglichen mit berechneten, elastischen Werten

Die Auflagerkraft A stieg weitgehend linear mit wachsender Last Q an und es kann in Bild 4.9 nur eine geringe Umlagerung festgestellt werden. Diese wird im Vergleich von Stützen- und Feldmoment etwas besser sichtbar, indem bei höheren Lasten das Stützenmoment stärker zunimmt als das Feldmoment. Die elastisch berechneten Momente und die Auflagerkraft aus Eigengewicht g zu Beginn des Versuches hängen nur sehr wenig vom Einspanngrad über der Stütze ab, weshalb sie in den Diagrammen jeweils nur als einzelne Punkte dargestellt sind.

Die Resultate der Durchbiegungsmessungen mit dem Theodoliten sind in den Bildern 4.10 und 4.12 jeweils für die Laststufen 7 bis 11 und im Bild 4.11 für die Laststufe 11 dargestellt. Die genaue Lage der Messpunkte und das Messverfahren sind in Abschnitt 3.2.2 beschrieben, alle Durchbiegungsmessungen beziehen sich auf die Nullmessung des ersten Versuchstages (29.10.). Bild 4.10 enthält die Durchbiegungen des nördlichen Konsolkopfes. Die Durchbiegungen der Brücke in Querrichtung in den Querschnitten über dem Widerlager, unter der Lasteinleitung, in Feldmitte und über der ersten Stütze können Bild 4.12 entnommen werden.

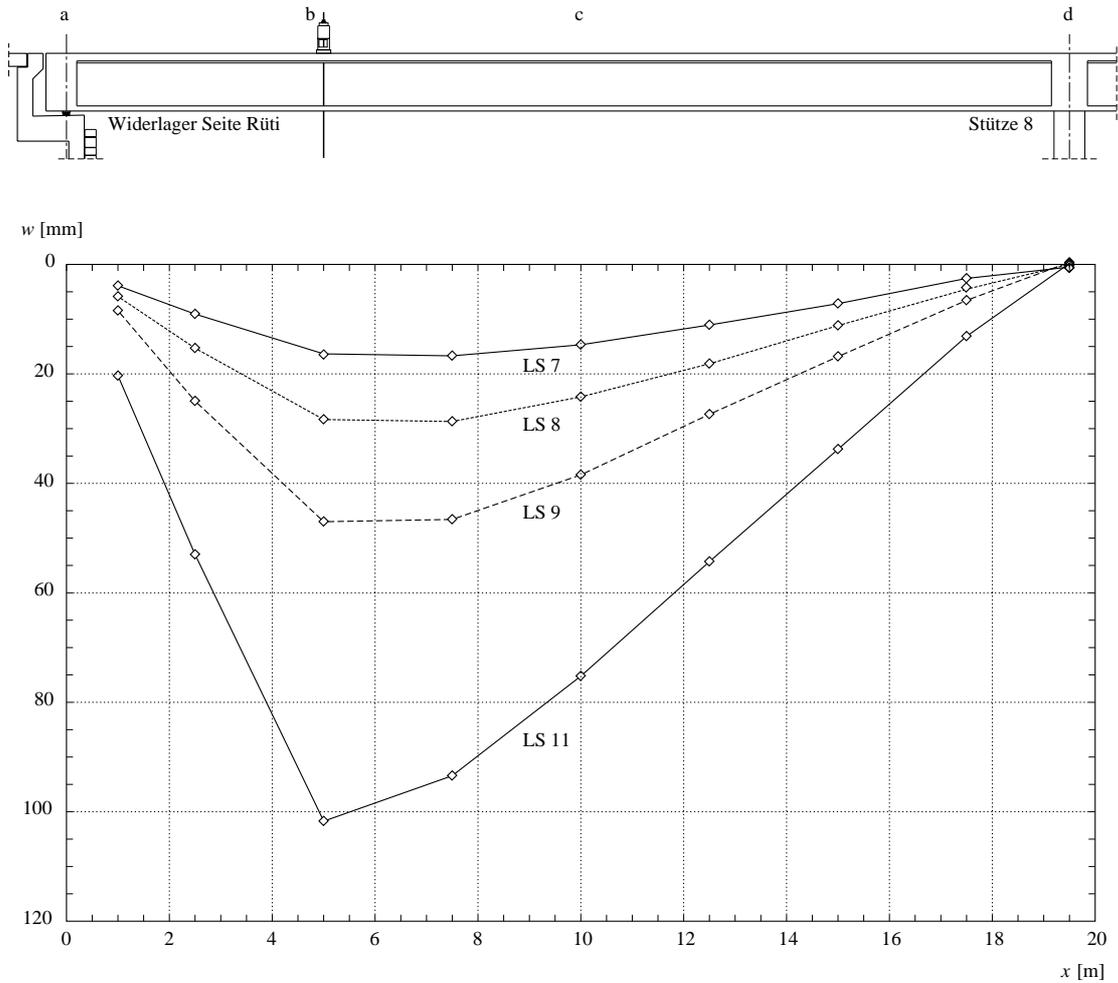


Bild 4.10 Durchbiegungslinie des nördlichen Konsolkopfes im Randfeld Seite Rüti

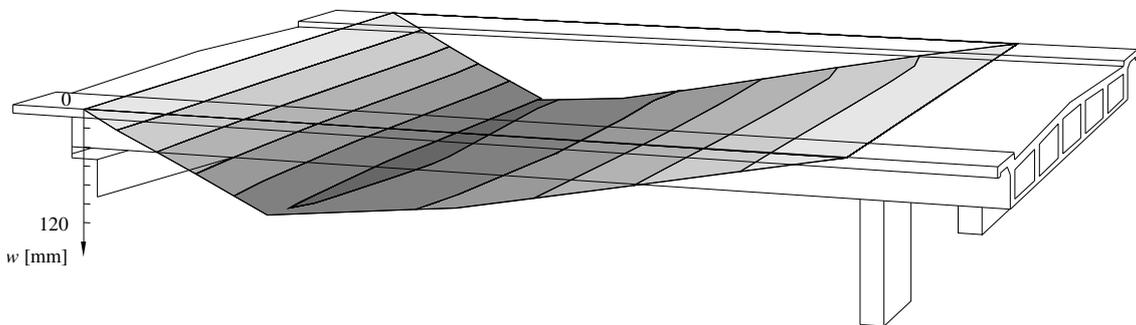


Bild 4.11 Durchbiegungen im Randfeld Seite Rüti für die Laststufe 11

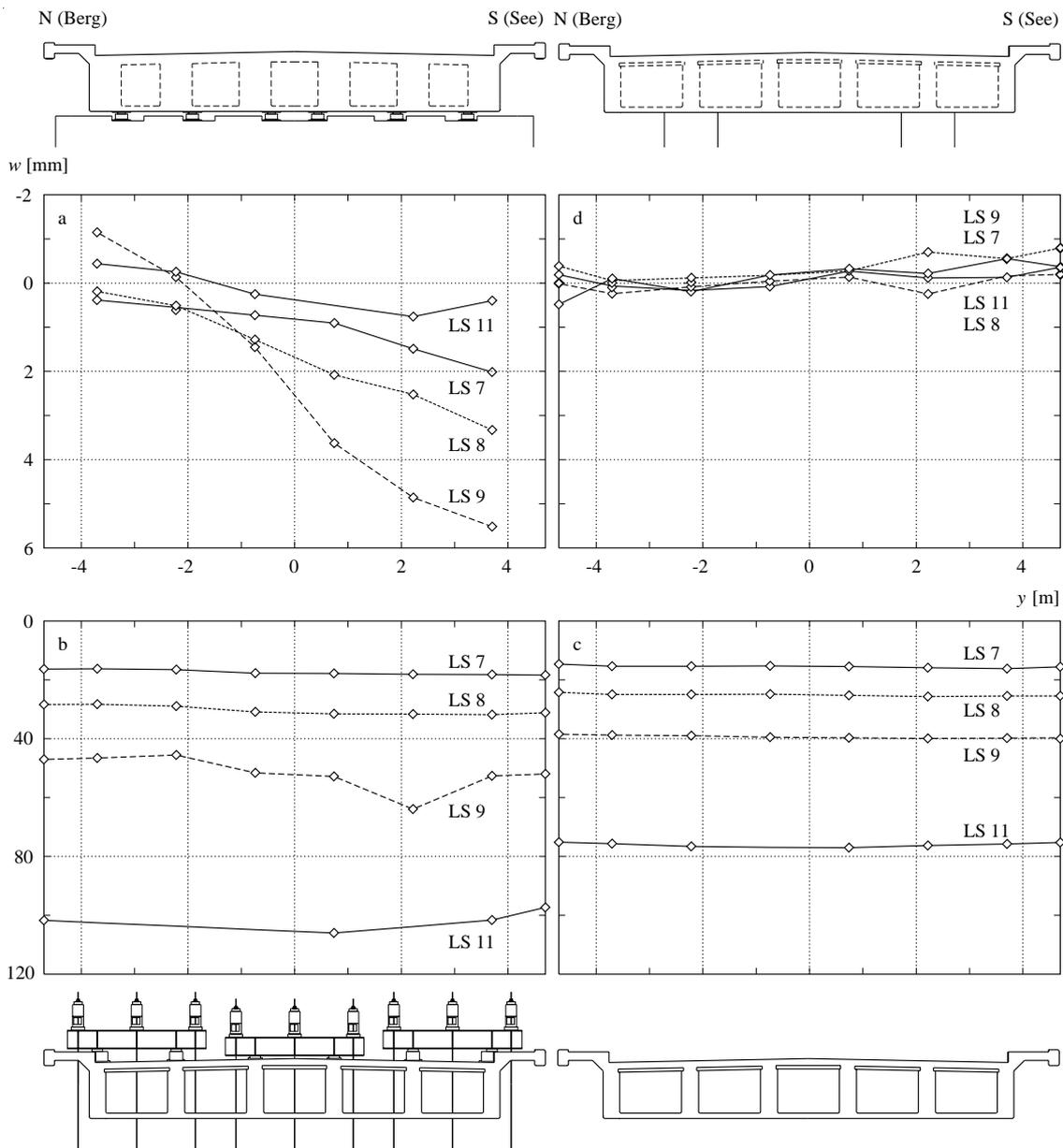


Bild 4.12 Durchbiegungen in Querrichtung der Brücke auf dem Widerlager (links oben), unter der Lasteinleitung (links unten), in Feldmitte (rechts unten) und über der Stütze (rechts oben)

Die Verkipfung der Brücke auf dem Widerlager, wie sie in Bild 4.12 ersichtlich ist, wurde durch unterschiedliche Öldrücke in den Auflagerpressen auf der Nord- und Südseite bewirkt. Wie in Abschnitt 3.3.2 beschrieben, wurden nach der Laststufe 9 die Auflagerdrücke ausgeglichen. Die gemessenen Einsenkungen über der ersten Stütze waren in der Grössenordnung der Messgenauigkeit und die Stütze kann als steifes Auflager betrachtet werden. Im Querschnitt der Lasteinleitung fällt auf, dass der zweite Steg auf der Südseite der Brücke in der Laststufe 9 wesentlich höhere Durchbiegungen aufwies als die restlichen Stege. Es ist anzunehmen, dass sich die einzelnen Stege auch in der Laststufe 11 unterschiedlich durchbogen, leider waren aber einige der Messpunkte ausgefallen. Bis in Feldmitte sind kaum mehr unterschiedlichen Durchbiegungen der einzelnen Stege zu erkennen.

Die Brücke verhielt sich bis zu einer Last Q von etwa 2200 kN linear elastisch. Erst kurz vor der Laststufe 6 entstand der erste Riss in der Achse der Lasteinleitung. Die Rissöffnung betrug 0.2 mm am unteren Ende und der Riss hatte eine Länge von $\frac{2}{3}$ der Trägerhöhe. In der Folge bildeten sich zwei weitere Risse im Abstand von 1.0 m auf beiden Seiten der Lasteinleitung. Bis zur Laststufe 7 ($Q = 3580$ kN) hatte der erste Riss eine Öffnung von 1.1 mm am unteren Ende erreicht und war in der Höhe bis zur Unterkante der oberen Kastenplatte gewachsen.

Mit der weiteren Belastung erweiterte sich der gerissene Bereich unter der Lasteinleitung in Richtung Feldmitte durch einen vierten Riss im Abstand von 2 m von der Lastachse. Die Risse hatten nur geringe Neigungen von 10 bis 20° gegenüber der Vertikalen und können sicher als Biegerisse bezeichnet werden. Zur einheitlichen Bezeichnung der Risse ist in Bild 4.13 das Rissbild während der letzten gemessenen Laststufe (LS 11) dargestellt und die Entwicklung der entsprechenden Rissweiten während des Bruchversuchs in Tabelle 4.4 und 4.5 für die Bereiche unter der Lasteinleitung und über der Stütze zusammengestellt.

Erste feine Risse (Öffnung 0.1 mm) über der Stütze wurden erst bei einer Last Q von über 3800 kN entdeckt. Bis zur Laststufe 8 wies der Riss 7 unter der Lasteinleitung eine Öffnung von 2.5 mm auf. Das Rissbild im Lasteinleitungsbereich war bei der Laststufe 9 weitgehend abgeschlossen und die Risse öffneten sich nur noch mit zunehmender Belastung, während über der Stütze weitere Risse entstanden, deren Öffnung aber maximal 0.3 mm betrug. Die maximale Durchbiegung w_Q während der Laststufe 9 betrug 51.4 mm bei einer Last von 5210 kN.

In der Folge wurde die Last bis etwa 6200 kN gesteigert, wobei die Verformungen um das 2.5-fache zunahm. Die Brücke war in diesem Zustand nahe der Bruchlast und an den Konsolköpfen begann die Betondruckzone leicht auszubrechen. Die maximalen Rissweiten erreichten etwa 6 bis 7 mm in den Biegerissen unter der Lasteinleitung. Vereinzelt waren Geräusche zu hören, die auf das Versagen einzelner Längsbewehrungsstäbe deuteten; deren Ursprung eindeutig zu bestimmen war allerdings nicht möglich. Zu diesem Zeitpunkt musste der Versuch aus den in Abschnitt 3.3.2 erläuterten Gründen unterbrochen werden.

Last- stufe	Mess- reihe	Rissnummer									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	125	-	-			-	-	0.05	-	-	-
	201	-	-	-	-	-	-	0.20	-	-	-
7	125	-	0.15			-	-	0.40	0.20	-	-
	201	-	0.50	-	-	-	-	1.10	0.55	-	-
8	125	-	0.45			-	-	0.70	0.50	-	0.25
	201	-	1.70	-	-	-	-	2.50	1.40	-	0.60
9	125	-	0.90			0.60	-	0.80	0.80	-	0.50
	201	-	2.00	-	-	2.10	-	3.60	2.40	-	1.00
11	125	0.35	1.80			3.00	1.60	3.70	1.80	0.50	0.50
	201	1.20	2.50	2.00	0.30	8.70	1.10	7.50	3.50	1.20	1.15

Tabelle 4.4 Rissweiten im Feld in [mm] (Risse 1 bis 10)

Last- stufe	Mess- reihe	Rissnummer			
		11	12	13	14
6	400	-	-	-	-
7	400	-	-	-	-
8	400	-	-	-	0.05
9	400	0.05	-	-	0.05
11	400	0.15	0.25	0.30	0.35

Tabelle 4.5 Rissweiten über der Stütze in [mm] (Risse 11 bis 14)

Der Versuch wurde am folgenden Vormittag fortgesetzt, nachdem die Brücke vollständig entlastet worden war. Die Laststufen des Vortages wurden nicht wiederholt und die Last Q direkt auf 5830 kN gesteigert (LS 11). Die Verformungen entsprachen dabei etwa denen bei Versuchsabbruch am Vorabend. Sämtliche Messungen sind auf die Nullmessung des ersten Versuchstages bezogen; die Verschiebung der Last-Durchbiegungskurven in Bild 4.7 entspricht der plastischen Verformung nach dem Entlasten der Brücke. In Bild 4.14 und Bild 4.15 sind die mittleren Dehnungen der horizontalen Messreihen 400 und 500 im Stützenbereich und 125, 140 und 201 unter der Lasteinleitung aufgezeichnet. Aus dem Netz der gemessenen Dehnungen unter der Lasteinleitung wurden die Hauptdehnungen und die Hauptdehnungsrichtungen gemäss Abschnitt 4.1.4 berechnet und in Bild 4.16 für die Laststufe 11 zusammen mit dem entsprechenden Rissbild dargestellt.

Auflagerachse Widerlager Seite Rütli

Lasteinleitung

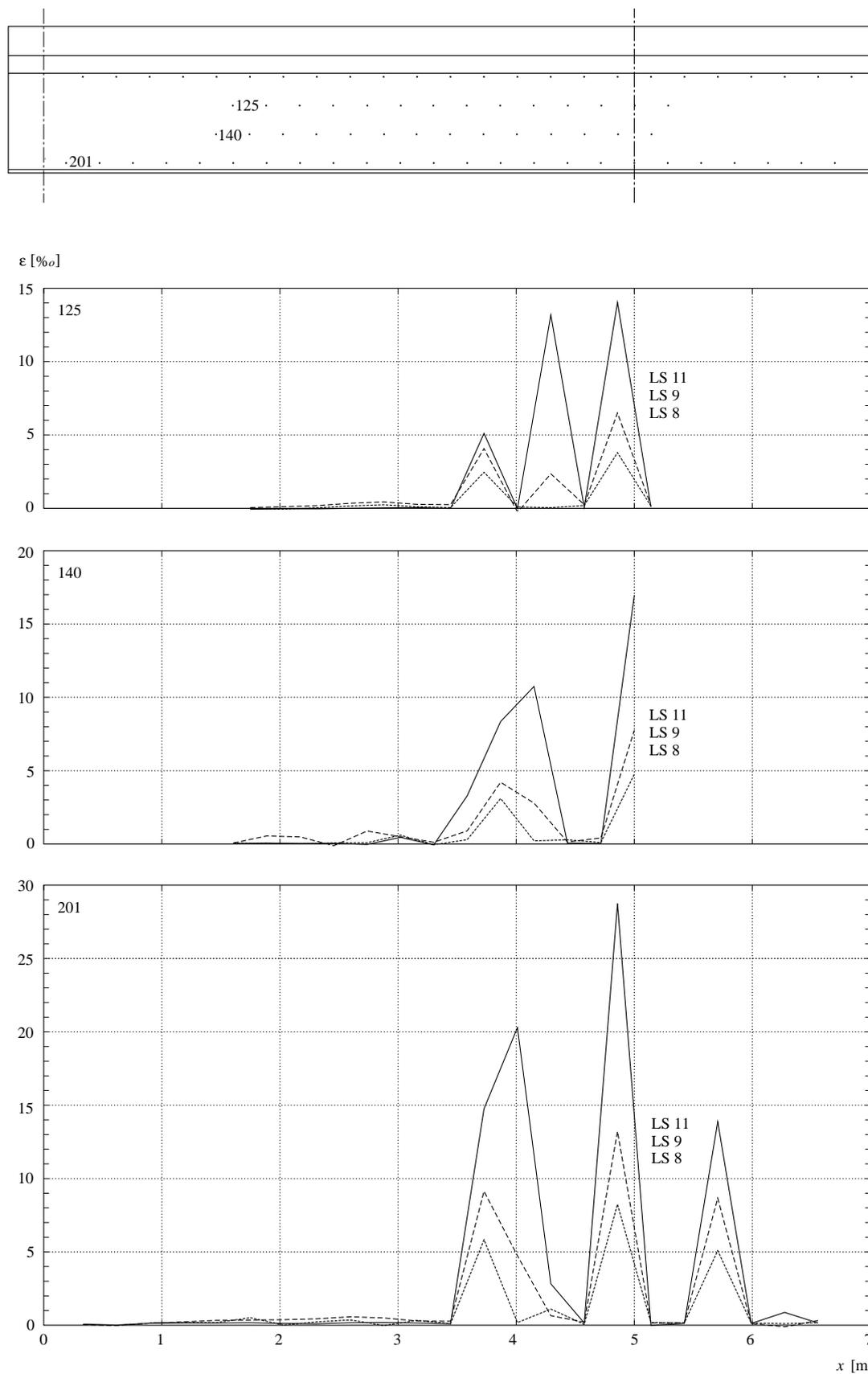


Bild 4.14 Mittlere horizontale Dehnungen unter der Lasteinleitung für die Messreihen 125, 140 und 201

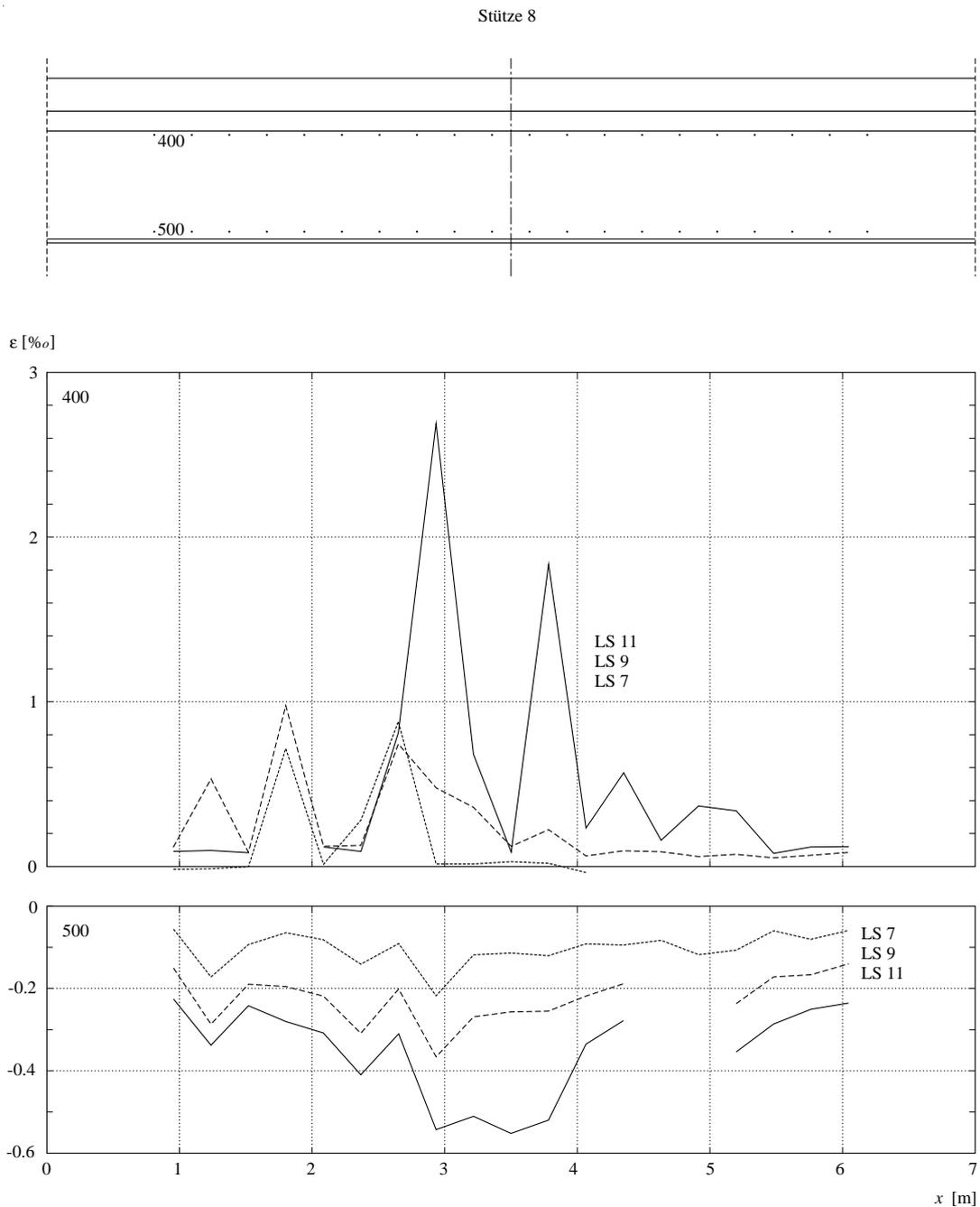


Bild 4.15 Mittlere horizontale Dehnungen im Stützenbereich für die Messreihen 400 und 500

Die verformte Lage des Deformeter-Messnetzes wurde mit einem Statik-Programm als ein Folgeprodukt der Ausgleichsrechnung berechnet und in Bild 4.17 überhöht aufgezeichnet. Die entsprechende Verformung des Brückenträgers sowie die Öffnung der grössten Risse sind schematisch und unmassstäblich an das verformte Messnetz angepasst.

Im Anschluss an die Messungen der Laststufe 11 wurde die Last weiter gesteigert. Die Last Q erreichte bei 6300 kN ein Plateau und konnte trotz steigender Verformung nicht mehr erhöht werden. Diese Last lag ca. 10 % über dem für einen Biegebruch prognostizierten Wert. In der Folge begann die Druckzone unter der Lasteinleitung über die

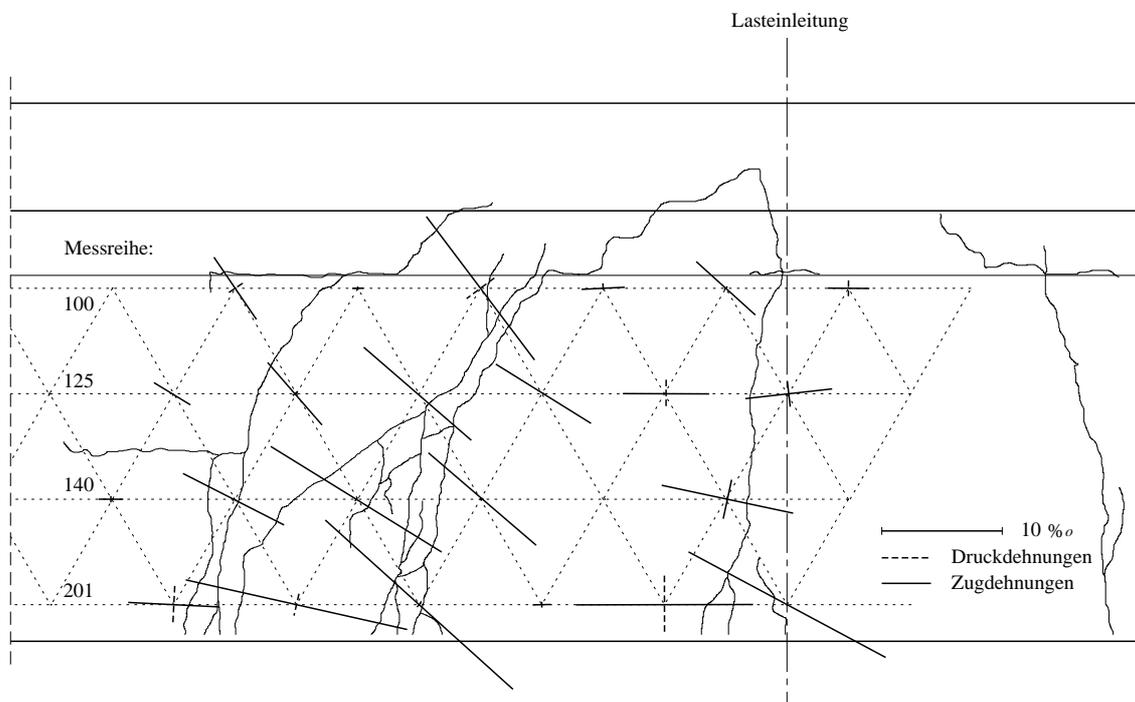


Bild 4.16 Südlicher Steg mit Rissbild unter der Lasteinleitung (oben) und berechnete Hauptdehnungen und Hauptdehnungsrichtungen (unten) während der Laststufe II

gesamte Breite der Brücke auszurechnen und die Last Q nahm leicht ab. Vermehrt waren Geräusche durch das Versagen von Bewehrungsstäben sowie das Abplatzen von Teilen der Betondruckzone zu hören. In dieser Phase öffnete sich am südlichen Steg der Brücke ein Riss unter der Lasteinleitung mit einer Neigung von etwa 45° in Richtung Auflager. Dieser Schubriss bildete die Verbindung der beiden Risse 4 und 5 und reichte bis in die obere Kastenplatte. Auf der nördlichen Seite der Brücke waren weiterhin nur Biegerisse zu erkennen. Deren Öffnungen, Verteilung und Höhen entsprachen aber weitgehend denjenigen auf der südlichen Seite wie sie in Bild 4.13 aufgezeichnet sind.

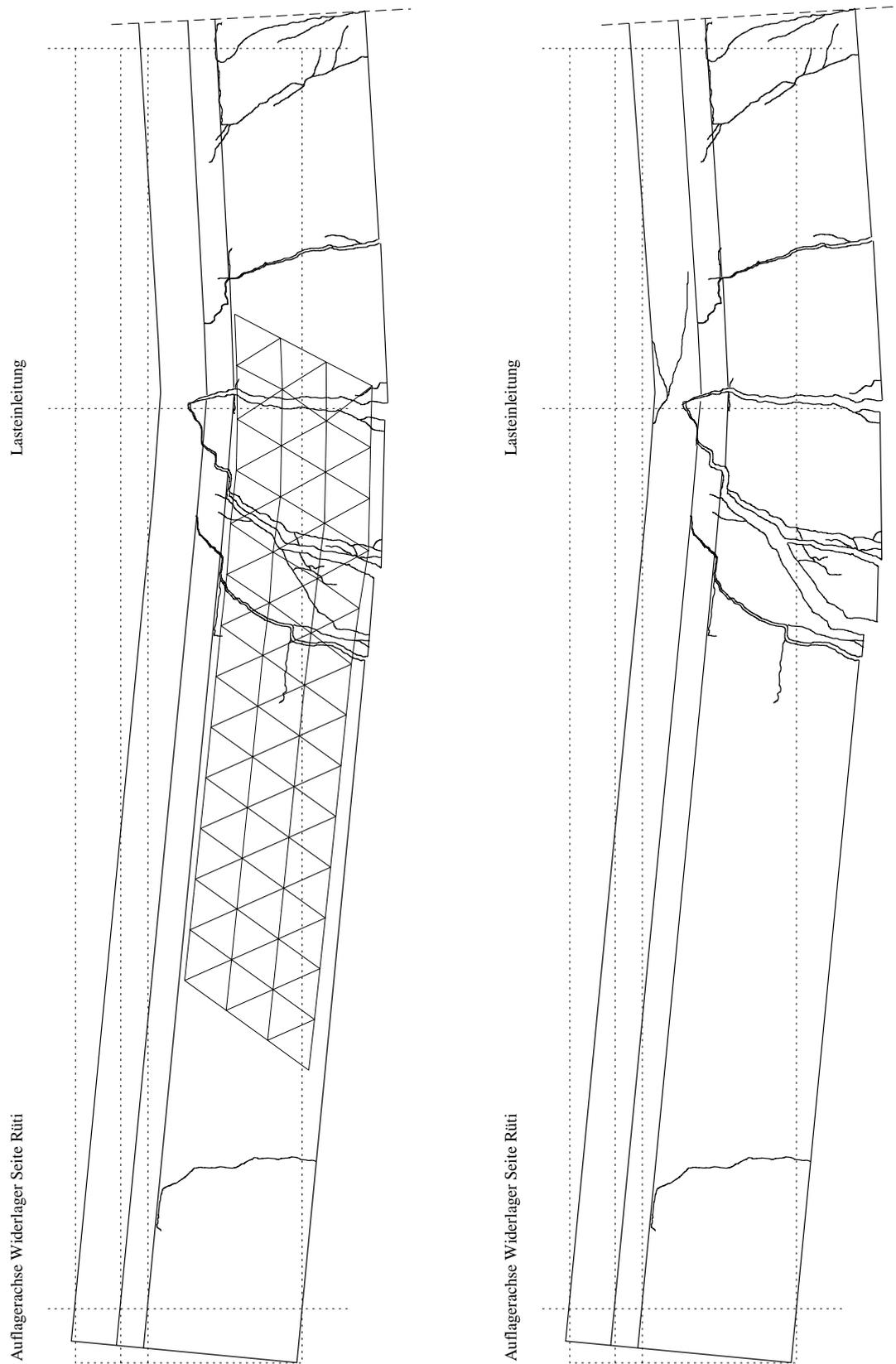


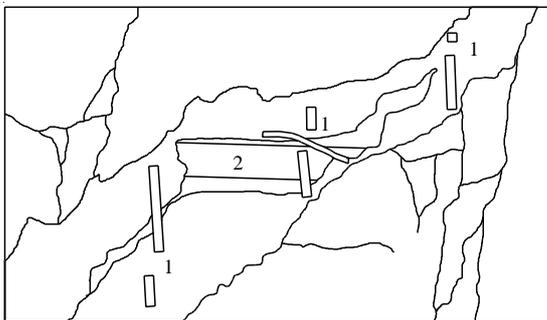
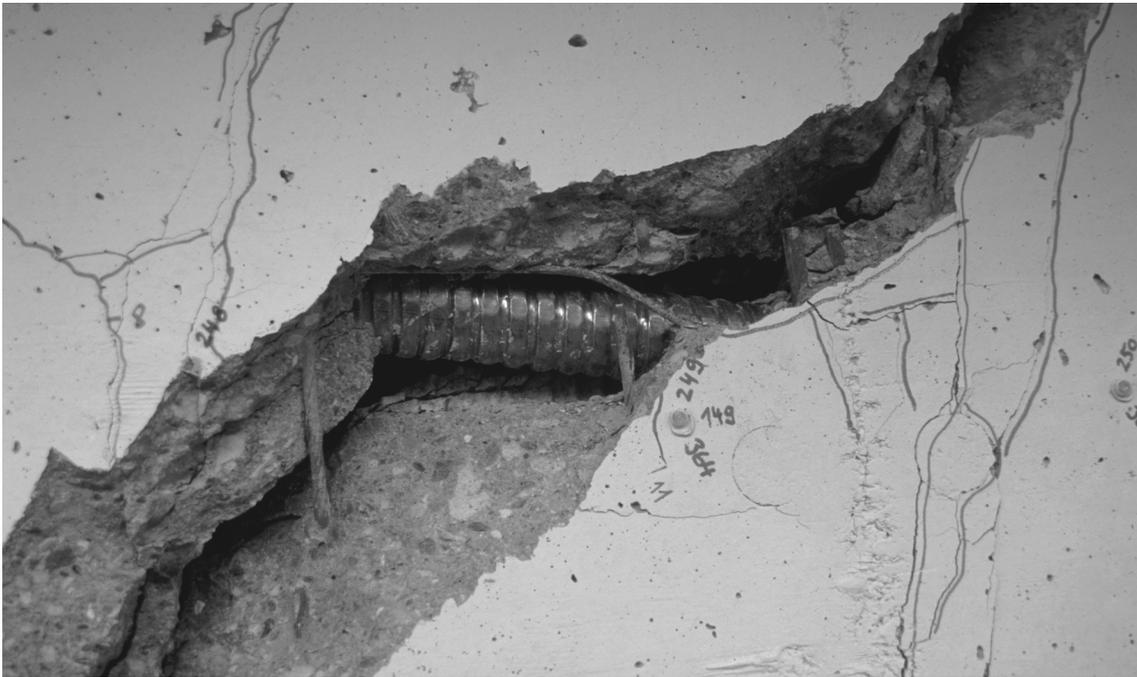
Bild 4.17 Berechnete Verformung des Messnetzes und schematisch dargestellte Rissöffnungen für die Laststufe 11 (links) und den Bruchzustand (rechts)

Im weiteren Verlauf öffneten sich die Biegerisse in der Lasteinleitungsachse auf beiden Seiten der Brücke bis über 10 mm, während die Last kontinuierlich abnahm und die Betondruckzone an immer mehr Stellen abplatzte. Die Last Q war auf 5720 kN abgefallen, als der Bruch schlagartig eintrat. Dabei versagten vier Bügel des äussersten Steges auf der Südseite der Brücke im Riss 4/5 (Bild 4.19). Die obere Kastenplatte hatte ver-

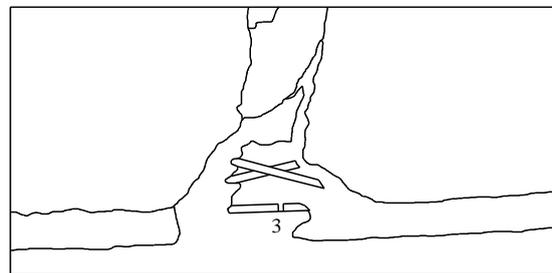


Bild 4.18 Südlicher äusserer Steg der Brücke nach dem Bruch

sagt und die Längsbewehrung war ausgeknickt. Wie sich beim späteren Abbruch der Brücke zeigte, hatten beim Bruch die Bügel der beiden anderen Stege auf der südlichen Hälfte der Brücke ähnlich dem äussersten Steg versagt, während die drei Stege auf der nördlichen Seite intakt geblieben waren. Dementsprechend wies die südliche Hälfte der unteren Kastenplatte nach dem Bruch einen Versatz bis zur Brückenmitte von einigen cm auf der Höhe von Riss 4 auf. Ebenfalls gerissen waren zumindest Teile der unteren schlaffen Längsbewehrung. Bei den während des Abbruchs freigelegten Spanngliedern konnten weder Einschnürungen noch Brüche der einzelnen Spanndrähte gefunden werden. Da es sich um ähnlichen Stahl wie denjenigen der schlaffen Längsbewehrung handelte, müssen die maximalen Stahldehnungen geringer gewesen sein. Grund dafür war die gegenüber der untersten Lage der schlaffen Bewehrung reduzierte statische Höhe sowie ein vermutlich schlechterer Verbund der Drähte im Spannglied. Bild 4.19 zeigt Detailaufnahmen des südlichen Steges der Brücke nach dem Bruch. Die Enden der im Riss 4/5 gebrochenen Bügel wiesen einen Abstand von 2 bis 3 cm auf. Das Hüllrohr des Spannkabels war nicht beschädigt (auch keine Korrosion), hatte sich aber auf der unteren Seite vom umgebenden Beton abgelöst.



1: Gebrochene Bügel, 2: Hüllrohr des Spannkabels



3: Gebrochener Längsbewehrungsstab



Bild 4.19 Details des Bruchbildes. Oben: Bruch der Bügel im Riss 4, unten: Bruch der Längsbewehrung im Riss 6

Nach dem Bruch der Bügel lag die maximale Durchbiegung bei etwa 180 mm, und die Last Q war auf 3600 kN gesunken. Auf eine weitere Belastung der Brücke wurde verzichtet, unter anderem im Hinblick auf einen problemlosen Ausbau der Versuchseinrichtung, insbesondere der Auflagerpressen. Eine Belastung der nördlichen Hälfte der Brücke alleine war mit der vorhandenen Belastungseinrichtung nicht möglich. Zudem wären keine Aussagen über die Querverteilung der Last vorhanden und eine eindeutige Interpretation der Resultate damit schwierig.

4.4 Schlussfolgerungen

Die Horizontalverschiebung der Brücke in der ersten Versuchsphase lieferte wenig aussagekräftige Resultate. Immerhin kann bemerkt werden, dass bei einer horizontalen Schubkraft von etwa 25 % der Auflagerkraft nur sehr geringe Verschiebungen von einigen $1/10$ mm gemessen wurden. Der Knick im Kraft-Verschiebungsdiagramm (Bild 4.6) bei etwa 10 % der Auflagerkraft kann als Überwindung der Lagerreibung gedeutet werden. Zu welchen Anteilen jedoch die horizontale Kraft über Lagerreibung direkt in das Widerlager oder in die monolithisch mit dem Überbau verbundenen, durch die Aufschüttung sehr kurzen Stützen abgetragen wurde, kann nicht bestimmt werden.

Während des Bruchversuches konnte das Trag- und Verformungsverhalten der Brücke bis zum Bruch unter den aufbrachten Einzellasten beobachtet werden. Das Biegemoment aus den normgemässen Strassenlasten [SIA160 89] und den ständigen Lasten auf Bruchniveau wurde bei einer Last Q von 1320 kN unter der Lasteinleitung erreicht und von der Brücke in ungerissenem Zustand aufgenommen. Risse in diesem Querschnitt traten bei einer Last Q von etwa 2200 kN auf, eine Plastifizierung begann bei etwa 4500 kN. Unter einer Last von 6360 kN, etwa 10 % über dem für einen Biegebruch prognostizierten Wert, war die Traglast im Querschnitt der Lasteinleitung durch Versagen der Betondruckzone erreicht. Erst nach einer kurzen Entfestigungsphase trat der eigentliche Bruch durch Versagen der Bügel in drei der sechs Stege bei einer Last von 5720 kN ein. Vor dem Bruch lagen die Durchbiegungen bei etwa $1/120$ und die maximalen Rissöffnungen erreichten 10 mm, womit von einem duktilen Versagen der Brücke gesprochen werden kann. Die relativ geringen gemessenen Dehnungen über der ersten Stütze lassen allerdings vermuten, dass in diesem Querschnitt nicht der volle Biege widerstand mobilisiert wurde. Mit einer grösseren Verformbarkeit hätten in diesem Fall noch weitere Tragreserven ausgeschöpft werden können.

Die in Frage gestellte Schubtragfähigkeit der Steilerbachbrücke erwies sich als nicht massgebend, obwohl im Versuch eine Laststellung gewählt worden war, die einen Schubbruch provozieren sollte. Gegenüber der normgemässen Schubtragfähigkeit wies die gemessene grosse Reserven auf, die aber bei genauer Betrachtung mit Druckspannungsfeldern erklärt werden können.

Die Steilerbachbrücke wurde aufgrund von festgestellten Schäden am Überbau sowie einer neuen Linienführung der A13 ersetzt. Ein Einfluss dieser Schäden auf das Tragverhalten der Brücke konnte während des Versuchs nicht beobachtet werden. Es ist aber klar, dass bei der Belastung von stärker geschädigten Brückenabschnitten und insbesondere bei einer für Biegung massgebenden Laststellung und Berücksichtigung von dynamischen Effekten die Tragreserven der Brücke kleiner wären, als in diesem Versuch festgestellt. Die Resultate des Versuches liefern somit Aussagen über das Verhalten des betrachteten Brückenabschnittes unter einer konzentrierten Last und stehen in keinem direkten Zusammenhang mit der Notwendigkeit des Abbruchs der Steilerbachbrücke.

5 Zusammenfassung - Summary - Résumé

5.1 Zusammenfassung

Innerhalb des Forschungsprogrammes “Zustandsbeurteilung von Betontragwerken” führte das Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule einen Bruchversuch an der Steilerbachbrücke bei Sufers durch. Die 210 m lange Brücke aus dem Jahre 1959 war Bestandteil der N13 und überquerte als Durchlaufträger die Bucht des Stausees Sufers mit neun Feldern von 24.4 bzw. 19.5 m Länge.

Ziel der Versuche war es, das Biege- und Schubtragverhalten der Brücke bis zum Bruch zu beobachten und die vorhandenen Tragreserven zu bestimmen. Die Brücke wies einen, für den Zeitpunkt der Erstellung typischen, hohen Vorspanngrad und einen sehr geringen Schubbewehrungsgehalt auf. Von besonderem Interesse war daher die nach heutigen Bemessungsvorschriften ungenügende Schubtragfähigkeit der Brücke. Die Belastung wurde durch neun hydraulische Pressen über im Boden verankerte Zugstangen in einem Querschnitt 5.0 m vom Widerlager entfernt als Einzellasten aufgebracht. Diese Lastanordnung bewirkte eine im Verhältnis zur Biegebeanspruchung grosse Schubbeanspruchung der Brücke.

Die Steilerbachbrücke war als Kastenträger mit sechs Stegen von 1.05 m Höhe und einer gesamten Breite von 9.4 m ausgebildet. Als schlaffe Bewehrung waren Torstahl (Bügel und Querbewehrung) und Spanndrähte (Längs- und Querbewehrung) verwendet worden. Die Vorspannung wurde durch insgesamt 12 Kabel vom Typ BBRV mit 42 Drähten \varnothing 6 mm aufgebracht. Für den Brückenüberbau war Beton P350 eingesetzt worden.

Die ungenügende Entwässerung sowie geringe Betonüberdeckungen bewirkten zusammen mit einer starken Streusalzbeaufschlagung der Brücke bereits wenige Jahre nach dem Bau Korrosionsschäden und Betonabplatzungen, sodass 1970/72 erste Instandsetzungsarbeiten am Überbau sowie an den Lagern durchgeführt werden mussten. 1986 führten weitere Zustandsbeurteilungen zu der Erkenntnis, dass die Brücke ersetzt werden müsse. Im Zusammenhang mit der Neutrassierung der N13 entlang des Stausees wurde die Bucht oberhalb Sufers mit Seeablagerungen aufgeschüttet und die Steilerbachbrücke im September 1996 durch eine neue, wesentlich kürzere Brücke ersetzt. Die Bruchversuche des IBK wurden im Oktober desselben Jahres vorbereitet und durchgeführt, bevor die Brücke dann im November abgerissen wurde.

Die Brücke wurde in einer ersten Versuchsphase in Längsrichtung verschoben, im eigentlichen Bruchversuch dann in mehreren Stufen bis zum Bruch belastet. Belastung, Auflagerreaktion im Widerlager, Längsverschiebung, Durchbiegung sowie weitere Verformungen wurden dabei messtechnisch kontinuierlich erfasst. Die mittleren Dehnungen und die Rissöffnungen wurden in einzelnen Laststufen periodisch ermittelt.



*Bild 5.1 Steilerbachbrücke mit der Lasteinleitung nach dem Bruch
Steilerbach bridge with loading arrangement after failure
Pont de Steilerbach lors de la rupture*

Bild 5.1 zeigt die Brücke nach dem Bruch, in Bild 5.2 sind Last-Verformungsdiagramme des Bruchversuchs dargestellt. Unter steigender Last Q verhielt sich die Brücke weitgehend linear-elastisch, bis bei etwa $\frac{1}{3}$ der Höchstlast (Q_{max}) erste Risse unter der Lasteinleitung entstanden. Im Bereich über der ersten Stütze wurden Risse bei einer Last von $\frac{2}{3} Q_{max}$ beobachtet. Es bildete sich ein Fließgelenk im Querschnitt unter der Lasteinleitung und mit dem Erreichen von Q_{max} , einer Last 10 % über dem prognostizierten Biegebruch, begann die Druckzone zu versagen. In der Folge nahm Q mit zunehmenden Verformungen wieder ab. Der eigentliche Bruch trat bei einer Last von etwa 90 % Q_{max} und einer Durchbiegung von etwa $\frac{l}{120}$ ein, wobei in drei der sechs Stege die

Bügel versagten. Die in Frage gestellte Schubtragfähigkeit der Steilerbachbrücke hatte grosse Reserven gegenüber der Norm und erwies sich für die gegebene Belastung als nicht massgebend.

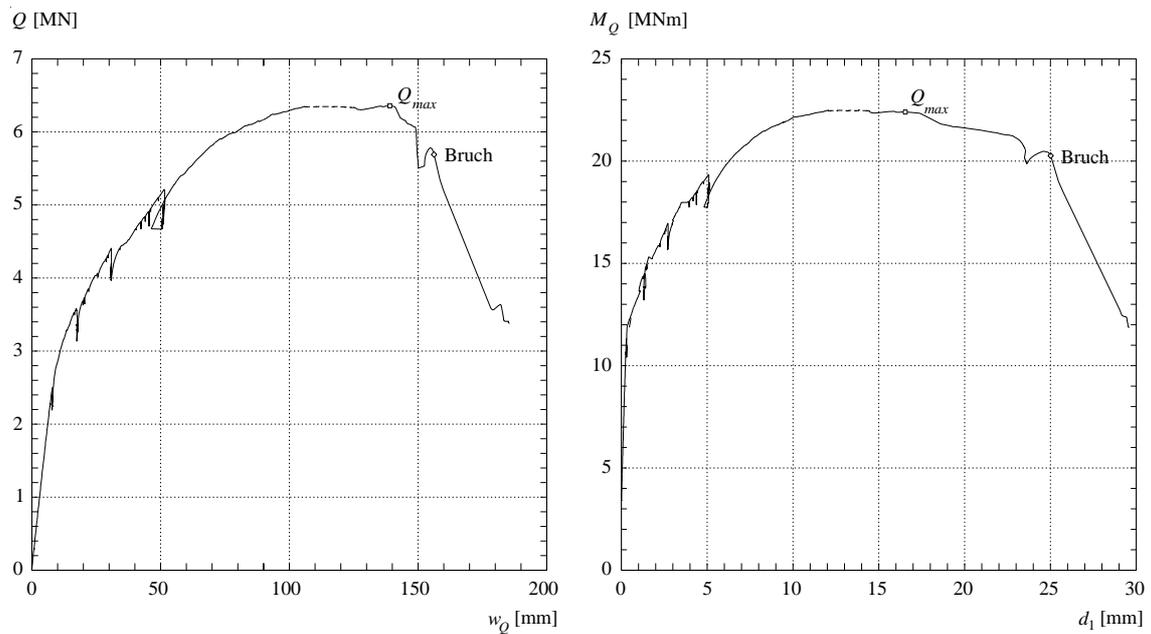


Bild 5.2 *Last-Durchbiegungs- und Momenten-Verlängerungsdiagramme*
Load-deflection and moment-deformation curves
Diagrammes flèche-charge et moment-allongement de la fibre tendue

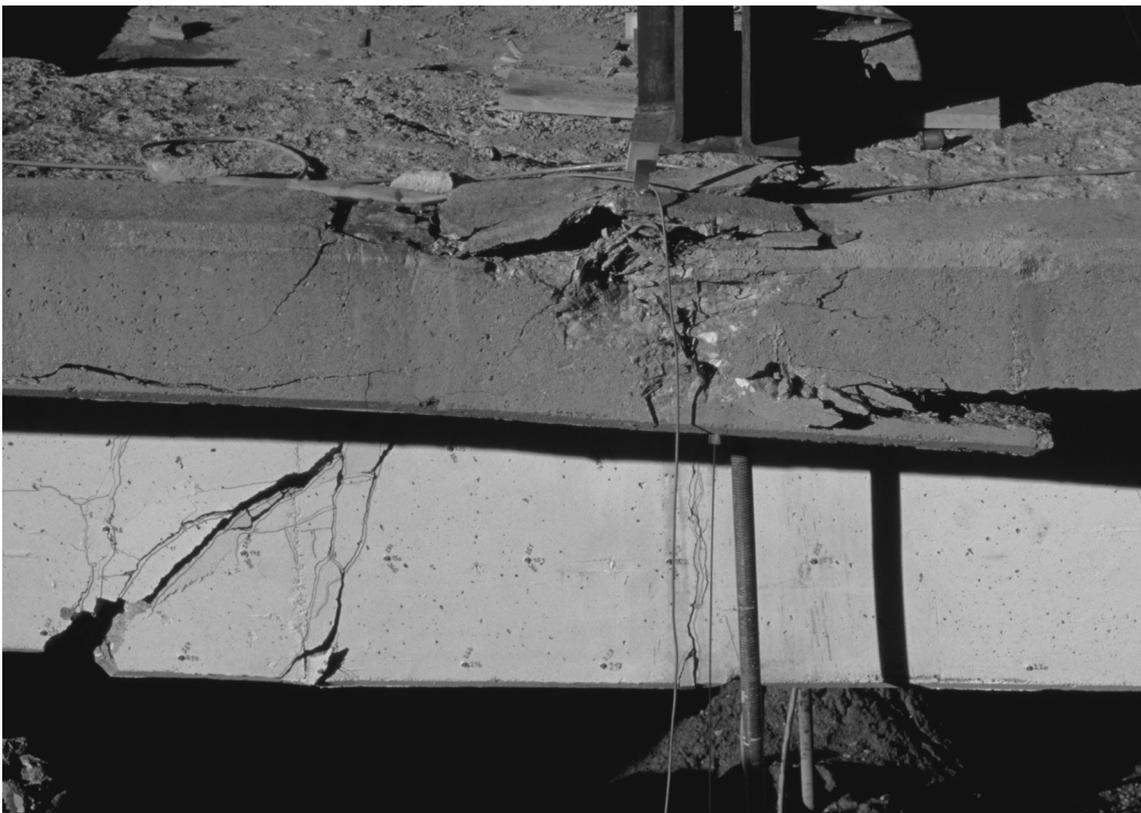


Bild 5.3 *Bereich der Lasteinleitung nach dem Bruch*
Area under loading arrangement after failure
Zone d'introduction de la charge, lors de la rupture

5.2 Summary

Within the framework of the research project “Assessment of Concrete Structures” full-scale tests were carried out on the Steilerbach bridge by the Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) in Zürich. The 210 m long bridge, built in 1959, was part of the Swiss national highway N13. Crossing the inlet of an artificial lake near Sufers, the bridge consisted of a continuous beam with seven main spans of 24.4 m and side spans of 19.5 m.

The experiment aimed at investigating the behaviour of the bridge up to failure and at determining the actual structural capacity taking into account shear and bending. The bridge was highly prestressed but with few shear stirrups, which was typical for the time when it was built. According to the new design codes, however, stirrup reinforcement was insufficient and the actual shear resistance of the bridge was of particular interest. The load was applied by nine jacks using ground anchors drilled vertically through the bridge deck at a distance of 5.0 m from the axis of the end support. This loading arrangement provided high shear stresses at low bending moments.

The cross-section of the Steilerbach bridge was a multiple-cell box with six webs, 1.05 m deep and a total width of 9.4 m, including the cantilevers. Cold-formed reinforcing bars were used for stirrup as well as for longitudinal and lateral reinforcement. Prestressing was achieved by 12 tendons each of 1230 kN nominal force. Normal density concrete with 350 kg of Portland cement per cubic metre was used.

The lack of drainage and an inadequate concrete cover along with the use of thawing salt caused corrosion damage and spalling of the concrete only a few years after the construction of the bridge. In 1970/72 rehabilitation work had to be carried out on the superstructure and the supports. Further investigations of the condition of the bridge in 1986 concluded that the bridge had to be replaced. Combined with the new alignment of the highway N13, the inlet near Sufers was filled with sediment material from the floor of the reservoir in 1993-95 and the Steilerbach bridge was replaced by a substantially shorter bridge in September 1996. Prior to its demolition the old bridge was subjected to load testing up to failure by IBK in October 1996.

During the full-scale test the bridge was subjected to increasing single loads. Support reaction, load, deflection and horizontal displacement were continuously measured. In addition, local average strains, crack patterns and crack widths were recorded periodically during determined load steps.

A picture of the bridge after failure is shown in figure 5.1, the most important load-deformation curves are summarized in figure 5.2. Up to about $\frac{1}{3}$ of the ultimate load (Q_{max}) where the first cracks occurred under the load, the bridge reacted in a linear-elastic way. Cracks in the girder over the first pier were only observed at $\frac{2}{3} Q_{max}$. In the cross-section under the loading arrangement a plastic hinge developed in the follow-

ing phase. At Q_{max} , a load approximately 10 % above the theoretical flexural failure load, the compression zone of the plastic hinge failed by crushing and the load started to diminish with increasing displacement. The actual failure was caused by the rupture of the shear stirrups in three of six webs at a load of approximately 90 % Q_{max} and a deflection of $l/120$ (where l is the length of the side span). Thus shear resistance was substantially higher than assumed in the design codes and turned out not to be relevant to the structural capacity for the given loading arrangement.

5.3 Résumé

Dans le cadre du programme de recherche “Evaluation de l’état des structures en béton”, l’Institut de Statique et Structures de l’Ecole Polytechnique Fédérale de Zürich a conduit un essai à la rupture sur le pont de Steilerbach, près de Sufers. Construit en 1959, et long de 210 mètres, ce pont se trouvait sur le trajet de la route nationale N13. Il traversait la baie du lac de barrage de Sufers par une poutre continue de neuf portées de 19.5 et 24.4 mètres de longueurs.

Le but des essais a été d’observer le comportement flexionnel et de cisaillement du pont, et de déterminer les réserves de capacité portante existantes. Fait courant à l’époque, l’ouvrage se caractérisait par un haut degré de précontrainte, ainsi qu’un pourcentage d’armature de cisaillement très faible. Il était dès lors intéressant de mesurer la résistance à l’effort tranchant de l’ouvrage, celle-ci étant insuffisante selon les normes actuelles. Le chargement s’est effectué à l’aide de neuf presses hydrauliques modélisant une charge ponctuelle et disposées sur le pont à 5 mètres de la culée. Des forages furent réalisés dans le tablier afin de faire transiter verticalement les barres d’ancrage de traction reliant le dispositif de vérins à un ancrage au sol. Cette disposition du chargement impliquait une forte sollicitation à l’effort tranchant en regard de celle de flexion.

Le pont de Steilerbach fut réalisé en caisson avec six âmes distantes de 1.05 m de haut sur 9.4 m de large. De l’acier déformé (étriers et armature transversale), ainsi que des câbles de précontrainte (armature longitudinale et transversale) avaient été utilisés. La précontrainte avait été réalisée à l’aide de 12 câbles de type BBRV à 42 brins de \varnothing 6 mm. Un béton P350 fut employé.

Quelques années après la construction déjà, facilités par l’absence de système de drainage, et une couche superficielle de revêtement trop mince, de fortes utilisations de sels de déverglaçage de la chaussée occasionnèrent des dégâts de corrosion et des éclatements du béton, de sorte que des travaux de réfection durent être effectués en 1972 sur la superstructure et les systèmes d’appui. D’autres études réalisées en 1986 montrèrent que le pont devait être remplacé. Lors de la réalisation du nouveau tracé de la N13, la baie du lac de retenue au-dessus de Sufers fut remblayée et le pont fut remplacé par un ouvrage beaucoup plus court. Les essais à la rupture de l’IBK ont été préparés et conduits en octobre de la même année, avant qu’un mois plus tard le pont ne soit détruit.

Le pont a été déplacé longitudinalement dans un premier temps, puis chargé en plusieurs étapes jusqu'à la rupture lors de l'essai proprement dit. Le chargement, les réactions d'appui aux culées, les déplacements longitudinaux, la flèche, ainsi que diverses déformations ont été continuellement observés par différentes techniques de mesure. Les allongements moyens et les ouvertures de fissure ont périodiquement été relevés lors de chaque étape de chargement.

La figure 5.1 montre l'état du pont lors de la rupture et le diagramme des déformations est représenté à la figure 5.2. Sous l'effet de l'augmentation de la charge Q , le pont s'est comporté suivant une loi élastique linéaire jusqu'au tiers de la charge maximale (Q_{max}), point où s'est produite la première fissure. Au-dessus de la première pile, les fissures sont apparues pour une charge $^{2/3} Q_{max}$. Une rotule plastique s'est formée dans la section d'introduction de la charge, et une fois la charge Q_{max} atteinte, l'écrasement du béton de la zone comprimée de la section transversale est survenu pour une charge 10 % supérieure au moment de rupture pronostiqué. Par suite, Q a commencé à diminuer en s'accompagnant d'une augmentation des déformations. La rupture elle-même s'est produite pour une charge d'environ 90 % de Q_{max} et une flèche d'environ $l/120$, alors que trois des six âmes montraient une ruine des étriers. Les grosses réserves de résistance à l'effort tranchant qui furent mesurées par rapport à la norme ont montré que la question initiale de la résistance à cet effort interne n'était pas déterminante pour le type de chargement choisi.

Verdankungen

Der vorliegende Versuchbericht wurde im Rahmen des Forschungsprojektes “Zustandsbeurteilung von Stahlbetontragwerken” am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich ausgearbeitet. Für die Überlassung des Objektes, die Inkaufnahme der zusätzlichen Umtriebe und die Übernahme der baulichen Aufwendungen möchten wir dem Tiefbauamt des Kantons Graubünden und dem Bundesamt für Strassenbau, Bern herzlich danken. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung unserer Aufwendungen danken wir der Stiftung des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten (VSZKGF) Zürich.

Das Bohren der Anker, Installieren der Belastungseinrichtung sowie weitere Vorbereitungsarbeiten wurden durch die Bauunternehmung *Thut AG*, Bad Ragaz ausgeführt. Die Spannpressen wurden von der Firma *Stahlton AG*, Zürich zur Verfügung gestellt.

Bei der Vorbereitung der Versuche haben die Herren Markus Baumann, Kurt Bucher und insbesondere Daia Zwicky mitgearbeitet. Während den Versuchen haben neben den oben Genannten auch Marcus Schenkel und Philipp Schelbert bei der computergestützten Messwertaufnahme, sowie der Durchführung der manuellen Messungen wertvolle Hilfe geleistet. Unterstützung bei der Lösung von mess- und regeltechnischen Problemen wurde von Markus Baumann geliefert. Für ihre Mitarbeit sei den Genannten herzlich gedankt.

Bezeichnungen

Geometrische Größen:

\emptyset	[mm]	Durchmesser
a	[m]	Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflagerlinie
l	[m]	Spannweite
s	[mm]	Stababstand der Bewehrung
X, x	[m]	Koordinate in Brückenlängsrichtung
Y, y	[m]	Koordinate in Brückenquerrichtung
Z, z	[m]	Koordinate in vertikaler Richtung

Kräfte, Lasten, Schnittgrößen:

A	[MN], [kN]	Auflagerkraft A
g	[kN/m]	ständige Lasten
H	[MN], [kN]	horizontale Verschiebungskraft H
M_Q	[MNm], [kNm]	Feldmoment bei der Lasteinleitung
M_S	[MNm], [kNm]	Stützenmoment
Q	[MN], [kN]	vertikale Last Q
Q_{max}	[MN], [kN]	höchste von der Brücke aufgenommene Last Q

Spannungen, Dehnungen:

β	[°]	Winkel zur x-Richtung allgemein
β_I, β_{II}	[°]	Winkel zwischen Hauptrichtung und x-Richtung
γ_{xz}	[‰]	Schiebung
ϵ	[‰]	Dehnung allgemein
$\epsilon_0, \epsilon_{60}, \epsilon_{120}$	[‰]	Dehnung in der Richtung mit Winkel von 0, 60, bzw. 120° zur x-Richtung
$\epsilon_5, \epsilon_{10}$	[‰]	Bruchdehnung von Stahl (Basis: $5 \cdot \emptyset, 10 \cdot \emptyset$)
$\epsilon_I, \epsilon_{II}$	[‰]	Dehnung in der Hauptrichtung
ϵ_x, ϵ_z	[‰]	Dehnung in x- bzw. in z-Richtung
ϵ_c	[‰]	Betonstauchung
ϵ_{cu}	[‰]	Bruchstauchung von Beton
ϵ_s	[‰]	Stahldehnung
ϵ_{sg}	[‰]	Gleichmassdehnung von Stahl
$\epsilon_{s\infty}$	[‰]	Stahldehnung im Spannglied unter Eigengewicht
ϵ_{su}	[‰]	Bruchdehnung von Stahl (Basis: freie Einspannlänge)
σ_c	[MPa]	Betonspannung
σ_s	[MPa]	Stahlspannung
$\sigma_{s\infty}$	[MPa]	Stahlspannung im Spannglied unter ständigen Lasten

Durchbiegungen, Verschiebungen:

d_i	[mm]	Verlängerung
v_i	[mm]	Verschiebung in Längsrichtung
w_i	[mm]	Durchbiegung

Materialkennwerte:

EA	[kN]	Steifigkeit allgemein
E_c	[GPa]	Elastizitätsmodul von Beton
E_s	[GPa]	Elastizitätsmodul von Stahl
f_c	[MPa]	Zylinderdruckfestigkeit von Beton
f_{cw}	[MPa]	Würfeldruckfestigkeit von Beton
f_{ct}	[MPa]	Zugfestigkeit von Beton
f_{sy}	[MPa]	dynamische Fließgrenze von Stahl
$f_{sy,stat}$	[MPa]	statische Fließgrenze von Stahl
f_{su}	[MPa]	Zugfestigkeit von Stahl
n	[%]	Porosität
ρ_c	[kg/l]	Rohdichte von Beton
ρ_s	[kg/l]	Rohdichte von Stahl

Weitere Bezeichnungen:

ΔT	[°]	Temperaturdifferenz
μ	[-]	Lagerreibungskoeffizient

Literatur

- [Brun 95] Brun, Felix; *National motorway bridge in Grisons, Replacement by a dam of pumped material*; *Strasse und Verkehr* Nr. 9/1995, pp. 456-458.
- [EMPA 70] Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA); *Untersuchungsbericht Nr. 77'119*, 28.4.1970, 9 pp.
- [EMPA 86,1] Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA); *Untersuchungsbericht Nr. 252'836*, 12.8.1986, 12 pp.
- [EMPA 86,2] Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA); *Untersuchungsbericht Nr. 54'724*, Nov.1986, 13 pp.
- [Kradolfer 63] Kradolfer, Hans; *Die Strassenverlegung bei Sufers*; *Strasse und Verkehr* Nr. 8/1963, pp. 494-502.
- [Maag 93] Maag, W., Chitvanni, A.; *Schüttung Steilerbachbucht, Statische Tragwerksanalyse*; Chur 18.3.1993, 12 pp.
- [Menn 73] Menn, Christian; *Steilerbachbrücke, Bericht über Zustand und Betriebssicherheit des Bauwerkes*; Zürich August 1973, 12 pp.
- [Rigendinger 86] Rigendinger, H.; *Steilerbachbrücke, Zustandsbericht*; Chur Nov. 1986, 20 pp.
- [Roš 63] Roš, Mirko Robin; *Die Steilerbachbrücke der N 13 bei Sufers*; *Schweizerische Bauzeitung* Nr. 51 Jhrg. 81, pp. 895-897.
- [SIA160 89] SIA (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein); *Norm SIA 160 - Einwirkungen auf Tragwerke*; Zürich 1989, 104 pp.
- [SIA162 89] SIA (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein); *Norm SIA 162 - Betonbauten*; Zürich 1989, Teilrevision 1993; 86 pp.
- [Vogel 96] Vogel, Thomas; *Provided testing to failure of a 37 year old road bridge*, International Seminar on Structural Assessment London, 1.7.96, Joint Institution of Structural Engineers, City University London, Preprint, pp. 53.1-8.
- [Zschokke 85] AG Conrad Zschokke; *Untersuch der Baustoffe, Steilerbachbrücke bei Sufers*; Chur 20.12.1985, 29 pp.