Reussbrücke Wassen - Schadenanalyse und Rekonstruktionskonzept

Autor(en): **Menn, C.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **107 (1989)**

Heft 25

PDF erstellt am: **29.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-77127

Nutzungsbedingungen

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

Haftungsausschluss

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

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

http://www.e-periodica.ch

Reussbrücke Wassen – Schadenanalyse und Rekonstruktionskonzept

VON C. MENN, ZÜRICH

Projektbeschrieb

Im relativ engen Reusstal folgt die Nationalstrasse N 2 in gestreckter Linienführung dem Talverlauf. Unterhalb von Wassen wechselt die Autobahn in etwa 30 m Höhe über den Fluss von einer Talseite zur andern. Der Standort der Brücke wurde dort gewählt, wo sich bei kleinen Richtungsänderungen der Strasse eine möglichst kurze Brückenlänge ergab. Infolge einer markanten Krümmung der Reuss weist der Kreuzungswinkel zwischen Strassenachse und Flussrichtung an dieser Stelle eine geringe Schiefe auf, so dass hier das eigentliche Flussbett ohne besonderen Aufwand stützenfrei überspannt werden konnte (Bild 1).

Die Reussbrücke Wassen besteht aus zwei unterschiedlich langen, parallel verlaufenden Spannbeton-Balkenbrücken mit einzelligem Kastenquerschnitt. Die dreispurige, 12 m breite Bergspurbrücke ist 192 m lang und weist vier Felder mit Spannweiten von 48, 64, 48 und 32 m auf. Die Länge der zweispurigen, 10 m breiten Talspurbrücke beträgt 232 m und ist in fünf Felder mit Spannweiten von 40, 64, 48, 48 und 32 m unterteilt. Über der Reuss sind die jeweils 64 m langen Hauptspannweiten der beiden Brücken der Schiefe bzw. Flussrichtung entsprechend versetzt angeordnet. Am nördlichen Brückenende befinden sich die Widerlager in einem Damm, der zum Schutz der Brücke gegen die Krummlaui errichtet werden musste. Am südlichen Ende wird in sehr spitzem Winkel die Kantonsstrasse überquert, die vor dem Bau der N 2-Brücke einige Meter talseits z.T. auf eine kurze Hangbrücke verlegt wurde. Das Widerlager der Bergspurbrücke befindet sich unmittelbar hinter der Kantonsstrasse; die Talspurbrücke, die in diesem Bereich nahezu parallel zur Kantonsstrasse verläuft, weist nach deren Überquerung noch ein zusätzliches Feld auf.

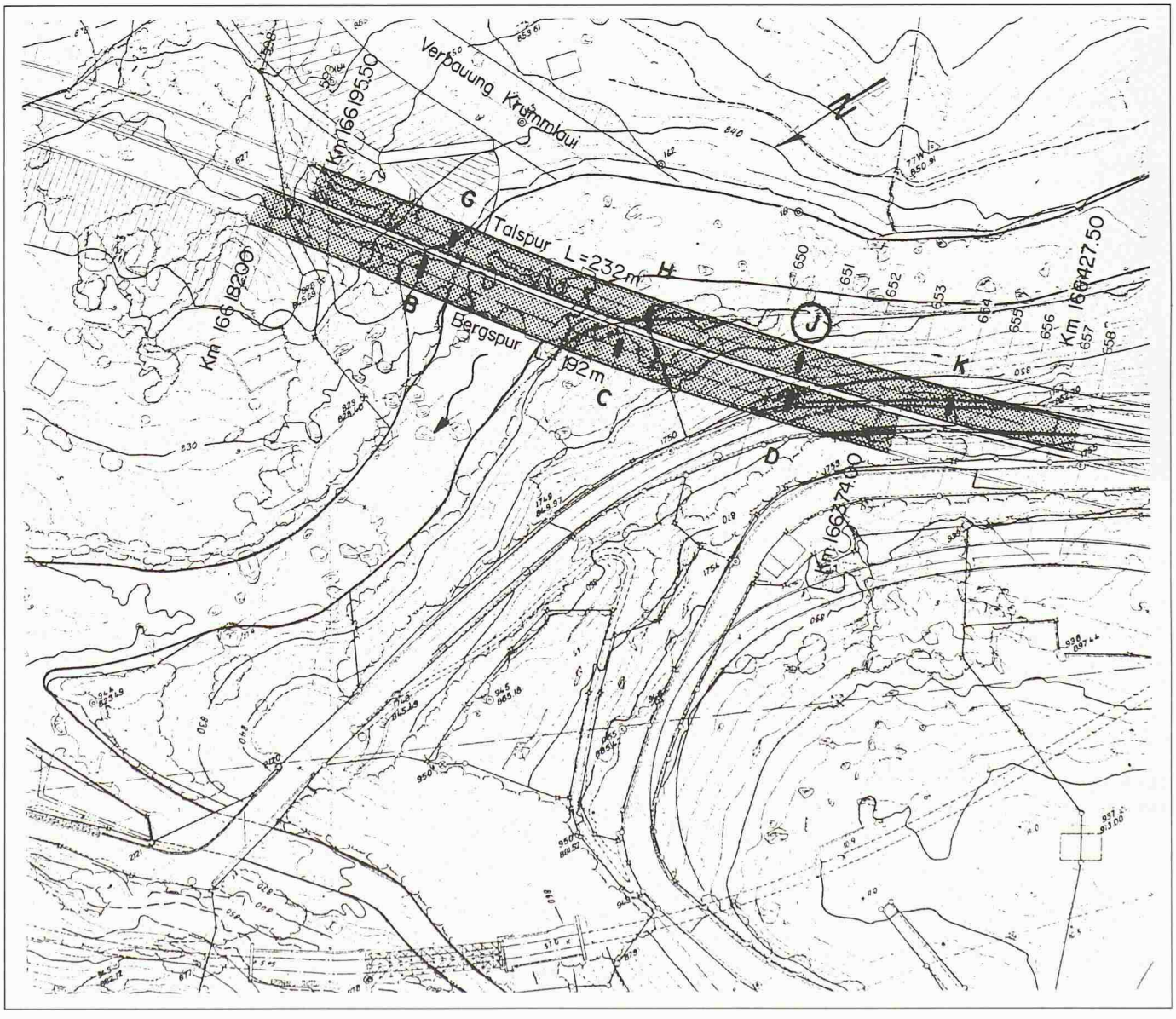


Bild 1. Situation (Bildautor: C. Menn)

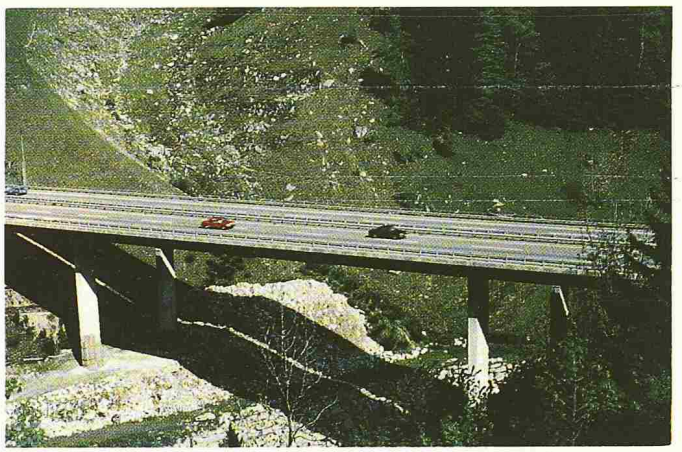


Bild 2. Reussbrücke Wassen (1985); Ansicht talaufwärts (Bildautor: C. Menn)



Bild 3. Verformter Brückenträger (Bildautor: T.R. Schneider)

Die Pfeiler beidseits der Reuss wurden ausserhalb des Flussbettes – nur wenig unter dem Talweg – auf freigelegten groben Blöcken flach fundiert und durch ein etwa 6 m hohes Wuhr gegen Hochwassereinwirkungen geschützt. Die Fundation der Pfeiler im linksufrigen, relativ steilen Moränehang erfolgte mit Schächten auf das bezüglich Standsicherheit erforderliche Niveau. Die Sohle des beim Unwetter freigelegten Schachtes befand sich etwa 25 m vom Flussufer entfernt, etwa 1 m über dem Reuss-Talweg.

Das Brückenprojekt ging 1967 aus einem Wettbewerb hervor. Die Ausführung der Brücke mit dem Lawinenschutzdamm, dem Uferschutz im Pfeilerbereich, der Verlegung der Kantonsstrasse und dem Anschluss Wassen erfolgte in den Jahren 1970–1974 (Bild 2).

Unwetterschäden und Notsicherungen

Die Moräneterrasse von Wassen bildete sich am Ende der letzten Eiszeit beim Rückzug der Gletscher aus dem oberen Reusstal und dem Meiental. Beim Erosionsvorgang nach dem Gletscherrückzug wurden kleinere und mittlere Bestandteile des Moräneschuttes von der Reuss abtransportiert, währenddem sich grobe Blöcke mehr und mehr im eigentlichen Flussbett ansammelten. Dadurch kam es zu einer natürlichen Selbststabilisierung des Flussbettes. Das Hochwasser vom 24./25. August 1987 hatte deshalb auch nur eine geringfügige Tiefenerosion zur Folge, aber die Schlingerbewegungen des Flusses verursachten in den ungeschützten Ufern eine intensive Flankenerosion.

Ungefähr 200 m oberhalb der Brücke wurde der Fluss durch rechtsufrig anstehenden Fels auf die linke Talseite gelenkt, wo er in die steile Uferböschung prallte und diese wegerodierte. Das Schachtfundament des Pfeilers J der Talspurbrücke wurde dadurch freigelegt und sackte infolge der Um- und teilweisen Unterspülung um etwa 1,2 m ab. Durch die stärkere und schneller voranschreitende Erosion auf der Flussseite verschob sich das Fundament zudem etwa 0,60 m quer zur Brückenachse.

Von dieser Stelle schoss das Wasser mit voller Wucht in die Flusslaufkrümmung unter der Brücke und riss auf dem rechten Ufer im Bereich der Pfeiler den Uferschutz weg. Dadurch wurden die Flachfundamente dieser Pfeiler freigelegt und überflutet. Da sich auf diesen Fundamenten immer noch die zur Lehrgerüstabstützung benützten Betonscheiben befanden, entstanden im reissenden Wasser gewaltige Turbu-

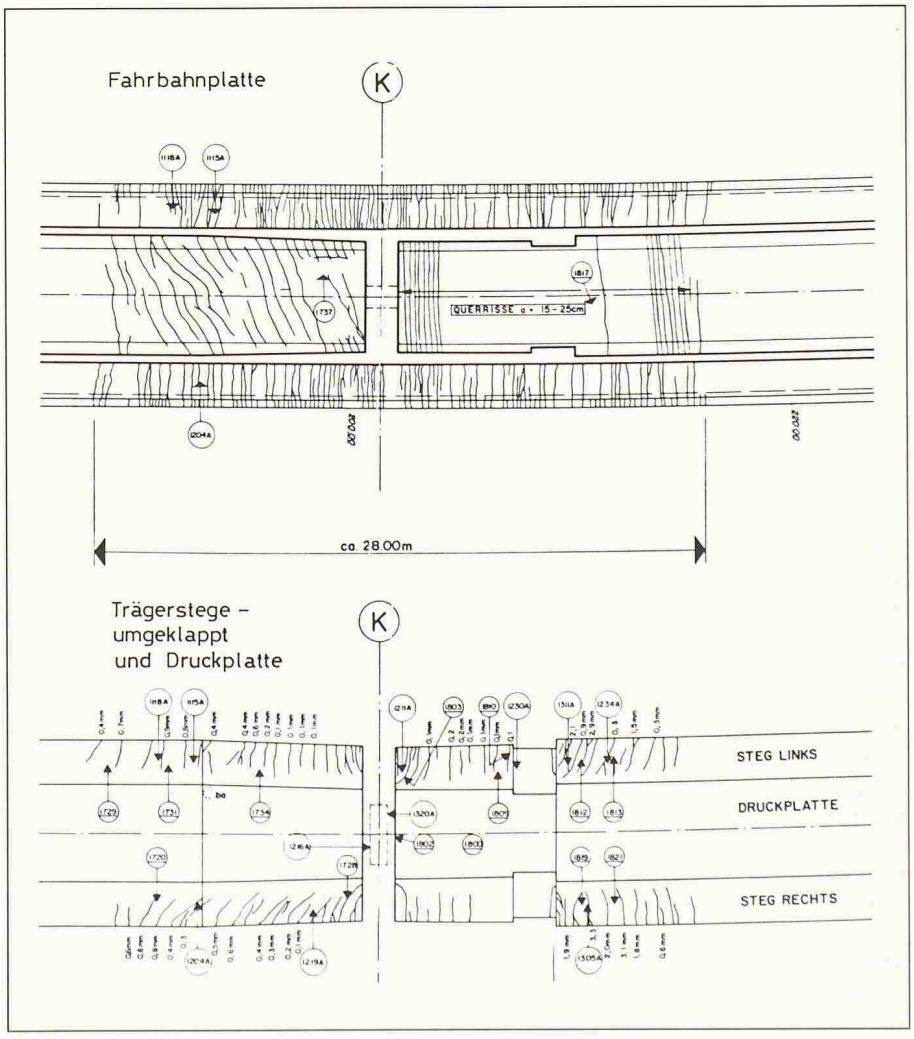


Bild 4. Rissbild beim Pfeiler K (Bildautor: H. Moretti)

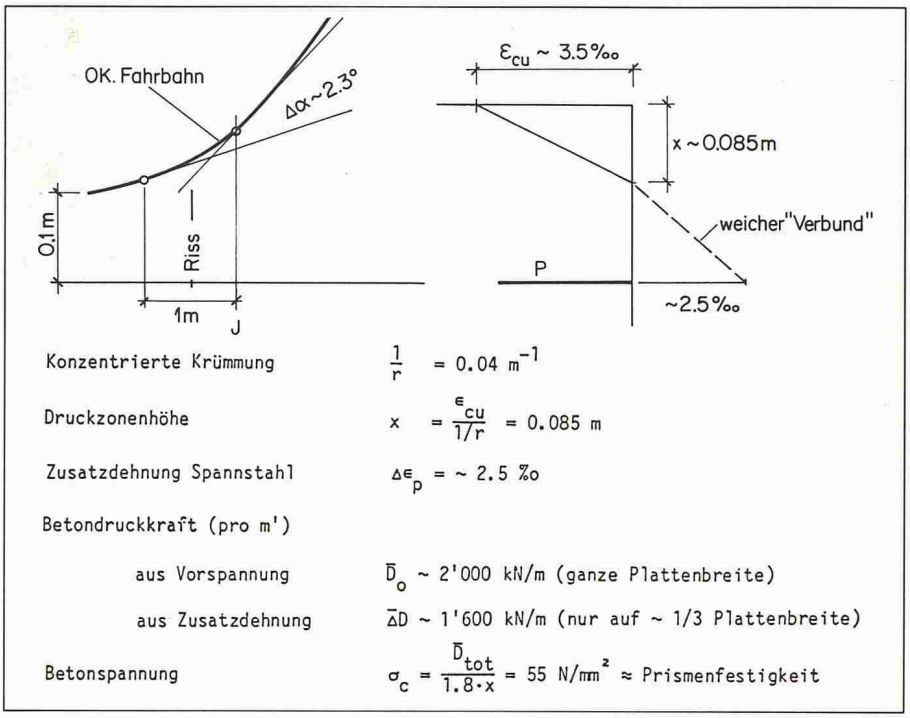


Bild 5. Konzentrierte Krümmung über dem rechtsseitigen Steg (Bildautor: C. Menn)

lenzen, die zu einer starken Kolkbildung führten, und die Fundamente wurden – soweit sie nicht auf Blöcken standen – unterspült. Zu einer Fundamentsetzung oder -verschiebung kam es hier jedoch nicht.

Infolge der grossen Senkung des Pfeilers J um etwa 1,2 m riss die untere Kastenplatte des Trägers beidseits des Pfeilers 40 bis 80 mm weit auf, und diese Risse setzten sich in den Stegen bis zu den Spannkabeln etwa 40 cm unter der Fahrbahnplatte fort. Über den Nachbarstützen verursachte diese Absenkung eine kräftige Zunahme der Stützmomente, die auch hier Risse bis zu 3 mm Breite in der Fahrbahnplatte zur Folge hatten.

In den Tagen nach dem Unwetter gelang es, die immer noch Hochwasser führende Reuss vom abgesackten Pfeilerfundament wegzudrängen. Das freigelegte Schachtfundament war allerdings immer noch stark gefährdet, da die 6 m höher fundierte Stützmauer der Kantonsstrasse abzustürzen drohte. Die erodierte Bresche von etwa 15 000 m³ wurde deshalb innert 30 Stunden in Tag- und Nachtschichten aufgefüllt.

Obwohl ein Abbruch der Brücke unvermeidlich schien, verlangte der Direktor des Bundesamtes für Strassenbau, Ing. K. Suter, eine sorgfältige Zustandsanalyse und wenn möglich eine Rekonstruktion des schwer beschädigten Bauwerks (Bild 3).

Nach der Fundamentsicherung zeigte die erste generelle Überprüfung der Brücke, dass sich vor allem der Träger in einem äusserst kritischen Zustand befand. Besonders gefährdet war die Querkraftübertragung in den durch die klaffenden Risse stark geschwächten Trägerstegen. Zur Querkraftentlastung wurden deshalb Stahlträger auf die Fahrbahnplatte versetzt, an die der Brückenträger ausserhalb der Risse mit unterzogenen Querträgern und vorgespannten Dywidagstangen aufgehängt werden konnte.

Zustandsanalyse

Die Prüfung des etwa 17 Jahre alten Betons ergab eine relativ hohe mittlere Druckfestigkeit und einen eher tiefen mittleren Elastizitätsmodul.

Druckfestigkeit
(Bohrkerne h = ∅) $f_{cw,m} \cong 65^{N/}mm^2$
Elastizitätsmodul (Spannungsstufe 0.5–$10^{N/}mm^2$) $E_{c,m} \cong 35\,000^{N/}mm^2$
Bruchstauchung $\varepsilon_{cu,m} \cong 3{,}5‰$.

Für die schlaffe Bewehrung wurde Tor 50 (III b; $f_{sy,0,2} = 520^{N/}mm^2$) verwendet; die Vorspannung erfolgte mit BBRV-Spannkabeln aus 55 Drähten ∅ 6 mm (Streckgrenze ~ $1500^{N/}mm^2$).

Die ausserordentlich grosse Absenkung und Querverschiebung des Fundamentschachtes verursachte im Pfeiler J und im Brückenträger so grosse Beanspruchungen, dass unter Eigenlast an verschiedenen Stellen der Tragwiderstand erreicht wurde.

Abgesehen von den weit geöffneten Rissen im Träger beidseits des Pfeilers J, wo die Bewehrung durchgerissen war, zeigten sich diese kritischen Stellen entweder durch Risse ≧ 2 mm (überdehnte Bewehrung) oder Betonabplatzungen (Bruchstauchung) an (Bild 4).

Überdehnte Bewehrung
im Träger:
etwa 8 m südlich des Pfeilers K in der Fahrbahnplatte
etwa 8 m südlich des Pfeilers H in der Fahrbahnplatte
im Pfeiler J:
an der Schmalseite des Pfeilerkopfes (Blickrichtung Gotthard) rechts
an der Schmalseite des Pfeilerfusses (Blickrichtung Gotthard) links

Stauchungen
im Träger:
über den klaffenden Rissen Seite Luzern am rechtsseitigen Konsolkopf
im Pfeiler J:
an der Schmalseite des Pfeilerkopfes links

Infolge der Fundamentsenkung wurde der Träger-Auflagerdruck auf dem Pfeiler J durch die Vergrösserung der Stützmomente über den Nachbarpfeilern reduziert. Die zur Verformung des Trägers erforderliche Querkraft ΔV (bei den klaffenden Rissen) liess sich unter Berücksichtigung einer durch Rissbildung auf etwa einen Drittel abgeminderten Biegesteifigkeit E_cI_c abschätzen:

im steiferen Feld J–K: $\Delta V \cong 900$ kN
im weicheren Feld J–H: $\Delta V \cong 700$ kN

Im ursprünglichen Zustand war (etwa 4 m seitlich des Pfeilers J) eine Querkraft von je 2800 kN vorhanden. Nach der Verformung ergaben sich somit folgende Querkräfte:

$V_{(J-K)} \approx 1\,900$ kN bzw. pro Steg 950 kN
$V_{(J-H)} \approx 2\,100$ kN bzw. pro Steg 1050 kN

Nach dem Pfeilerschnitt wurde ein Pressendruck von 5700 kN gemessen, der sich aus den beiden wirksamen Querkräften, dem Trägeransatz von 1300 kN und dem Pfeilergewicht von 1050 kN zusammensetzte. Die Abschätzung der Querkräfte war somit um etwa 160 kN pro Steg zu hoch.

Die unterschiedlichen Querkräfte $V_{(J-K)}$ und $V_{(J-H)}$ verursachten eine kleine Pfeilertischverdrehung; dies zeigte sich auch in der verschiedenen Breite der klaffenden Risse (etwa 40 mm im Feld J–K und etwa 60 mm im Feld J–H), und infolge dieser Verdrehung konzentrierte sich die Trägerkrümmung über den klaffenden Rissen im Feld J–H.

Aufgrund der wirksamen Querkräfte konnten nun die Stützmomente über den Nachbarpfeilern ermittelt werden. Sie erreichten hier den plastischen Biegewiderstand nicht, aber im Abstand von etwa 8 m südlich des Pfeilers K und südlich des Pfeilers H (wo die Spannka-

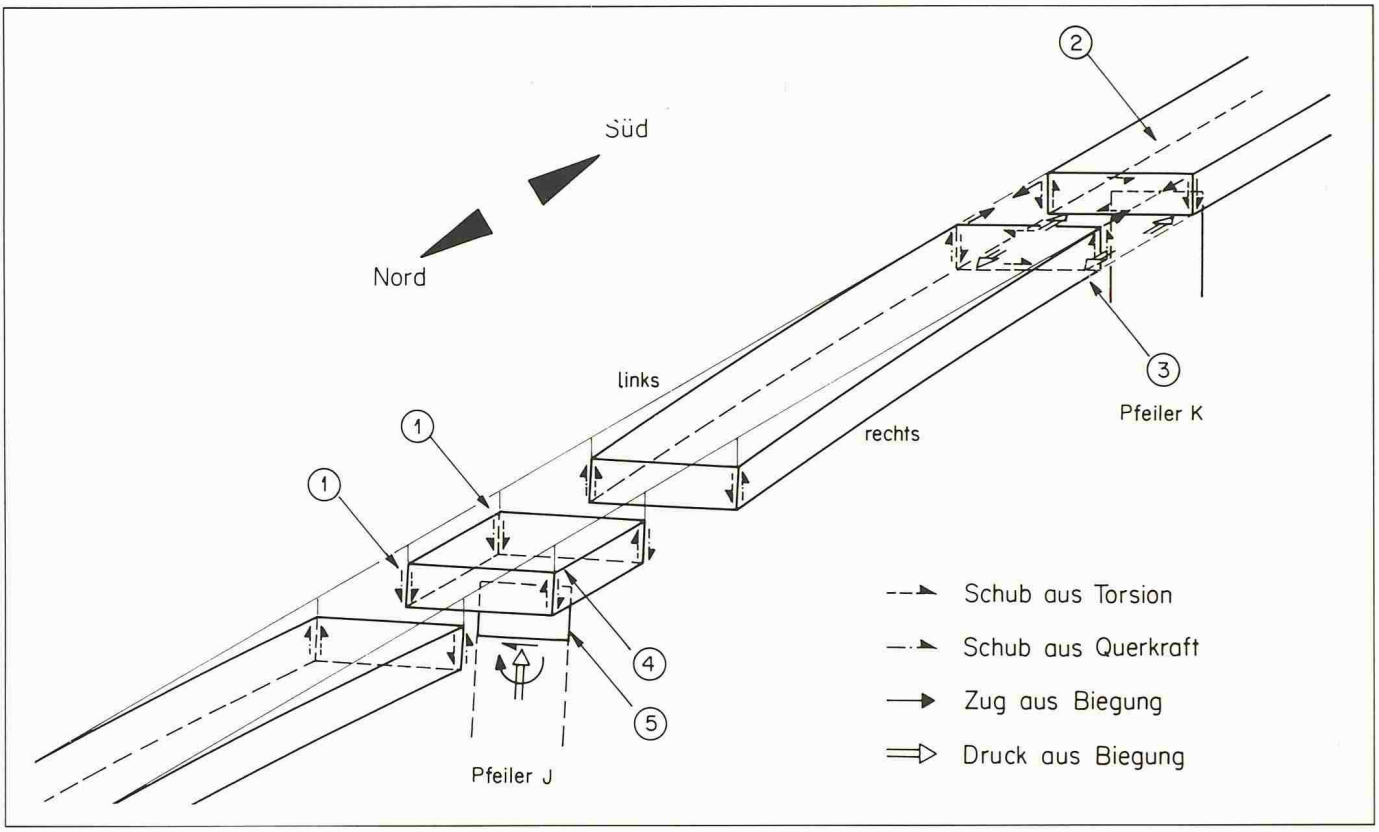


Bild 6. Überbeanspruchte Zonen (Bildautor: C. Menn)

bel bereits unter der Träger-Schwerachse liegen) wurde die Fliessgrenze in der Längsbewehrung der Fahrbahnplatte überschritten, wie dies die Rissbreiten von 2 bis 3 m zeigten.

Am Pfeilerkopf J wurde bei einer Rissbreite von 4 mm auf der einen und geringfügigen Betonabplatzungen auf der andern Schmalseite des Pfeilerquerschnitts das plastische Moment von etwa 11 200 kNm erreicht.

Dieses Pfeilerkopfmoment wirkte als Drehmoment auf den Träger und wurde bei den klaffenden Rissen durch Schubkräfte in den Stegen eingeleitet. Unter der Annahme, dass von diesem Drehmoment etwa 55% auf das steifere Feld J-K und 45% auf das weichere Feld J-H übertragen wurden, resultierten (bei den klaffenden Rissen) Steg-Torsions-Schubkräfte von 1150 kN (J-K) und 950 kN (J-H). Die Überlagerung von Torsion und Querkraft ergab etwa folgende Stegschubkräfte; in Klammern genauere Werte aufgrund der späteren Messungen:

$S_{(J-K)}$ links 2100 kN (1885)
rechts -200 kN (-315)

$S_{(J-H)}$ links 2000 kN (1800)
rechts 100 kN (- 10)

In den (Blickrichtung Gotthard) linksseitigen Stegen entstanden somit extrem hohe, gefährliche Schubbeanspruchungen. Diese kritische Situation wurde bereits in den ersten Tagen nach dem Unwetter erkannt und mit einer Notsicherung entschärft.

Aufgrund der Betonabplatzungen am Konsolkopf wurde der Belag über den Stegen bei den klaffenden Rissen entfernt. Dabei zeigte sich, dass der Beton an diesen Stellen im Feld (J-K) und über dem linken Steg im Feld (J-H) keine Schäden aufwies. Nur über dem rechten Steg im Feld (J-H) waren Betonabplatzungen bis auf eine Tiefe von etwa 30 mm erkennbar. Hier wurde die Bruchstauchung, wie eine Nachrechnung aufgrund des gemessenen Krümmungsverlaufes zeigte, erreicht. Dem Dehnungszustand entsprechend musste hier auch mit einer kleinen Überdehnung des Spannstahls gerechnet werden; sie war aber sicher nicht bedenklich, da sich die auf eine sehr kurze Länge konzentrierte grosse Dehnung (wegen des nicht vollkommen starren Verbundes über das Injektionsmaterial) auf eine etwa doppelt so grosse Spannstahllänge verteilen konnte (Bild 5).

Am Fuss des Pfeilers J hatten sich auf der Querschnitt-Schmalseite (Blickrichtung Gotthard) links Risse mit einer Breite von 1 bis 2 mm gebildet. Hier war die Überbeanspruchung während des Absenkvorganges entstanden. Da die Schachtsohle vor allem flusseitig (links) unterspült wurde, verlagerte sich der Auflagerdruck an den rechtsseitigen Fundamentrand und erzeugte am Pfeilerfuss Momente, die etwa dem plastischen Widerstand entsprachen. Es durfte angenommen werden, dass sich der Auflagerdruck nach dem Absenken wieder gegen die Mitte der Fundamentsohle verlagerte, so dass sich die Beanspruchung am Pfeilerfuss stark reduzierte.

Die Überprüfung des Tragwerks mit den ermittelten Schnittkräften zeigte, dass auch der Druckplattenanschluss nördlich des Pfeilers K beim rechten Steg gefährdet war, da sich hier extrem hoher Schub aus Biegedruckeinleitung und Torsion überlagerten. Die Druckplattenstärke und die Querbewehrung waren hier sehr knapp bemessen. Dank der hohen Betondruckfestigkeit entstand aber kein Schaden; der Biegedruck konnte fast vollständig von den Stegen aufgenommen werden.

Die Torsion wurde zum Teil durch Umlauftorsion und zum Teil durch Flanschbiegung aufgenommen. Die Einleitung des Drehmomentes erzeugte erhebliche Querbiegung. Entsprechende (allerdings kleine) Längsrisse bildeten sich an der Unterseite der Fahrbahnplatte beim Steganschluss.

Insgesamt wurden die folgenden, extrem hoch beanspruchten Stellen ermittelt (Bild 6):

1. Schubbeanspruchung in den linksseitigen Stegen über den klaffenden Rissen (beidseits Pfeiler J)
2. Biegebeanspruchung des Trägers etwa 8 m südlich Pfeiler K und etwa 8 m südlich Pfeiler H
3. Schubbeanspruchung des Druckplattenanschlusses nördlich des Pfeilers K und südlich des Pfeilers H

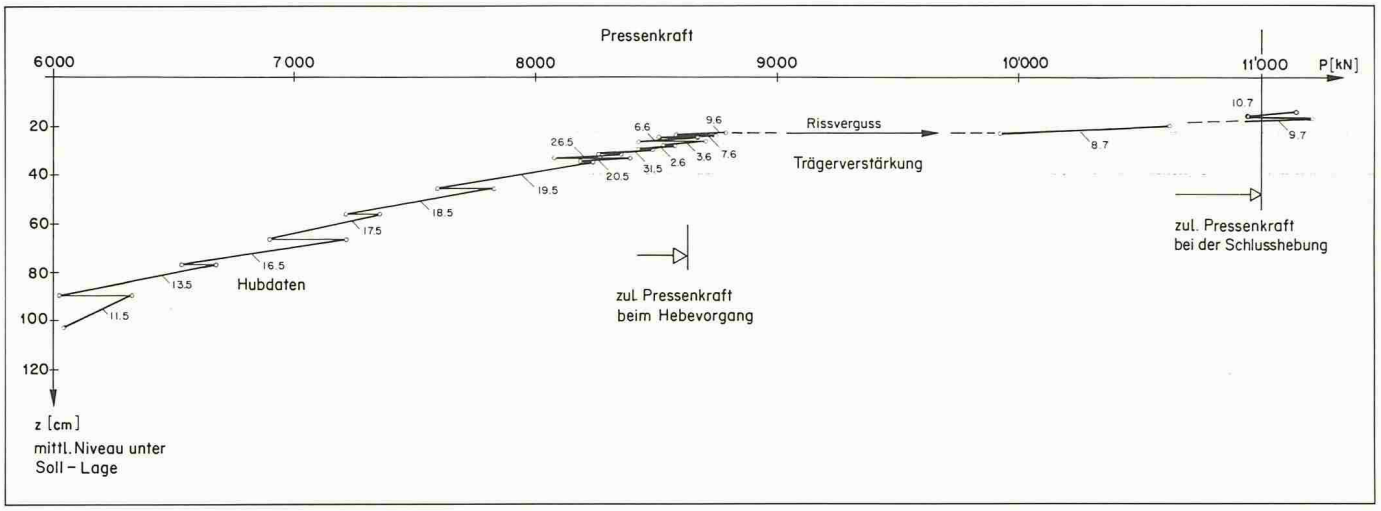


Bild 7. Hebe-Diagramm (Bildautor: C. Menn)

4. Druckbeanspruchung in der Fahrbahnplatte über dem klaffenden Riss im Feld J–H, vom rechtsseitigen Steg bis zum rechtsseitigen Konsolkopf

5. Biegebeanspruchung am Kopf des Pfeilers J.

Am gefährlichsten waren die hohen Beanspruchungen in 1) und 4). Der kritische Zustand in 1) konnte zwar mit der Notsicherung entschärft werden, aber die hohen Druckspannungen in 4) liessen sich nicht durch gezielte Massnahmen reduzieren; eine fortschreitende Zerstörung des Betons hätte die vorhandene geringe Standsicherheit des Bauwerks noch weiter vermindert. Bei einem Bruch der Bewehrung in 5) hätte sich die Torsion im Träger vermindert, aber die Schubbeanspruchung in den extrem geschwächten rechtsseitigen Stegen entsprechend erhöht. Die hohen Biegebeanspruchungen in 2) waren weniger gefährlich, da die Verformbarkeit des Trägers noch Reserven aufwies. Ein Versagen des Druckplattenanschlusses in 3) war ebenfalls nicht einsturzgefährdend, hätte aber die Reparaturarbeiten erheblich erschwert.

Da die extrem hohen Beanspruchungen hauptsächlich durch aufgezwungene Verformungen erzeugt wurden, durfte mit einer allmählichen Spannungsrelaxation durch Betonkriechen gerechnet werden. Es war allerdings zu bedenken, dass die Eigenlast – insbesondere in 1) – von einer stark geschwächten Kontruktion abgetragen werden musste.

Die Zustandsanalyse zeigte, dass die Spannbewehrung nirgends wesentlich überdehnt oder gar gerissen war, und dass der Beton im Bereich der Spannbewehrung keine schwerwiegenden Schäden aufwies. Technisch war somit eine Rekonstruktion möglich, und da die Bauzeit hierfür wesentlich kürzer war als ein Abbruch und Neubau, konnte der Entscheid im Sinne der Rekonstruktion getroffen werden. Es war allerdings damit zu rechnen, dass sich auch kleine Risse nicht mehr vollständig schliessen liessen und deshalb eine kleine bleibende Verformung, die aber keine ungünstigen Auswirkungen auf das Tragverhalten haben würde, in Kauf genommen werden musste.

Rekonstruktionskonzept und Ausführung

Die Rekonstruktion der Brücke erfolgte nach dem ursprünglichen, bereits wenige Tage nach dem Unwetter entwickelten Konzept. Im Verlauf der Bauarbeiten wurde dann noch die Ausführung einiger zusätzlicher Verstärkungen beschlossen, um zweifelsfrei den Qualitätsstand eines neuwertigen Bauwerkes sicherzustellen.

Im folgenden werden die wichtigsten Rekonstruktionsphasen kurz beschrieben:

□ Pfahlfundation: Rund um das Schachtfundament J wurden 4 Bohrpfähle ∅ 1,20 m erstellt. Die Bohrung erfolgte in grösserer Tiefe mit vorsichtigem Meisseln (Fallhöhe 1 m) bis auf den Fels (etwa 7 m unter dem Flusstalweg). Da blockige Schüttung und grobe Moräne zu durchfahren war, musste der Baugrund vorgängig mit je 8 Jet-Pfählen pro Bohrung verfestigt werden.

□ Pfahlbankett: Das Pfahlbankett besteht aus einer 3 m dicken vorgespannten Stahlbetonplatte. Die Länge des Bankettes ergab sich aus der Lage der Unterstützung des Trägers ausserhalb (feldseits) der klaffenden Risse. Für den Pfeiler war im Bankett eine Aussparung vorgesehen, die das Anheben und Rückführen des Pfeilers in seine ursprüngliche Lage ermöglichte.

□ Stützgerüst: Das Stahlgerüst musste der Pressenlage entsprechend innere Stützen (für die Hauptpressen unter dem Querträger) und äussere Stützen (für die Pressen unter den Stegen ausserhalb der Risse) sowie einen massiven, genügend breiten Pressentisch aufweisen, damit die Pressen beim Hebevorgang (zur Zentrierung) den Trägerbewegungen entsprechend nach jedem Hub geringfügig verschoben werden konnten.

□ Hubpressen: Für das stufenweise Anheben des Trägers wurden auf dem Pressentisch je 4 Pressen unter dem Querträger beidseits des Pfeilers und je 2 Pressen unter den Stegen ausserhalb der Risse eingebaut. Von den insgesamt 16 Pressen waren jeweils 8 aktiv; über den unbelasteten Pressen konnten nach dem Hub die Stützringe eingesetzt werden. Die Veränderung der Trägerneigung wurde nach jedem Hub durch Keil-Stützringe ausgeglichen.

□ Ausweiten der klaffenden Risse: Eine Ausweitung der klaffenden Risse (in der Druckplatte und in den Stegen bis unter die Spannkabel) war einerseits im Hinblick auf Verklemmungen der Rissufer beim Hebevorgang und andererseits im Hinblick auf einen einwandfreien Verguss nach dem Hebevorgang erforderlich.

□ Pfeilerschnitt: Nach dem Andrükken der Hubpressen wurde der in der Bankettaussparung durch Horizontalpressen fixierte Pfeiler unter dem Bankett geschnitten und bis zum Abbau der Zwängungsmomente auf einem vorgängig eingebauten Gleitlager kraftgesteuert zurückgeführt.

□ Hebevorgang: In der ersten Phase wurde der Träger soweit zurückgedreht, bis die links- und rechtsseitigen Pressen den gleichen Druck aufwiesen. In der zweiten Phase erfolgte das stufenweise Anheben des Trägers (mit dem daran hängenden Pfeiler). Nach jeder Stufe mussten die Pressen zentriert werden, um Exzentrizitäten in

den sukzessive eingebauten Stützringen zu vermeiden. Zur Stabilitätssicherung der Pressen-Stützring-Säule wurde der unterste Stützring (über dem Pressenkopf) mit einer regulierbaren Konsole am Brückenträger fixiert.
Das Ende dieser Hebephase ergab sich aus der Pressenkraft bzw. den zulässigen Stützmomenten über den Nachbarpfeilern. Das vorgesehene Niveau, das dem theoretischen Verschluss der klaffenden Risse entsprochen hätte, konnte nicht ganz erreicht werden.

□ Ausbetonieren der Risse und Trägerverstärkung: Nach dem Ausbetonieren der Risse wurden über dem Pfeiler J im Kasteninnern die Fahrbahn- und die Druckplatte sowie die Stege verstärkt. Fahrbahnplatten-Verstärkung eingebaut. Die Verbindung der alten und neuen Querschnittselemente erfolgte mit einer kräftigen Verdübelung. Zur Qualitätsverbesserung wurde der Träger auf der gesamten Länge mit vier freiliegenden, in den Ecken des Hohlkastens angeordneten 2200-kN-Spannkabeln zentrisch vorgespannt. Diese Kabel wurden bei der eingebauten Verstärkung gekoppelt und bei den Endquerträgern vorgespannt und verankert. Zwei zusätzliche, im Verbund wirkende 2200-kN-Spannkabel ergänzten die zentrische Vorspannung im Verstärkungsbereich.

□ Schlusshebung: Mit der Schlusshebung sollte der nun wiederhergestellte Durchlaufträger in die ursprüngliche Lage gebracht werden. Mit der maximalen Hebekraft durften über den Nachbarpfeilern aber keine positiven Momente bzw. Zugspannungen in der unteren Kastenplatte erzeugt werden. Wegen der eingetretenen Kriechverformung sowie der in einzelnen Bereichen überdehnten Längsbewehrung in der Fahrbahnplatte und weil sich auch feine Risse nicht vollständig schliessen liessen, konnte das ursprüngliche Niveau nicht mehr ganz erreicht werden (Bild 7).



Bild 8. Rekonstruierte Brücke (Bildautor: A. von Glutz)

□ Injektion der verbleibenden Risse: Nach dem Abschluss des Hebevorganges wurden alle noch verbliebenen über 0,2 mm breiten Risse sorgfältig ausinjiziert.

□ Belastungsprobe: Die Belastungsprobe erfolgte mit sechs kompakten Vier-Achs-LKWs von 280 kN Gewicht, jeweils in den Feldern J–K, H–J und G–H. Die Trägerdurchbiegungen waren durchwegs etwa 10% kleiner als die Rechenwerte für den ungerissenen Zustand aufgrund des gemessenen E-Moduls. Dieser Unterschied dürfte auf die Mitwirkung der Bewehrung zurückzuführen sein.

□ Ausbetonieren der Aussparung im Pfeilerbankett: Durch das Vergiessen der Aussparung wurde die endgültige Verbindung des Pfeilers mit dem Bankett hergestellt.

□ Abschlussarbeiten: Da die Brückenabdichtung und der Belag ebenfalls stark beschädigt worden waren, muss das Abdichtungs-Belags-System ersetzt werden. Vorgängig wurden auch die Brückenränder – Konsolköpfe und Dilatationsfuge – saniert.

Zu Beginn der anspruchsvollen Rekonstruktionsarbeit wurde beschlossen, bei der Detailprojektierung folgende Prioritäten-Rangordnung zu beachten:

- Sicherheit
- Zeitaufwand

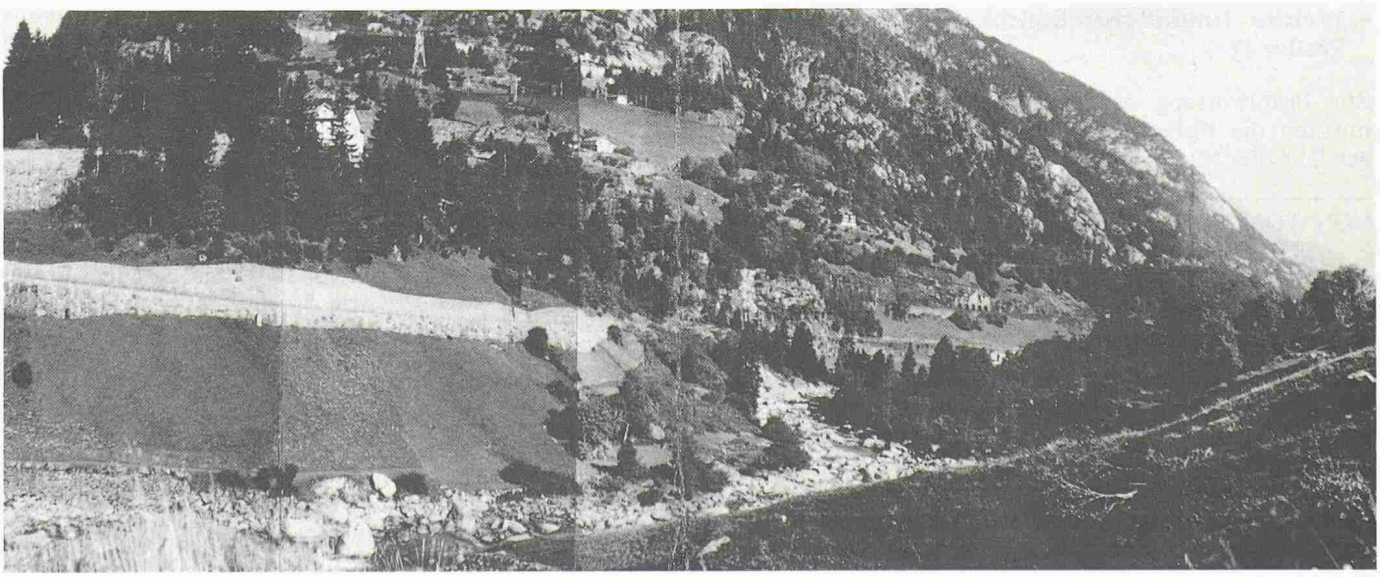


Bild 9. Reussbett vor dem Bau der Brücke (Blick talabwärts)

- Kosten
- Aussehen

Überdies sollte das vorhandene Sicherheitsniveau des Tragwerks in keiner Phase des Bauablaufs temporär abgemindert werden. Vom Andrücken der Pressen bis zum Abschluss der Hebearbeiten erfolgte jede einzelne Operation nach einem ausführlichen Drehbuch, das die Erwartungs- und Toleranzwerte enthielt.

Der Pfeilerschnitt (Einbau der Lager, Trennen der Zugbewehrung, Durchbrennen der Druckzone) erfolgte vom 26.4. bis 29.4. Nach der Rückdrehung des Pfeilertisches begann die eigentliche Hebearbeit am 15.5.1988.

Wie das Hebediagramm zeigt, wies der etwa 17 Jahre alte Trägerbeton bei der Reduktion des hohen Spannungszustandes (über den Nachbarpfeilern $\sigma_c \approx 25$ N/mm²) ein beachtliches Rückkriechvermögen auf. Nach jeder Hebestufe verminderte sich der Pressendruck in 1 bis 2 Tagen um etwa 3%.

Die ursprüngliche Fahrbahnnivellette konnte nicht ganz erreicht werden. Die bleibende Restverformung hat aber keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Sie lässt sich grösstenteils durch Belagsschiftung ausgleichen, so dass auch verkehrstechnisch und visuell keine Beeinträchtigungen verbleiben (Bild 8).

Schlussbemerkungen

Vor 10 000 Jahren war die Gegend von Wassen eine Moränelandschaft. Durch Erosion entstand die heutige Talform. Diese Erosion erfolgte aber nicht kontinuierlich, sondern stufenweise, und zwar insbesondere bei den grossen Jahrhundert-Hochwassern. Stiche aus der ersten Hälfte des letzten Jahrhunderts zeigen, dass sich der Reusslauf in den vergangenen hundertfünfzig Jahren nicht mehr veränderte. Im Bild 9, das vor dem Bau der Brücke aufgenommen worden ist, sind am linken Reussufer (vermutlich) sogar noch Überreste des alten Saumpfades aus dem 17. Jahrhundert zu erkennen, d.h., dass es über mehrere Generationen nie mehr zu einer massiven Flankenerosion kam. Es ist deshalb verständlich, dass diese Gefahr von den mit den Verhältnissen im Reusstal sonst bestens vertrauten Ingenieuren nicht erkannt werden konnte.

Heute wird nun mit einer Pfahlwand im Bereich der Reussbrücke Wassen eine Uferverbauung erstellt, die im Vergleich zum Hochwasser von 1987 für eine doppelt so hohe Hochwasserspitze bemessen ist; ein Ereignis, das eine Wiederkehrperiode von weit mehr als 1000 Jahren aufweist. Das Bauwerk selbst hat demgegenüber eine Nutzungsdauer von kaum mehr als einem Zehntel, da in diesem Zeitraum mit einer grundlegenden Änderung der Verkehrstechnik gerechnet werden muss. Es mag unverhältnismässig scheinen, Bauwerke gegen Einwirkungen zu schützen, die mit grösster Wahrscheinlichkeit während der gesamten Lebensdauer nie auftreten. Wenn aber der System-Nutzungswert so hoch ist wie bei der Gotthard-Autobahn, ist dies durchaus gerechtfertigt. Allerdings, ein durchgehender Schutz der gesamten Strecke gegen Naturereignisse wie Hochwasser, Lawinen, Rüfenniedergänge und Felsstürze über annähernd geologische Zeitspannen ist nicht möglich; ein Bergtal ist nicht stabil.

Adresse des Verfassers: *Prof. Dr. C. Menn*, ETH Zürich (Hönggerberg).

Geologie - Geotechnik

N2-Reussbrücke Wassen

Aus den unmittelbar nach dem Hochwasser vom 24./25. August 1987 vorliegenden Verhältnissen ergaben sich zwei geologisch-geotechnische Fragestellungen, deren Beantwortung von vordringlicher Bedeutung war:

- **Welche Standfestigkeiten besitzen die unterspülten übersteilen Böschungen (Widerlager Nord, Stützmauer und Lehnenviadukt der Kantonsstrasse)?**
- **Welche Fundationsmöglichkeiten bestehen für den freigespülten Pfeiler J?**

VON TONI SCHNEIDER, UERIKON

Zur Beantwortung der ersten Frage mussten die bisherigen Bauerfahrungen längs der N2 im Reusstal zugezogen werden, stand doch keine Zeit für entsprechende Untersuchungen zur Verfügung. Nach diesen durfte für das vorliegende Moränenmaterial, den Runsenschutt und die künstlichen Schüttungen von Lokalmaterial, die durchwegs aus sandigen Kiesen mit stark wechselnden Anteilen an Steinen und Blöcken bestehen, mit Reibungswinkeln um $\varphi \sim 35$–$40°$ gerechnet werden. Eine echte Kohäsion besitzt dieses durchwegs feinmaterialarme Material in der Regel nicht. Die meist vorhandene Lagerungsdichte führt jedoch zu einer scheinbaren Kohäsion, die in der Grössenordnung um $c \sim 0{,}02$ N/mm² angenommen werden darf.

Mit diesen Annahmen ergab sich, dass

- im Bereich des sehr tief fundierten Widerlagers Nord nach wie vor eine ausreichende Sicherheit vorhanden ist
- die unterspülte Stützmauer und der Lehnenviadukt mit absoluter Priorität gesichert werden mussten.

Für letzteres ergab sich als einzige unter den vorliegenden Gegebenheiten erfolgversprechende, einigermassen zeitgerechte Lösung eine Unterfangung mittels Schüttungen, durfte doch höchstens für wenige Tage mit dem Anhalten des kritischen Zustandes mit z.T. senkrechten Lockergesteinsböschungen gerechnet werden. Die Schüttung war unter grössten Anstengungen bis zum Ende der Hochwasserwoche eingebracht. Damit war die Gefahr des Abgleitens der Kantonsstrasse und der Gefährdung der Reussbrücke Wassen vorerst einmal gebannt. Die Planung weiterer ergänzender Massnahmen konnte auf eine spätere, ruhigere Phase vertagt werden.

Zur Beurteilung der Fundationsmöglichkeiten für den freigespülten, abgesackten und ausgelenkten Pfeiler J lag aus der Zeit der Projektierung der Brükke einzig eine geologische Oberflächenkartierung vor. Irgendwelche weitere Informationen, so insbesondere Ergebnisse von Sondierungen, fehlten. Aus diesem Grunde wurden, unmittelbar nachdem der Pfeiler J durch Schüttungen gesichert worden war, als erstes drei gekernte Sondierbohrungen abgetieft. Sie sollten Aufschlüsse über die Fundationsverhältnisse im Bereich der geplanten Unterfangung des Pfeilers liefern. In einem zweiten Schritt wurden bei den übrigen Pfeilern beidseits der Reuss vier Bohrungen abgetieft (Bild