

Die Bietschtalbrücke der BLS: Verstärkung und Ausbau auf Doppelspur

Autor(en): **Gut, Jean / Schmitt, Helmut / Graber, Urs**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **105 (1987)**

Heft 9

PDF erstellt am: **18.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-76521>

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.

Die Bietschtalbrücke der BLS

Verstärkung und Ausbau auf Doppelspur

Von J. Gut, Küsnacht, H. Schmitt, Pratteln, und U. Graber, Bern

Die Bietschtalbrücke der Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn (BLS) war 1910 zur Aufnahme von zwei Gleisen projektiert worden, blieb jedoch zunächst nur einspurig. Im Zuge des Doppelspurausbaus wurde das markante Bauwerk verstärkt und für die vor 75 Jahren zuge dachte Funktion hergerichtet. Hierzu wurde zunächst eine umfassende Nachrechnung durchgeführt. Für die Verstärkung waren 23 000 HV-Passschrauben, 2000 Niete und 150 Tonnen Konstruktionsmaterial nötig. Als Verbindung zwischen dem Hauptbogen und den Widerlagern wurden unter schwierigen Bedingungen zwei zusätzliche einspurige Fachwerkbrücken von je 35 m Stützweite gebaut. Nebst den durch statische Nachrechnung erkannten Verstärkungen kamen im Verlauf der Arbeit auch Teile zum Vorschein, die infolge von Schlägen, Witterungseinflüssen und Zwängungen beschädigt waren und ersetzt werden mussten. Die gesamte Bauzeit erstreckte sich mit Unterbrüchen über acht Jahre.

Projektierende Ingenieure:

Stahlbau:

Ing.-Büro Jean Gut, Küsnacht ZH

Stahlbeton:

Ing.-Büro Bloetzer + Pfammatter, Visp

Bauleitung

BLS Bauabteilung, Bern

Unternehmungen:

Stahlbau:

Arge. Buss AG, Pratteln BL

Zschokke - Wartmann AG, Brugg

Nüssli Rohrkonstruktionen AG, Hüttwilen

Stahlbeton:

Arge. Ed. Zublin & Cie AG, Sitten

R. Kalbermatten, Visp

SIF Groutbor SA, Renens

Korrosionsschutz:

Lederer + Eisenhut AG, Oensingen

Einleitung

Die Bietschtalbrücke im Abschnitt Hochtenn-Ausserberg auf der Südrampe der Lötschbergbahn wurde in den Jahren 1910-13 von der Firma A. Buss & Cie AG im Auftrag eines französischen Generalunternehmers, der Entreprise Générale de Construction du Lötschberg, erstellt. Das 110 Meter lange Bauwerk befindet sich zwischen zwei

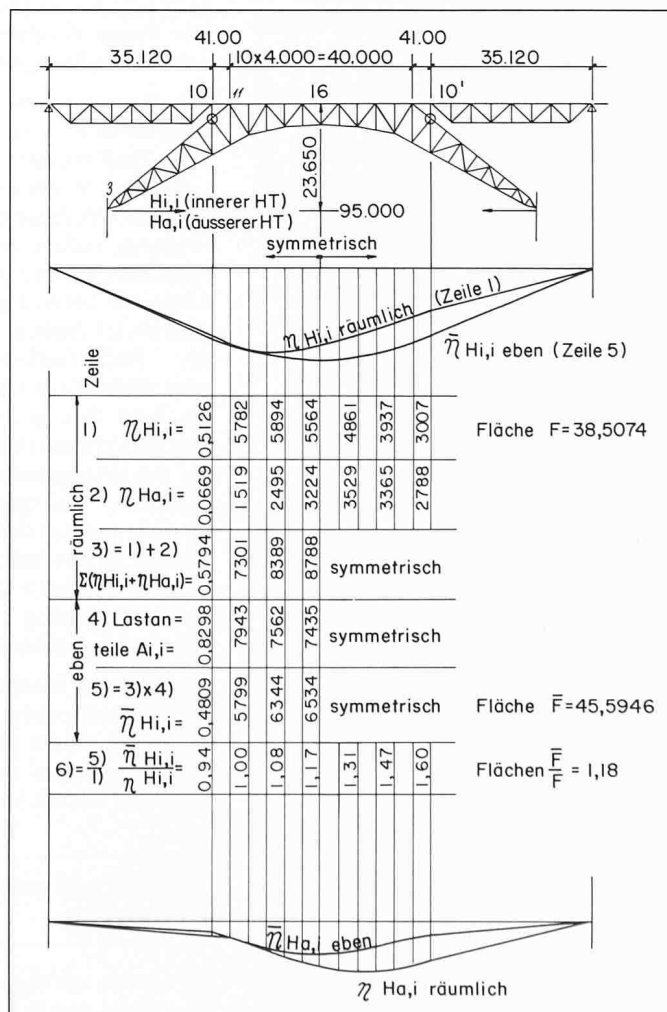
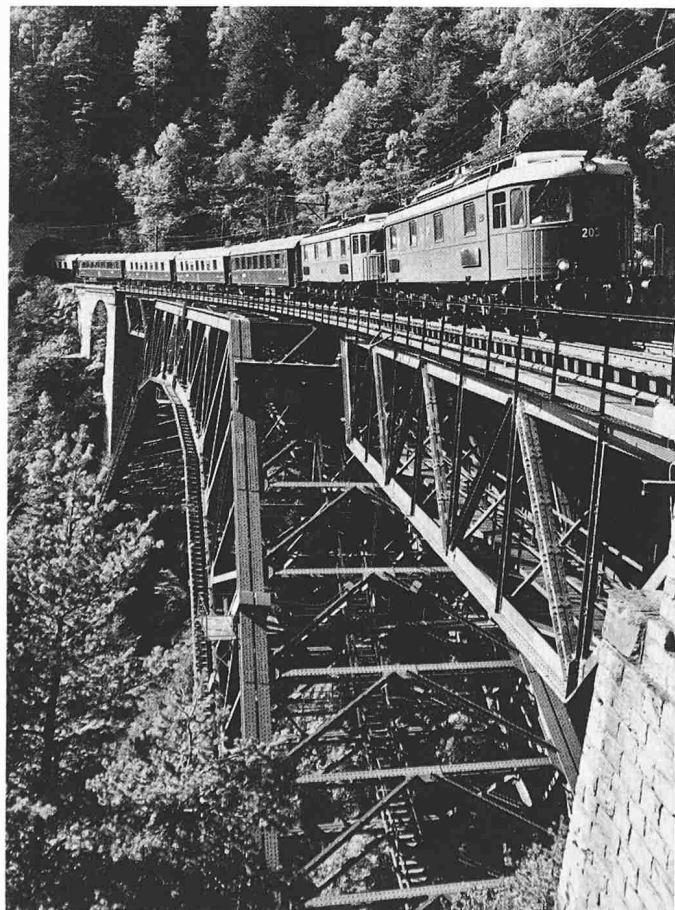
Tunneln. Die Fahrbahn ruht auf einem markanten Fachwerkbogen, der das urwüchsige, tief eingeschnittene Bietschtal mit einer Spannweite von 95 Metern überquert. Einer Auflage der Eidgenössischen Räte von 1907 folgend, musste schon beim Bau der BLS einem zukünftigen Ausbau auf Doppelspur Rechnung getragen werden. Der Hauptbogen wurde deshalb zur Aufnahme von zwei Gleisen gebaut. Auf diesem Bogen ruhten, beim zunächst eingleisigen

Ausbau der Bahn, bergseitig je eine einspurige Brücke von 35 Metern Stützweite als Verbindung zu den gemauerten Widerlagern. Das Gleis liegt in einer Kurve von 300 Metern Radius.

Den genannten Umständen verdankt die Bietschtalbrücke ihr weltweit *einzigartiges Aussehen*. Nicht nur wegen der Berücksichtigung eines zukünftigen Doppelspurausbaus zeigten die damaligen Behörden und Unternehmer eine

Bild 2 (rechts). Einflusslinien für die Horizontalschübe des inneren und äusseren Bogenträgers am räumlichen und ebenen System

Bild 1. Bietschtalbrücke vor 1980



vorbildliche Weitsichtigkeit. Der Schweizerischen Bauzeitung von 1913 [1] entnehmen wir:

«Es wurde von Seiten der Kontrollbehörde betont, dass voraussichtlich schon bei Eröffnung der Bahn schwereres Rollmaterial verkehren werde, als das der Berechnung zu Grunde gelegte. Es wurde deshalb verlangt, die einzelnen Konstruktionsteile nicht zu knapp zu bemessen, damit nicht von Anfang an Beanspruchungs-Überschreitungen auftreten.»

Bei den Projektierungsarbeiten für den Doppelspurausbau galt es zunächst, durch eine umfassende Nachrechnung zu überprüfen, ob für die gegenüber früher erhöhten Lasten und Geschwindigkeiten die Erweiterung auf zwei Gleise überhaupt noch möglich sei. Nachdem darüber Gewissheit bestand, entschied die BLS, das bekannte Bauwerk bestehen zu lassen, zu verstärken und für die vor 75 Jahren zugedachte Funktion auszubauen (Bild 1). Die Brücke ist über den neuen, talseitigen Dienstweg öffentlich zugänglich. Man erreicht sie auf dem BLS-Höhenweg oberhalb Raron via altes Dienstbahntrasse. Dieses führt durch neun schmale Tunneln, entlang der steilen Westflanke des Bietschtals, welche wieder hergerichtet sind.

Nachrechnung

Am Anfang der Projektbearbeitung steht die statische Nachrechnung, welche wie alle Berechnungen im Ingenieurwesen mit angemessenen Mitteln ein im wesentlichen zutreffendes Bild der auftretenden Beanspruchungen für sämtliche Bauteile liefern soll. Die einzelnen Brücken wurden elektronisch als *Raumfachwerke* berechnet und für Verkehrslasten die Einflusslinien graphisch ausgewertet. Bei vertretbarem Aufwand sind mit dieser Berechnungsweise verwickelte Probleme wie das Zusammenwirken Hauptträger/Windverbände über die Dehnung der gemeinsamen Gurte oder die Verteilung der vertikalen und horizontalen Gleislaster auf Hauptträger und Verbände im Rahmen der Fachwerktheorie exakt gelöst. Mit einigen Vereinfachungen enthielt das System 491 Stäbe und 171 Knoten.

An dieser Stelle mag interessieren, wie sich die zugeschrägte Berechnung gegenüber der einfacheren ebenen Betrachtungsweise auswirkt und wie die Rechnungsergebnisse mit Messungen am Bauwerk übereinstimmen.

Das unterschiedliche Tragverhalten zwischen ebenem und räumlichem System zeigt sich bei all jenen Lasten, die

in den einzelnen Brücken – sie bestehen jeweils aus zwei Hauptträgern, zwei Windverbänden und vielen Querverbänden – Torsionsmomente verursachen. Als Beispiel wird im Bild 2 die *Einflusslinie des horizontalen Bogenschubes* H_{ii} des gleisbogen-inneren Hauptträgers (erster Index i) dargestellt für den Fall, dass auf dem inneren Gleis (zweiter Index i) langsam, d.h. ohne Fliehkraft, eine Achslast $P = 1$ fährt. Am ebenen Bogenträger wäre diese Einflusslinie wegen der System-Symmetrie ebenfalls symmetrisch zur Brückenmitte; am räumlichen System weist die Einflusslinie diese Symmetrie jedoch nicht auf, was aufgrund des Landschen Satzes verständlich ist: Verschiebt man eines der vier Bogenlager um $\Delta h = -1$, so ergibt sich ein unsymmetrischer Verschiebungszustand, und die Biegelinien der Lastgurte, welche die Einflusslinien für den betreffenden Horizontalschub darstellen, können nicht symmetrisch zur Mitte sein. Erst die Einflusslinie ($H_{ii} + H_{ai}$) über die Summe der Bogenschübe des inneren und äusseren Hauptträgers ist symmetrisch zur Mitte; sie gehört zum ebenen Bogenträger, auf dessen Gurt sich die Last $P = 1$ bewegt. Multipliziert man

nun die Ordinaten dieser Einflusslinie mit den Lastanteilen A_{ij} , welche nach dem Hebelgesetz aus $P = 1$ auf dem inneren Gleis vom inneren Hauptträger aufzunehmen sind und die schon für die räumliche Berechnung verwendet wurden, so findet man auf genau gleicher Grundlage die Einflusslinie des Horizontalschubes am ebenen Träger.

Der Vergleich zeigt, dass für Lasten auf der abgewandten Brückenhälfte die Reduktion durch die räumliche Berechnung beträchtlich ist, während auf der anliegenden Brückenseite die Unterschiede gering sind und teilweise sogar leicht auf der unsicheren Seite liegen.

Der Vollständigkeit wegen sind im Bild 2 unten auch die Einflusslinien H_{ai} des gleisbogen-äusseren Hauptträgers aus $P = 1$ auf dem inneren Gleis ohne Fliehkraft für das räumliche und ebene System aufgetragen: Was der innere Bogen weniger zu tragen hat, fällt dem äusseren zu. Das Resultat zeigt eindrücklich, dass die Summe der Horizontalschübe $H_i + H_a$ einer Bogenhälfte am räumlichen und ebenen System aus Gleichgewichtsgründen unverändert bleibt: die torsionssteife Konstruktion verteilt exzentrisch angreifende Lasten

Vergleich der Bogenträger-Lastanteile in den Knoten 16 (Bogenmitte) und 10 (Auflager Vorbrücken) aus Berechnung und Messungen

Knoten	Fliehkraft	Anteil	Rechnung	Messungen					
				1915	1920	1925	1930	1935	Mittel
16	mit	innerer HT	29%	36%	28%	27%	36%	31%	32%
		äusserer HT	71%	64%	72%	73%	64%	69%	68%
10	mit	innerer HT	38%	30%	33%	38%	40%	37%	36%
		äusserer HT	62%	70%	67%	62%	60%	63%	64%
16	ohne	innerer HT	33%	43%	34%	30%	36%	36%	36%
		äusserer HT	67%	57%	66%	70%	64%	64%	64%
10	ohne	innerer HT	44%	39%	42%	41%	47%	38%	41%
		äusserer HT	56%	61%	58%	59%	53%	62%	59%

Tabelle 1. Vergleich Berechnung/Messungen

Tabelle 2. Lasten und Spannungen

Steigerung der Lasten und der zul. Spannungen			
	1911	1978/84	Steigerungsfaktor
Lokomotiven ($L = 3 \times 15,5$ m)	67,4 kN/m*	102 kN/m	1,52
Wagen	32,0 kN/m*	80 kN/m	2,50
Horiz. Fliehkraft als Anteil der Vertikallasten			
$v = 60$ km/h	9,45%		
$v = 80$ km/h		16,8%	1,78
Wind auf zwei Hauptträger	1,56 kN/m ²	2,86 kN/m ²	1,83
Zul. Spannungen für $A/B = 0$			
Norm 1892	80 N/mm ²		
Norm 1974		120 kN/mm ²	1,50
Norm 1979		147 kN/mm ²	1,84
Zul. Knickspannungen für $\lambda = 100$			
Norm 1892	50 N/mm ²		
Norm 1974		73 kN/mm ²	1,46
Norm 1979		74 kN/mm ²	1,48
* Die Eisenbahnlasten wurden gegenüber der Norm 1892 wegen der voraussehbaren Entwicklung um 20% erhöht.			

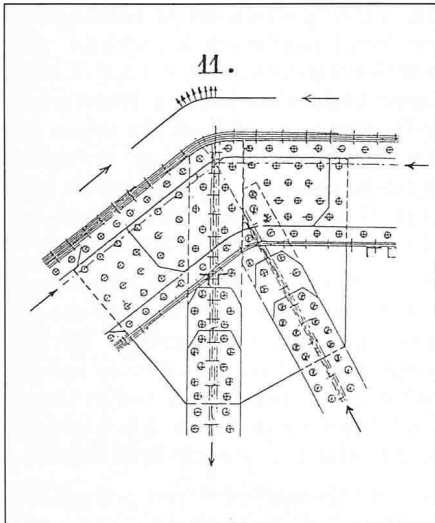


Bild 3. Gurtknickpunkt am Bogen Knoten 11

besser auf beide Hauptträger und gleicht Durchbiegungsdifferenzen aus; andererseits erhalten die Verbände namhafte Kräfte aus den Verkehrslasten.

Zur Kontrolle der Rechenergebnisse wurden ältere Durchbiegungsmessungen herangezogen. In der Tabelle 1 sind die Lastanteile der Bogenträger aus den periodisch vorgenommenen Probelastungen mit jeweils drei Lokomotiven auf dem alten (äusseren) Gleis in den Knoten 16 (Bogenmitte) und 10 (Auflager der Vorbrücken) zu einem instruktiven Vergleich zusammengestellt. Die berechneten Werte liegen im Streubreich der Messungen und erreichen damit jenes Mass an Übereinstimmung, das praktisch etwa möglich ist.

Lasten und Spannungen

Einen ersten Überblick über die Art der erforderlichen Verstärkungen gewinnt man aus der Gegenüberstellung der Tabelle 2. Die Brückenkonstruktion und die Nieten bestehen aus Flusseisen St 24/37 bzw. St 34. Als Verkehrslast waren früher drei 6achsige Lokomotiven mit max. 18 t Achsdruck und eine unbeschränkte Anzahl zweiachsige Wagen mit 12 t Achsdruck angenommen. Die zur Berechnung der Fliehkräfte massgebende Geschwindigkeit betrug 60 km/h. Mit der heutigen Geschwindigkeit von 80 km/h erhöht sich die Fliehkraft um 78%. Für die Nachrechnung wurde die SIA-Norm 161 von 1974 für die Vorbrücken und von 1979 für den Bogen verwendet.

Die Erhöhung der massgebenden Lokomotivlasten um 52 % und der zulässigen Spannungen um 50% bzw. 83% stehen miteinander im Einklang, während die Horizontallasten mit Steigerungsfaktoren von 1,78 bzw. 1,83 stärker angestiegen sind, besonders auch im Hinblick auf die zulässigen Knickspannungen (Steigerungsfaktoren nur 1,46 bzw. 1,48). Nun ist eine höhere zulässige Materialbeanspruchung auch mit deutlich höheren Anforderungen an die konstruktive Durchbildung verbunden.

Damit bestätigt Tabelle 2 in groben Zügen die Feststellung, dass vor allem Windverbände zur Erhöhung ihrer Knickstabilität durch zusätzliche Bindebleche oder durch Vergrösserung der Stabfläche mit zusätzlichen, durchgehenden Futterblechen sowie die Staban-

schlüsse mit hochfesten Passschrauben (HVP) verstärkt werden mussten. An den Hauptträgern waren dagegen vorwiegend nur konstruktive Mängel zu beheben. Einige Beispiele sollen die vorstehenden Ausführungen erläutern.

Verstärkungsprojekt

Ersatz von Nieten durch HVP-Schrauben

Einige tausend überbeanspruchte Nieten in Stabanschlüssen, zusammengesetzten Trägern usw. wurden sorgfältig entfernt, die Löcher nachgerieben und durch hochfeste vorgespannte Passschrauben (HVP) der Festigkeitsklasse 10.9 ersetzt. Dadurch erhält man eine erhebliche Erhöhung der Tragfähigkeit auf Abscheren:

$$\text{Niet Fe 340 } \tau_{au} = 0,5 \times 340 = 170 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{HV 10.9 } \tau_{au} = 0,5 \times 1000 = 500 \text{ N/mm}^2$$

Steigerung 194%

Der Grenz-Lochleibungsdruck bleibt für Niete und Schrauben gleich, jedoch ist für die HV-Schrauben wegen des günstigen Druckspannungszustandes aus Vorspannung kein Ermüdungsnachweis zu führen, wodurch i.A. ebenfalls ein grosser Gewinn entsteht.

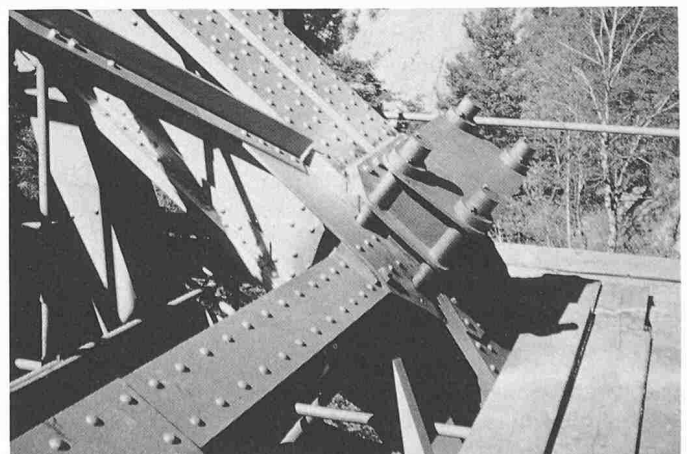
Gurtknickpunkte der Hauptträger

Die Hauptträger der Bogenbrücke wie der Vorbrücken weisen Knotenpunkte



Bild 4a. Gurtknickpunkt am Auflager-Knoten 3: Ober- und Untergurte gegenüberliegender Traversen sind durch Spannstrangen miteinander verbunden

Bild 4b. Verstärkung am Bogen Knoten 11 im Montagezustand. Später wird die Presse mit unterer und oberer Traverse entfernt, und die Handlöcher werden durch Abdeckbleche geschlossen



auf, in welchen die Gurtstäbe ihre Richtung um grössere Winkelbeträge ändern; die konstruktive Ausbildung eines solchen Knotens aus einer gedrückten Gurtung ist im Bild 3 dargestellt. Es ist bekannt, dass die waagrecht abstehenden Lamellen im Bereich der Krümmung sich der Spannungsaufnahme durch Ausweichen nach oben zu entziehen suchen, so dass der wirklich mittragende Querschnitt dort reduziert ist. Die Nachrechnung ergab, dass die Knickpunkte an den Vorbrücken auch ohne die Gurtlamellen ausreichen, weil durch die notwendigen Stegblechstöße prozentual besonders viel Material in den voll mitwirkenden Stegen liegt, dass aber die Knickpunkte beim Bogen-tragwerk nicht ausreichen. Die ausgeführten Verstärkungen bestehen aus Traversen, welche die Gurtlamellen von aussen umschliessen. Am Bogenfuss (Bild 4a) werden die einander gegenüberliegenden Traversen der Ober- und Untergurte durch Dywidag-Spannstangen paarweise miteinander verbunden, während an den Bogenriegeln die Zugkräfte auf die vertikalen Füllstäbe abgegeben werden (Bild 4b).

Wie schon bei der Sanierung der SBB-Aarebrücke Koblenz 1983/84 werden die Traversen durch Vorspannung mittels hydraulischer Presse an die Hauptträger gedrückt; durch diese Neuerung wirkt die Verstärkung nicht erst im Bruchzustand, sondern schon im Gebrauchszustand und verhindert damit sehr wirkungsvoll, dass Schäden überhaupt entstehen, welche ja in diesen Bereichen eine erhebliche Beeinträchtigung der Sicherheit bedeuten würden.

Anschluss der Querschwerke an die Hauptträgerpfosten der Bogenbrücke

Die Querschwerke bilden ein mittiges Zwischenaufleger für die Querträger; sie erhalten grössere Kräfte aus den Gleislasten. Die Knotenbleche sind gemäss Bild 5 nicht in die Stege der Pfosten eingebunden (es hätten sonst die Lamellen geschlitzt werden müssen), sondern nur über Winkelprofile angeschlossen. Wegen der Zentrierung der Fachwerkstäbe auf die Hauptträgerachsen haben die Anschlusswinkel neben Schubkräften insbesondere auch das Anschlussmoment $M = R \cdot a$ zu übertragen, was die Winkelschenkel schon beim bisherigen eingleisigen Verkehr überforderte. Das ganze Problem hätte sich nicht gestellt, wenn die Querschwerke seinerzeit auf die Innenkante der Pfosten zentriert worden wären. Die ausgeführte Verstärkung ist im Bild 6 dargestellt. Das Zugband wurde ebenfalls vorgespannt, jedoch einfacher durch Erwärmung auf 100 °C beim Einbau. Ein allfälliger Schraubenschlupf

wird damit vorweggenommen, so dass die Verstärkung schon im Gebrauchszustand aktiv ist.

Verstärkung von Verbandstäben

Bei der Beurteilung von früheren Konstruktionsgepflogenheiten geht es letztlich nicht um die Frage, ob sie den heutigen Normen entsprechen, sondern ob auch mit ihnen die erforderliche Tragfähigkeit erreicht werden kann. Ein bemerkenswertes Beispiel hierzu sind die *Diagonalstäbe* des unteren Bogen-Windverbandes, die aus zwei Winkelprofilen in Kreuzform bestehen und auf Druck beansprucht sind. Ältere Brücken weisen manchmal statt den heute verlangten Bindeblechen mit zwei hintereinander liegenden Nieten je Winkel (Bild 7a) sogenannten *Kreuzplatten* auf (Bild 7b). Nach DIN 4114 bzw. DIN E 18 800-2 müsste man auf der Verstärkung all dieser Stabbindungen bestehen, was technisch einfach, bei grösserem Umfang aber kostspielig ist. Nun hat L. Tetmajer in seinen grundlegenden Versuchen zur Knickfestigkeit [2] um die Jahrhundertwende beide Arten von Stabbindungen untersucht und kommt zu folgendem Schluss:

«Im grossen und ganzen erscheint die Verbindungsart der Winkleisen in Druckstäben mit Kreuzquerschnitt durch viernietige Blechstreifen den zweinietigen Kreuzplatten gleichwertig.»

Die Nachrechnung einiger Versuchsstäbe nach SIA-Norm 161 unter Benützung der Rechenanweisungen aus DIN 4114 für Druckstäbe mit Kreuzquerschnitt zeigte, dass für schlanke Stäbe, auf welche sich die Versuche beziehen, eine ausreichende Tragfähigkeit auch mit Kreuzplattenverbindungen erwiesen ist, wenn sie nach den Regeln für viernietige Bindebleche bemessen sind. Die Hälfte des unteren Bogen-Windverbandes konnte damit ohne Verstärkung bleiben.

Die Diagonalen der Querschwerke unter der Bogenfahrbahn (vgl. Bild 5) weisen Kreuzquerschnitte aus 4 L 150×16 auf, die ebenfalls mit Kreuzplatten verbunden sind. Die zitierte Feststellung Tetmajers gilt auch für diese Art von Stäben, so dass eine Verstärkung unterbleiben konnte.

Neue Vorbrücken

Hauptträger

Die neuen Vorbrücken von rund 35 m Spannweite ergänzen die bestehende Brückenanlage für das talseitige Gleis.

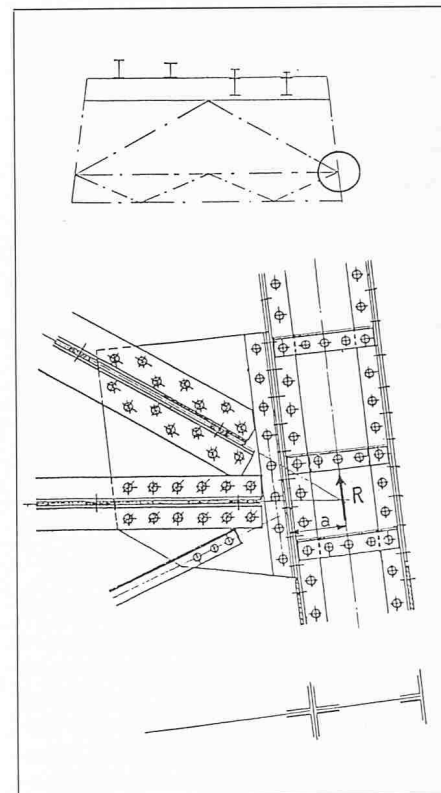


Bild 5. Knoten an einem Querschwerk der Bogenbrücke

Bild 6. Verstärkter Knoten an einem Querschwerk der Bogenbrücke

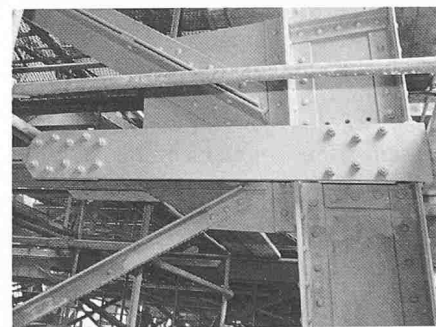
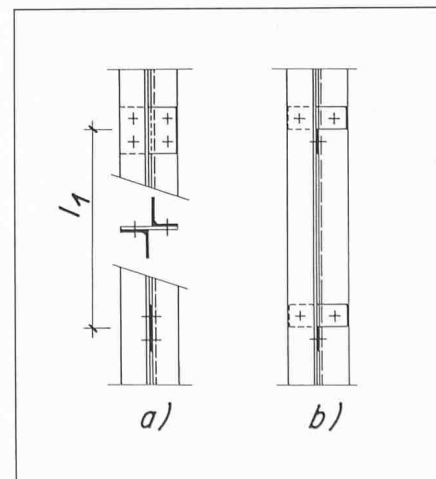


Bild 7. Druckstäbe aus zwei Winkelprofilen in Kreuzform: verschiedene Formen von Bindeblechen



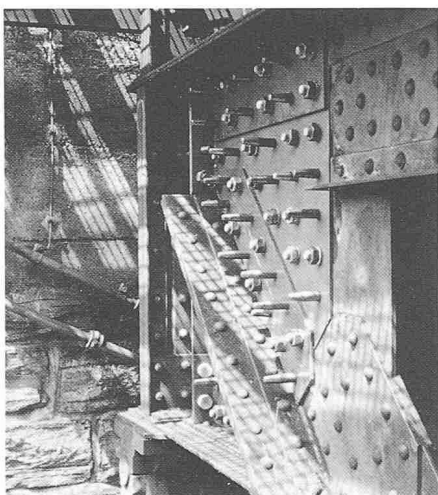


Bild 8a. Auflagerknoten der alten Vorbrücken (Nietkonstruktion)

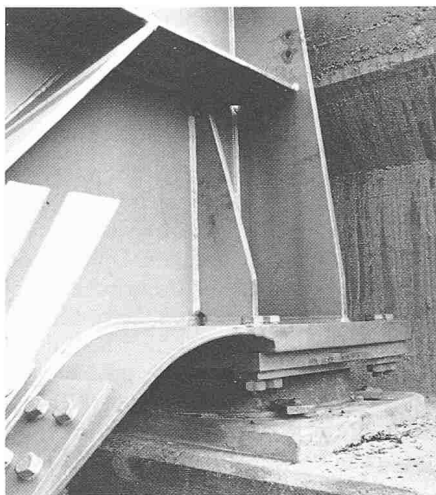


Bild 8b. Auflagerknoten der neuen Vorbrücken (Schweisskonstruktion)



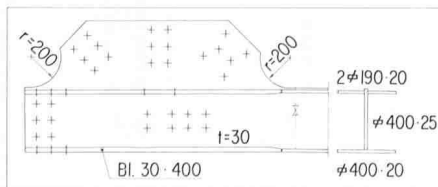
Bild 8c. Nietarbeiten

Das Hauptträger-Fachwerksystem wurde deshalb von den bereits bestehenden bergseitigen Tragwerken übernommen, während die konstruktive Ausbildung den heutigen Fertigungsmethoden entspricht. Bemerkenswert ist die Gegenüberstellung des gleichen Auflagerpunktes in alter und neuer Ausführung entsprechend Bild 8. Es liegt auf der Hand, dass die moderne Schweisskonstruktion mit den glatten Flächen einen geringeren und einfacheren Unterhalt erfordert.

Bei einer Brücke der vorliegenden Spannweite und dazu mit offener Fahrbahn überwiegt der Anteil der Verkehrslasten. Auf eine *ermüdungsgerechte Ausbildung* der Konstruktionsformen muss deshalb besondere Sorgfalt gelegt werden. Die Gurtstäbe (Bild 9) weisen offene I-Querschnitte auf; die Knotenbleche sind in die Gurtstäbe eingeschweisst und in der üblichen Weise ausgerundet. Die Gurtflanschen auf Seite der Füllstäbe sind jedoch in der Mitte geteilt und seitlich an die Stege geschweisst, damit sie ohne Störung über die Knotenbleche durchlaufen können. Man erreicht damit den recht günstigen Kerbfall B nach SIA-Norm 161.

Die Diagonalen bestehen aus halbierten Breitflanschprofilen, welche Rücken gegen Rücken mit HV-Passschrauben zu Rahmenstäben zusammengefügt sind. Auch die Gurtstösse und die Anschlüsse der Füllstäbe sind verschraubt, so dass überall Kerbfall B gilt (brenn geschnittene Kanten).

Bild 9. Untergurtnoten der neuen Vorbrücken



Brückenquerschnitt

Bei den bestehenden Vorbrücken liegen die Oberkanten der Hauptträger, der Querträger und des oberen Windverbandes alle in der gleichen Ebene; die Längsträger sind oberhalb dieser Ebene auf die Querträger gesetzt. Das neue Gleis liegt nun 440 mm tiefer als das alte. Die Längsträger sind deshalb zwischen die Hauptträger-Obergurte abgesenkt und die Querträger entsprechend tiefer gesetzt (Bild 10). Der obere Windverband ist nur noch im Gleisbereich fachwerkartig ausgebildet. Die im Grundriss wegen der Gleiskurve teilweise recht eng ausfallenden Felder zwischen Haupt- und Längsträgern sind durch verbreiterte Obergurtbleche der Hauptträger geschlossen (Bild 11). Wegen der direkten Verbindung Hauptträger/Längsträger entfallen die Dehnungsdifferenzen zwischen diesen Teilen und damit auch die unangenehme Verbiegung der Querträgerflansche. Über den Längsträgern liegen zusätzliche Schwellenträger, welche dem Gleis die richtige Höhenlage und Querneigung geben.

Besondere Aufmerksamkeit verdienen die *Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger* über Kopfplattenanschlüsse und die konstruktiven Mittel, mit welchen den Ermüdungsbeanspruchungen aus den Querträgerformänderungen begegnet wird.

Jeder zweite Querträger gibt seine Auflagerkräfte direkt an die Hauptträger-Knotenbleche der Obergurte ab. Die Knotenbleche können den Auflagerdrehwinkeln der Querträger schadlos folgen; in den Kopfplatten sind keine Momente zu übertragen. Die Hauptträgerpfosten sind kaum beansprucht und deshalb nur an die Unterflansche der Querträger gehängt.

In den übrigen Querträgern müssen die Fahrbahnlasten über die Hauptträger-

pfosten in die Knotenbleche der Untergurte geleitet werden. Hier ist durch die gewählte Ausfachung der Querverbände dafür gesorgt, dass die Querträger sich am Auflager kaum noch verdrehen: Das Anschlussmoment ist praktisch null.

Bauausführung

Alle Arbeiten wurden unter Verkehr bei jeweils eingleisig befahrener Brücke ausgeführt. Alle Geräte und die gesamte Stahlkonstruktion mussten in kleinen Zugspausen des Tag und Nacht fließenden *Bahnverkehrs* von der Station Ausserberg zur Baustelle gefahren und abgeladen werden.

Eine wesentliche Hilfe war der Einsatz eines Pneuokrans von 10 t Tragkraft während der Bauperiode 1983–85. Die Beweglichkeit, Reichweite und Belastbarkeit ermöglichten in dieser Phase eine rationelle Arbeitsweise. In der Schlussphase wurde ein kleiner, selbstgebauter Handkran eingesetzt, der auf den Oberflanschen der Längsträger der bergseitigen Fahrbahn – nach Demontage der Holzschwellen – bewegt werden konnte. Die Verwendung eines Bahnkrans wäre wesentlich umständlicher gewesen, zumal er auf dem Verkehrsgleis hätte zirkulieren müssen, in Anbetracht der erwähnten kleinen Zugspausen kaum tragbar.

Beim Einbau der Verstärkungen musste darauf geachtet werden, dass bei Zugüberfahrt die Sicherheit immer gewährleistet war. Insbesondere beim Wechsel von Verbindungsmitteln war dieser Forderung Rechnung zu tragen.

Neben der Abgeschlossenheit der Baustelle waren die *engen Verhältnisse* für Baustelleninstallationen und Materiallagerplätze ein Problem, das durch kompakte Aufstellung der Baustellen-

baracken, die z.T. übereinander platziert waren, und sorgfältige Ausnutzung der Freiflächen für die Lagerung des Neumaterials wie auch gestaffelte Zufuhr gelöst wurde.

Der zeitliche Ablauf der Verstärkungs- und Ergänzungsarbeiten für den Ausbau der Bietschtalbrücke auf Doppelspur gliederte sich in 3 Abschnitte:

- Die Verstärkung der bestehenden Vorbrücken (1978)
- Die Verstärkung der Bogenkonstruktion, der Einbau der Fahrbahnträger im Bogenriegel sowie die Montage von 2 neuen Vorbrücken von rund 35 m Stützweite (1983-85).
- (nach Inbetriebnahme des neuen Gleises) Die Verstärkung der Fahrbahnkonstruktion des bergseitigen Gleises und der Einbau von Horizontalkraftlagern an den Bogenfüßen (1986).

Verstärkung der bestehenden Vorbrücken (bergseitiges Gleis)

Neben Stabergänzungen waren vor allem Knotenpunkte des Hauptträgerfachwerks und der Verbände zu verstärken. Die Vorbrücken wurden so eingerüstet, dass drei Arbeitsebenen für eine gute Zugänglichkeit zu den Montagestellen entstanden. Im Verlauf der Knotenpunktverstärkungen waren viele Nieten zu entfernen und für das Anbringen von Verstärkungsplatten neu zu setzen. Ein genauer Ablauf wurde festgelegt, da während des Auswechselns bei Zugüberfahrten die Kraftübertragung durch temporäre Elemente (Passdorne) gewährleistet sein musste (Bild 8a). Nieten wurden entfernt, die neuen Verstärkungsteile nach den vorhandenen Löchern angekörrt, gebohrt, die neuen zusammen mit den vorhandenen Löchern aufgerieben, immer im Hin und Her mit der Verbindung durch provisorische Passdorne während der Zugsüberfahrten, bis dann die definitiven Verbindungsmittel eingebaut werden konnten. Insgesamt wurden während dieser Arbeiten rund 2000 Nieten ersetzt und 8000 HV-Passschrauben eingebaut. Die Nietverbindungen wurden dort erneuert, wo in Zusammenwirkung mit bestehenden Nieten ein gleichartiges Formänderungsverhalten erwünscht war. Die BLS verfügte über eine Nietenquiepe, die das heute nahezu ausgestorbene Handwerk des Nietenschlagens noch erstklassig beherrschte (Bild 8c). Die Verstärkung wurde von rund 10 Monteuren in 4½ Monaten bewältigt.

Ausbau auf Doppelspur

Im Frühjahr 1981 begann der Bau der Widerlager bei den Tunnelportalen. Das schwierigste Problem in dieser An-

fangsphase war der Bau eines Gerüstturmes auf den schrägen Bogenbeinen der Stahlbrücke, welcher als Zwischenabstützung einer Dienstbrücke verwendet werden konnte. Diese Dienstbrücke in der Axe des zukünftigen Doppelspurtrasses hatte mehrere Aufgaben zu erfüllen:

- Verbindungsweg für den Bau des östlichen Widerlagers.
- Transport von Ausbruchmaterial aus dem östlichen Bietschtaltunnel zur Kippstelle beim westlichen Widerlager.
- Montage-Piste für die Stahlbauarbeiten.
- Montageabstützung für die neuen Vorbrücken.

Bei der Konstruktion des Gerüstturmes musste insbesondere beachtet werden, dass die Abstützungen nur an den Fachwerkknotenpunkten des Hauptbogens möglich waren, diese jedoch aus geometrischen Gründen nur durch Schrägstützen erreicht werden konnten.

Als der Tunnelausbruch im Herbst 1983 beendet war, wurde die Bietschtalbrücke vollständig eingerüstet, und die Arbeitsgemeinschaft begann zuerst mit der Verstärkung der Stahlkonstruktion, speziell der Windverbände in den schrä-

gen «Bogenbeinen». Auf den alten Vorbrücken wurden gleichzeitig Korrosionsschutzarbeiten in Angriff genommen. Besonders eindrucksvoll war der Bau der neuen Vorbrücken im Jahre 1984 (Bild 12).

Im April wurden die Anstrich- und Verstärkungsarbeiten weitergeführt. Anfang Juni wurde der östliche Teil der Dienstbrücke in der Axe des zweiten Gleises abgebrochen und an ihrer Stelle, jedoch rund 5 m tiefer, eine Montagebrücke für die neue Vorbrücke erstellt. Anfang August konnte die Vorbrücke auf dieser Bühne schrittweise zusammengesetzt und in Richtung Brig eingeschoben werden. In gleicher Weise erfolgte die Montage der westlichen Vorbrücke im Herbst, und dank ausgezeichneter Witterung konnte die Montage Mitte Dezember abgeschlossen werden.

Die Löcher in der Neukonstruktion waren in der Werkstatt fertig aufgerieben worden, so dass auf der Baustelle eine eigentliche Wiedermontage erfolgte und nach Einziehen und Vorspannen der rund 3000 HVP-Schrauben pro Vorbrücke die exakte Form der Fachwerkkonstruktion vorlag. Nach Absetzen auf die Lager wurden Verschiebbahnen und Gerüstbock demontiert. Dank der

Bild 10. Querschnitt der neuen Vorbrücken

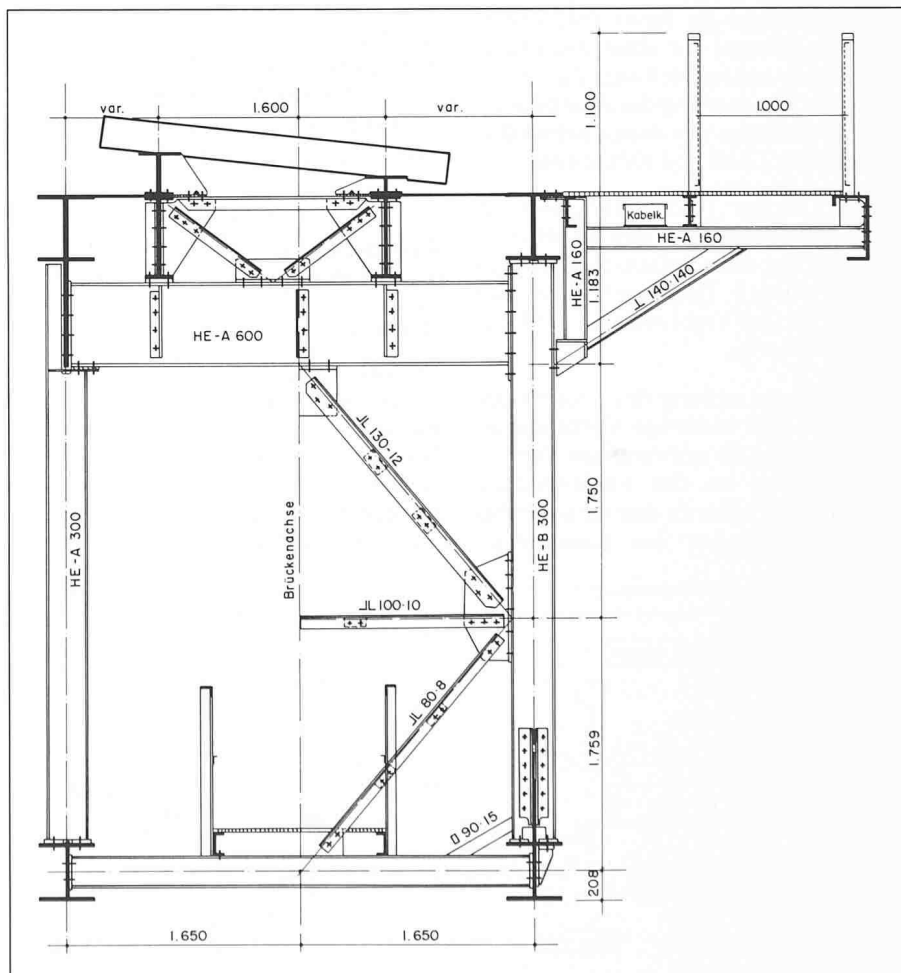




Bild 11. Blick auf die Fahrbahn einer neuen Vorbrücke während der Montage

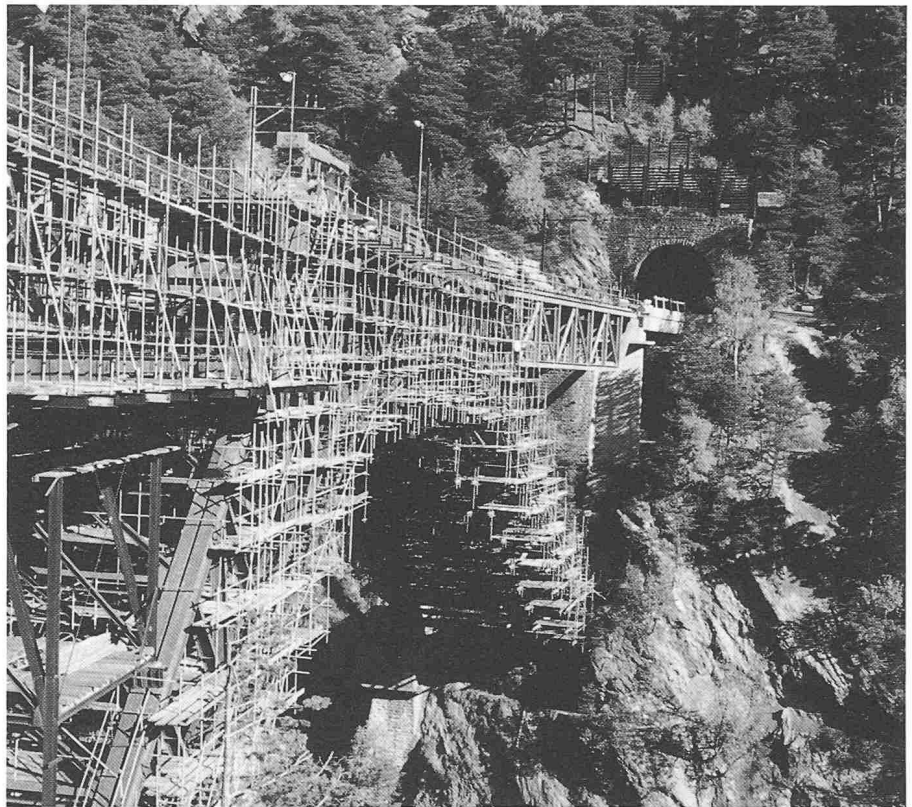


Bild 12. Gesamtübersicht der Baustelle

Vormontage konnte eine Brücke in nur 5 Wochen eingebaut werden.

Nach einer Winterpause wurde die Baustelle Bietschtal im April 1985 erneut eröffnet; diesmal vor allem zur Ergänzung und Instandstellung der Fahrbahn, der Erneuerung des Anstrichs sowie zur Montage der neuen Schwellenbefestigung, Gleis und Fahrleitung.

Am 8. Oktober 1985 konnte nach erfolgreicher Probelastung der Bahnbetrieb auf das neue, talseitige Gleis umgelenkt werden. Insgesamt 15 Monate wurden für die Verbreiterung auf Doppelspur benötigt.

Nach Indienststellung des neuen Gleises wurde das bisherige Verkehrsgleis stillgelegt und die notwendigen Verstärkungsarbeiten an der Fahrbahnkonstruktion wie auch an den darunter liegenden Verbänden des Bogenriegels

vorgenommen. Die Arbeiten begannen im Herbst 1985 und dauerten insgesamt rund 8 Monate. Gleichzeitig abgeschlossen wurden auch die Korrosionsschutzarbeiten. Am 19. September 1986 wurde der Abschnitt Hohtenn-Ausserberg und damit auch die Bietschtalbrücke doppelspurig dem Betrieb übergeben.

Probleme der Verstärkungsarbeiten

Baukosten

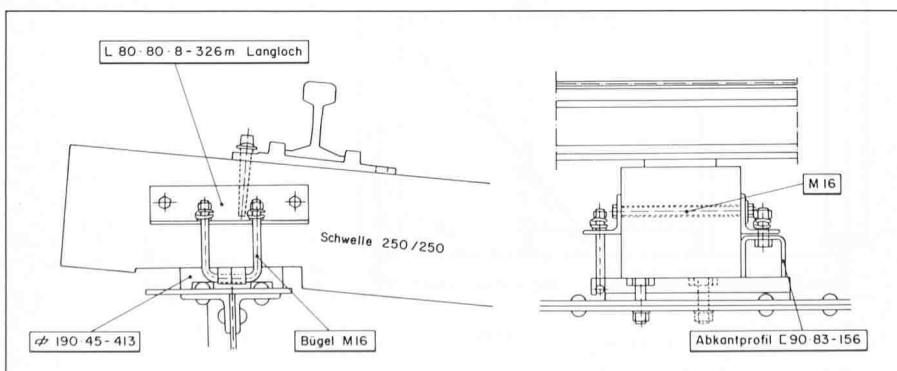
Da die Tragfähigkeit der Bietschtalbrücke weitgehend noch genügte und nur die – allerdings zahlreichen – Verbände Spannungsüberschreitungen zeigten, schätzte man die Kosten für Verstärkung und Ausbau um einiges günstiger als den Neubau einer Bogen-

brücke. Heute muss festgestellt werden, dass mit den Endkosten von rund 7 Mio Franken die Differenz zu einem Neubau wahrscheinlich nicht mehr so gross gewesen wäre. Die Erhaltung eines bedeutenden Bauwerkes schweizerischer Ingenieurkunst und die geringen Behinderungen für den Bahnverkehr rechtfertigen jedoch den ursprünglich getroffenen Entscheid.

Schon aus früheren Erfahrungen war bekannt, dass die Vorhersage des Aufwandes für Verstärkungs- und Instandstellungsarbeiten mit gewissen Unsicherheiten behaftet ist. In den Kostenschätzungen können nur die durch statische Nachrechnung erkannten Verstärkungen genau berücksichtigt werden.

Die Kostenermittlung für das Erstellen der Konstruktionszeichnungen, die Anfertigung der Einzelteile in der Werkstatt, die Baustelleninstallationen und Gerüstungen erfolgten wettbewerbsmässig aufgrund einer Submission. Der Zeitaufwand für das Einfügen von Stahlteilen in die unter Betrieb stehende Brücke unter Berücksichtigung der erschwerten Zugänglichkeit der Baustelle lässt sich jedoch nur schwer abschätzen, weshalb die Montage aufgrund der effektiv geleisteten Arbeitszeit entschädigt wurde. Die Kosten der 10köpfigen Mannschaft betrugen monatlich rund Fr. 100 000.–, womit sich eine zeitliche Ausdehnung der Arbeit besonders stark auswirkt. Im Interesse

Bild 13. Neue Schwellenbefestigung



einer sorgfältigen Arbeit ist jedoch in diesem Fall dieses Abrechnungsverfahren unbedingt zu empfehlen. Die Anforderungen der Baustelle an die Präzision sind kaum geringer als in einer gedeckten Stahlbauwerkstätte.

Mehraufwand

Wie vermutet, kamen im Verlaufe der Arbeiten auch Teile zum Vorschein, die infolge von Schlägen, Witterungseinflüssen oder Zwängungen beschädigt worden waren und *ersetzt* werden mussten. Ein Engpass war oft die Beschaffung hochfester Passschrauben, deren notwendige Länge jeweils zunächst am Objekt gemessen und danach gedreht werden musste.

Das talseitige neue Gleis wurde 44 cm tiefer als das alte gebaut. Damit konnte erreicht werden, dass das Lichtraumprofil der Bahn in den unmittelbar angrenzenden Tunnels durch Sohlenabsenkung grösser ist. Zunächst bestand aus den gleichen Überlegungen auch die Absicht, die bestehenden Schwellenträger durch eine Neukonstruktion zwischen den Querträgern – bei gleichzeitiger *Absenkung des Gleises* um 30 cm – zu ersetzen. Eine Kostenberechnung mit allen Gleis- und Tunnelanpassungen liess jedoch dafür einen Mehraufwand von rund 2 Mio Franken erwarten. Wenn es auch wünschbar gewesen wäre, alles vorzukehren, um im Laufe der Zeit für beide Gleise ein vergrössertes Lichtraumprofil in den Tunnels zu erreichen, so galt es doch, die Verhältnismässigkeit abzuwägen.

Dilatationen auf der Brücke

Die Vorbrücken waren bisher an den Widerlagern unverschieblich gehalten und auf dem zentralen Bogen längsverschieblich abgestützt. Die genieteten Längsträger waren an den Übergangsstellen Bogen-Vorbrücken je auf halbe Höhe eingesattelt und über Gleitplatten längsverschieblich ausgebildet, während die Schienen an diesen Stellen verlaschte Stösse aufwiesen. Die Schläge der Schienenstösse übertrugen sich direkt auf die Längsträger-Dilatationen und vermochten die Niete in diesen empfindlichen Konstruktionsteilen zu lockern. Mit der lückenlosen Verschweissung der Geleise in den 70er Jahren wurden im Bereich der beweglichen Vorbrückenlager Schienenauszüge eingebaut. Innerhalb von zwei Jahren führten die hohen Beanspruchungen, bedingt durch den engen Gleisradius, die Verdrehung zwischen Vorbrücken und Bogen, die unmittelbare Befestigung und den teilweise grossen Schwellenabstand zu besorgniserregenden *Schäden* an den Zungenschienen; die Dilatationsvorrichtungen mussten

wieder ausgebaut werden. Diese Erfahrung führte beim Ausbau dazu, die Vorbrücken am Bogen fest zu lagern und die Schienendilatationen dort wegzulassen. Die Längsträger-Verbindung wird auf dem alten Gleis über ein Gelenk und einen durchlaufenden Schlingerverband bewerkstelligt. Die neue Fahrbahn besteht im Übergangsbereich aus einem durchlaufenden niedrigen Stahlprofil, welches die Direktbelastung aus Radlasten aufnehmen kann, jedoch der Verdrehung zwischen Vorbrücken und Bogen einen möglichst geringen Widerstand entgegensetzt. Die Schienendilatationen können damit ausserhalb der Brücke im Schotterbett montiert werden, womit deren Abnutzung wesentlich verringert wird.

Neue Schwellenbefestigung

Die unmittelbare Schwellenlagerung bei einem Gleisradius von 300 m Radius führte auch zur Überbeanspruchung in der bisher einfachen Schwellenbefestigung mit auf die Längsträger aufgeschweissten Arretierungswinkeln und horizontaler Befestigungsschraube. Da die Auflagerfläche der Schwellen zudem für die Überbrückung der Nietköpfe und die Überhöhung stark bearbeitet war, wurde sie verdrückt. Dadurch war die Gleislage auf der Brücke unbefriedigend und gab zu dauerndem Unterhalt Anlass. Die aufgeschweissten Schwellenbefestigungswinkel an den Längsträgern waren auch wegen eines schlechten Ermüdungsverhaltens unerwünscht. Die alten Längsträger wurden deshalb zunächst auf etwaige Ermüdungsrisse untersucht; allerdings wurden keine schwerwiegenden Schäden festgestellt.

Es wäre wünschbar gewesen, die direkte Schwellenbefestigung aufzugeben

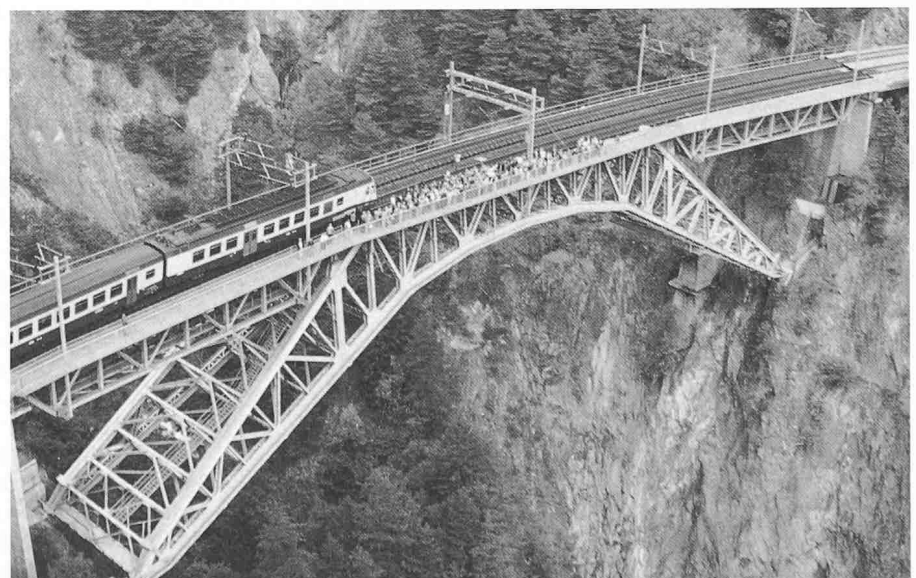
und die Brücke mit einem durchgehenden Schotterbett zu versehen. Im vorliegenden Fall liess die Tragfähigkeit des Haupttragwerkes die entsprechende Gewichtszunahme nicht zu.

Für eine direkte Schwellenbefestigung auf den alten und neuen Stahlträgern wurde ein neues System entwickelt, welches die gegensätzlichen Forderungen der Toleranzausgleichsmöglichkeit und Kraftschlüssigkeit in möglichst einfacher Bauart erfüllt (Bild 13). Um die Nietköpfe bei der bestehenden Längsträgerkonstruktion zu überbrücken, wurden in der Befestigungs-Grundplatte Nuten gefräst. Die Befestigungslöcher mussten mit den vorhandenen Nietlöchern übereinstimmen. Eine Geometeraufnahme vorgängig der Herstellung dieser Elemente ergab eine ausgezeichnete Übereinstimmung der Lochmitten.

Korrosionsschutz

Die Bietschtalbrücke war letztmals vor 40 Jahren gestrichen worden. Der alte Anstrich war bei den gut belüfteten grossflächigen Teilen noch in recht gutem Zustand, wies jedoch in Knotenpunkten und stark gegliederten Stäben Verrostungen auf. Mit den laufenden Stahlbauarbeiten wurde deshalb auch ein Neuanstrich der gesamten Brücke ausgeführt. Für die etwa 20 000 m² Anstrichfläche resultiert daraus ein Kostenaufwand von rund Fr. 700 000.-, Gerüstung nicht eingerechnet! Die Korrosionsschutzarbeiten umfassten zunächst das *Reinigen* und teilweise Entfernen des alten Anstriches mit Hochdruckwasserstrahl und Sandstrahlen der Roststellen, soweit, dass sich ein einwandfreier Haftgrund für den Neuanstrich ergab. Danach war ein zweifacher Grundanstrich aus Leinölbleimennigen mit max. 25% Kunstharz-

Bild 14. Die doppelspurige Bietschtalbrücke: ein Werk, wie es nicht alle Tage vorkommt



anteil von je 50 μ Stärke vorgeschrieben. Abgesehen von der etwas langsamen Trocknung hat sich diese Behandlung bei Anstricherneuerungen auf teilweise noch intaktem Altanstrich als beste Lösung herausgestellt. Als Deckanstrich wurden schliesslich 2x50 μ Glimmerfarbe aufgebracht.

Schlussbemerkung

Mit dem Befahren auf 2 Gleisen wurde die vorausschauende Planung der Erbauer der Bietschtalbrücke im 2. Jahrzehnt unseres Jahrhunderts gekrönt. Zurückblickend darf man die Leistung bewundern, die beim Neubau 1911–1913 mit einfacheren technischen Mitteln als heute erbracht wurde. Der Ausbau des bedeutenden Brückenbauwerks, das nun nach 75 Jahren Betriebs-

dauer mit relativ geringen Verstärkungen weiter seinen Dienst tut, erstreckte sich mit Unterbrüchen über 8 Jahre. Für die Verstärkungen allein wurden rund 23 000 HV-Passschrauben und rund 2000 Nieten eingebaut. Das Gewicht des Verstärkungsmaterials einschliesslich der neuen Fahrbahn- und Gehwegkonstruktionen betrug rund 150 t, das der neuen Vorbrücken rund 230 t. Damit erhöht sich das Brückengewicht von 1000 t aus dem Neubau 1911–1913 auf das neue Gesamtgewicht von rund 1400 t.

Alles in allem erforderte der Ausbau der Bietschtalbrücke auf Doppelspur und zur Aufnahme der eingetretenen Lasterhöhungen bei ständigem Zugverkehr ein Zusammenspiel von Bauleitung, Ingenieur, Bahn- und Montagepersonal, das über das normale Mass bei Bauvorhaben weit hinausgeht. Dass

alle Arbeiten reibungslos und ohne Unfall abliefen, spricht für die gute Zusammenarbeit aller Beteiligten, insbesondere aber die Disziplin und Umsicht der Montagueequipe bei einem Werk, wie es nicht alle Tage vorkommt (Bild 14).

Adressen der Verfasser: Jean Gut, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro, Zürichstrasse 174, 8700 Küsnacht, Helmut Schmitt, dipl. Ing. SIA, c/o Buss AG, 4133 Pratteln, und Urs Graber, dipl. Ing. ETH, c/o BLS, Genfergasse 11, 3001 Bern.

Literatur

- [1] A. Herzog: Der Bietschtal-Viadukt der Lötschbergbahn, «Schweizerische Bauzeitung» vom 19. April 1913.
- [2] L. Tetmajer, Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit, Wien 1901

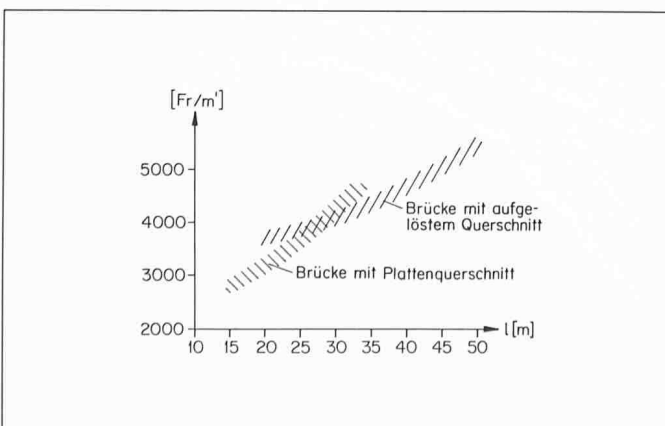
Brückenträger mit Unterspannung

Von Christian Menn, Zürich

Vorbemerkungen

Bei Stahlbetonbrücken bestehen die traditionellen Trägerquerschnitte im Bereich kleiner Spannweiten aus Vollplatten, Plattenbalken und Hohlkasten. Wie aus Bild 1 ersichtlich ist, sind Vollplatten nur bis zu einer Spannweite von ca. 25 m wirtschaftlich. Bei speziellen Lichtraumverhältnissen kann diese Querschnittsform zwar auch noch bei etwas grösseren Spannweiten zweckmässig sein, in der Regel wird man aber auch in diesen Fällen aufgelöste Querschnitte (Plattenbalken oder Hohlkasten) vorziehen und die Schwierigkeiten infolge der Lichtraumverhältnisse durch eine Anpassung der Nivellette oder eine entsprechende Variation der Trägerhöhe umgehen.

Bild 1. Überbaukosten von Brücken mit Plattenquerschnitt und aufgelöstem Querschnitt (Beton, Stahl, Schalung)



Der Kostenunterschied zwischen Trägern mit Plattenbalken oder Hohlkastenquerschnitt ist relativ klein. Wenn die Trägerhöhe in herstellungstechnischer Hinsicht (Ein- und Ausbau der Schalung) ausreichend ist, werden meistens Hohlkastenquerschnitte gewählt, weil sie nebst statischen Vorteilen auch gewisse nutzungs- und unterhaltstechnische Vorteile aufweisen.

Bei kleinen Spannweiten sind für die Festlegung der Dicke der Querschnittselemente selten statische, sondern fast immer konstruktive und ausführungstechnische Überlegungen massgebend. Das bedeutet, dass eine eindeutige Ermittlung dieser Abmessungen nicht gegeben ist. Für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks sind aber die Dicken der Querschnittselemente wichtige Faktoren. Der Korrosionsschutz der Bewehrung ist im wesentlichen abhängig von Dicke und Qualität (Dichtigkeit) der Bewehrungsüberdeckung. Bezüglich Qualität dieser Deckschicht spielen nebst den grundlegenden Betoneigenschaften (Zuschlagstoffe, W/Z-Wert usw.), der Mischdauer und der Nachbehandlung auch die Verarbeitbarkeit und Verarbeitung des Betons sowie die Gesamtoberfläche des Querschnitts eine wichtige Rolle. Vollplatten weisen diesbezüglich eindeutig die günstigsten Voraussetzungen auf. Die schlaffe Bewehrung und insbesondere auch die Spannglieder lassen sich in einem Vollplattenquerschnitt als weitmaschiges Bewehrungsnetz so anordnen, dass die Verarbeitung des Betons in keiner Weise behindert wird. Überdies ist die der Witterung und den Schadstoffeinwirkungen ausgesetzte Querschnittsoberfläche minimal, womit auch das Auftreten von Fehlstellen an der Oberfläche (poröse Stellen oder unzureichende Dicke der Deckschicht) auf ein Minimum reduziert wird.

Aus diesen Gründen wäre es wünschenswert, Vollplattenquerschnitte auch im Spannweitenbereich bis ca. 40 m anzuwenden, zumal dieser Spannweitenbereich sehr häufig vorkommt. Vor allem bei Hangbrücken mit relativ einfachen Fundationsverhältnissen und bei niedrigen Talbrücken (bis ca. 8 m Höhe über Grund) liegt die optimale Spannweite in wirtschaftlicher und ästhetischer Hinsicht meistens bei etwa 35 m. Der im folgenden dargestellte Vorschlag zeigt nun, dass es heute mit Hilfe der Unterspannung durchaus möglich ist, Vollplatten- und gedrungene Plattenbalken-Querschnitte in diesem Spannweitenbereich wirtschaftlich herzustellen.