Birsbrücke Rütihard

Autor(en): **Gisi, Rudolf**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **102 (1984)**

Heft 42

PDF erstellt am: **28.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-75549

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

Birsbrücke Rütihard

Von Rudolf Gisi, Basel

Die Birsbrücke Rütihard ist eine vierspurige Autobahnbrücke des Autobahnzubringers T 18. Diese Strassenverbindung schliesst bei Basel das Birstal an die Nationalstrasse N2/N3 an. Das Brückenbauwerk überspannt im Raume Muttenz/Münchenstein die Birs, ein Fluss mit einer Wassermenge von etwa 1 bis 350 m³/sec. Die Brücke ist 224 m lang und wurde nach dem Taktschiebeverfahren eingebaut. Bei der Projektierung und beim Bau dieses Objektes waren einige nicht alltägliche Probleme zu lösen.

Das Projekt

Das Bauwerk steht in einer schützenswerten Naherholungszone mit Spazierwegen an beiden Flussufern (Bilder 1, 2). Deshalb wurden an *Lärmschutz* und *Ästhetik* besondere Anforderungen gestellt.

Vorgegeben war eine tiefe Nivellette der Autobahn sowie die Forderung nach einem möglichst schlank und elegant wirkenden Brückenkörper. Durch Einbezug der geforderten 2 m hohen Lärmschutzmauer auf dem Mittelstreifen ins Tragsystem liess sich der eigentliche Hohlkasten relativ schlank ausbilden. Der starke Mittelträger des zweizelligen Kastenquerschnittes erleichtert so die ästhetisch vorteilhafte zentrale Abstützung des Oberbaues auf lediglich 4 runden Pfeilern. Zwei dieser Pfeiler stehen im Birslauf, zwei in der Uferböschung. Mit Spannweiten von 40 m/48 m/48 m/48 m/40 m überquert der Brückenüberbau in einem leichten Bogen mit $R = 1250$ m die Birs (Bild 3). Die Fahrbahnübergänge sind senkrecht zur Brückenachse angeordnet. Die Widerlagerbauwerke gleichen den spitzen Winkel zwischen Bauwerk und Flusslauf (etwa 15°) mit einer mehrfach abgewinkelten Konstruktion aus (Bild 4b). Diese sogenannten Anschlussbauwerke führen flussseitig die Brückenkonsole und den 45° geneigten Aussenträger als Auskragung etwa 30 m weiter. Auf den anschliessenden Stützmauern wird der gleiche Brüstungsquerschnitt weitergeführt.

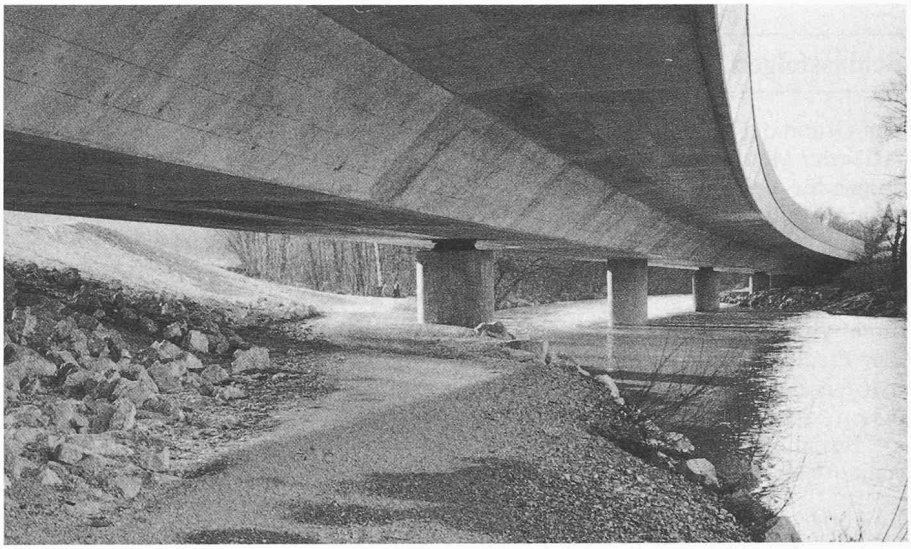


Bild 1. Birs mit Brückenuntersicht. Blickrichtung Widerlager Süd, Seite West

Damit die Brückenuntersicht möglichst ruhig und elegant wirken kann, neigte man die seitlichen Kastenträger 45° und konzipierte die Brückenentwässerung unsichtbar, was auf der Kurveninnenseite eine statisch nicht ungünstige Verdickung der Fahrbahnplatten-Auskragung erforderte (Bild 4a).

Der Brückenoberbau ist längs mit $V_0 = 62$ MN (6200 t) partiell vorgespannt. Dies entspricht einer zentrischen Spannung von 4,3 N/mm² (43 kg/cm²). Die Fahrbahnplatte ist mit 500 kN/m' (50 t/m') auf der Westseite bzw. mit 1000 kN/m' (100 t/m') auf der Ostseite quer vorgespannt.

Bild 2. Produktionsstelle für Taktvorschub. Schnabelbereich und erste Etappe bereits eingeschoben



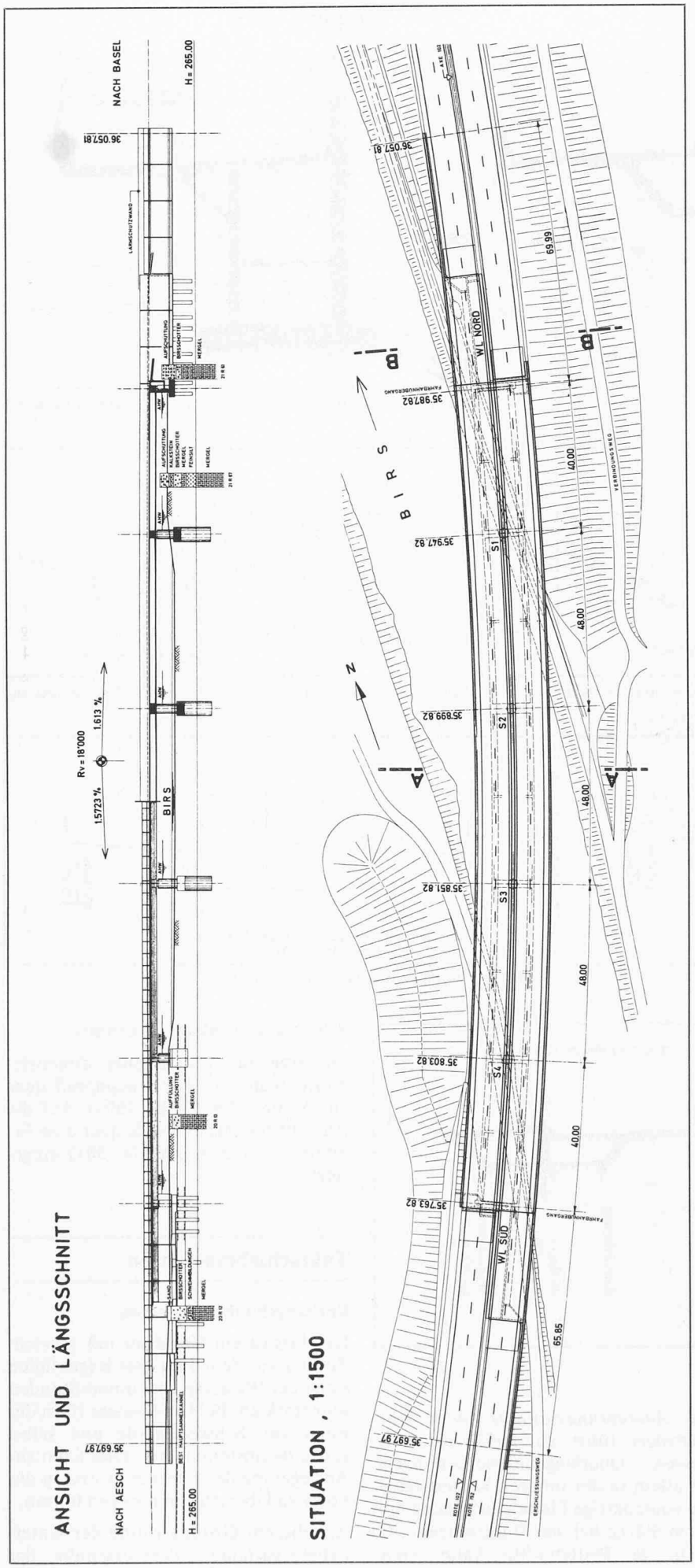


Bild 3. Ansicht, Längsschnitt und Grundriss 1:2000

Bemerkungen zum statisch ungewöhnlichen Brückenquerschnitt

Ohne Feldquerträger

Bei der vorliegenden, nicht alltäglichen Querschnittsform mit einem Mittelhauptträger, der über die Fahrbahn herausragt, können nicht mehr alle Beanspruchungen nach der herkömmlichen Stabstatik ermittelt werden. Die Berechnungen erfolgten teils mit Hilfe der Finiten Elemente (Programm «Nastran»), wo die Biege- und Scheibenspannungszustände berücksichtigt sind.

Vergleichsberechnungen an einem Brückenausschnitt (halbes Innenfeld) haben ergeben, dass selbst bei dieser aussergewöhnlichen Querschnittsform, mit weit auskragenden Konsolen und mit 45° geneigten Aussenträgern, auf Querträger im Feld verzichtet werden kann. Eine Lösung mit einem Feldquerträger zum Beispiel hätte für die untere Platte nur etwa 25% kleinere maximale Beanspruchungen ergeben, wäre aber von der Ausführung her bedeutend aufwendiger gewesen und hätte die Lasten auf Umwegen abgetragen.

Längssinn

Wie die genauere Berechnung an einem Brückenausschnitt ergeben hat, erfolgt der Lastabtrag in Brückenlängsrichtung *über die 3 Hauptträger* auch hier etwa proportional zu den entsprechenden Trägerflächen. Ungefähr 60% der Lasten und damit der Querkräfte übernimmt der Mittelsteg und je etwa 20% übernehmen die schrägen Aussenstege. Im Mittelträger konnten 6 Spannglieder zu 3250 kN (325 t) mit grosser Pfeilhöhe angeordnet werden, um die entsprechenden Lasten abzutragen. Besonders zu beachten sind die Spreizkräfte infolge Kabelumlenkung über den Pfeilern, da hier keine seitlichen Fahrbahnplatten diesen Kräften Widerstand entgegensetzen. Diese Tatsache machte eine enge Querverbügelung mit jeweils rund 100 geschlossenen Bügeln D = 8 mm notwendig.

In Feldmitte verteilen sich die Längsspannungen über den Querschnitt praktisch ideal nach *Navier* (Bild 5). Selbst im Stützenbereich gilt angenähert Navier (Bild 6), wobei sich die σ_x in der untern Platte infolge des grossen ΔQ gegen die Träger hin vergrössern.

Quersinn

Die *Kragmomente der Konsolen* gehen weitgehend in die 45° geneigten Aussenträger. Konsolenlasten erzeugen im Stützenbereich etwa doppelt so grosse Konsol-Querbiegemomente wie in Feldmitte (Bilder 7, 8).

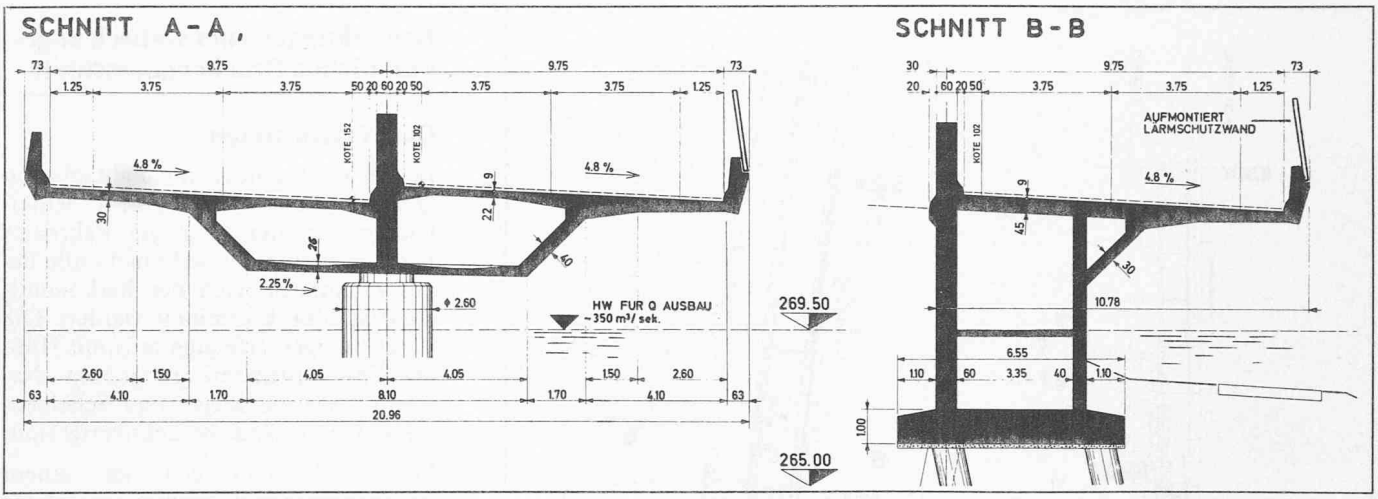


Bild 4a. Brückenquerschnitt (Schnitt A-A)

Bild 4b. Querschnitt durch Anschlussbauwerk (Schnitt B-B), vgl. Bild 3

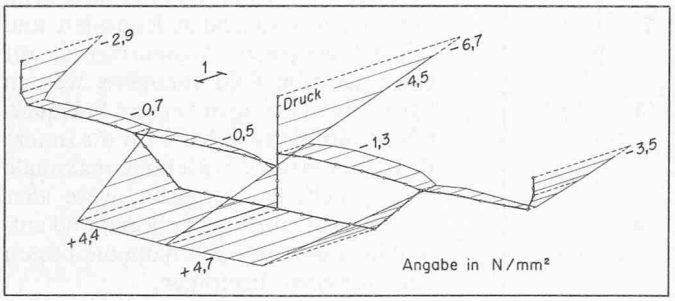


Bild 5. Längsspannungen σ_x in Feldmitte. Lastfall: Eigengewicht und ständige Lasten

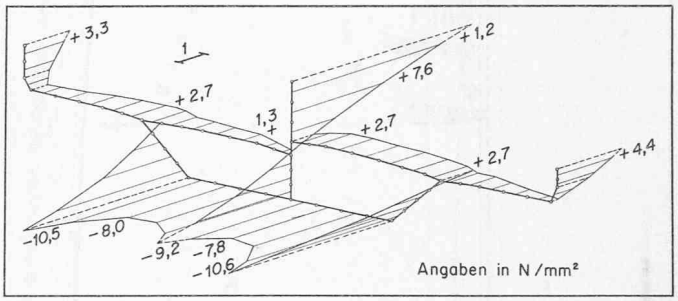


Bild 6. Längsspannungen σ_x im Stützenbereich. Lastfall: Eigengewicht und ständige Lasten

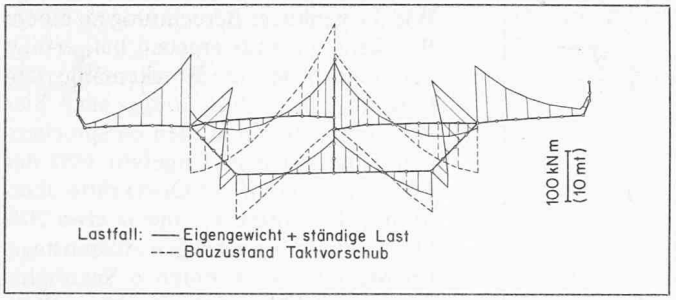


Bild 7. Querbiegemomente m_y in Feldmitte

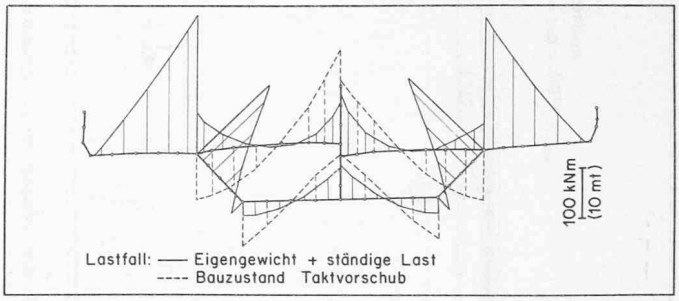


Bild 8. Querbiegemomente m_y in Stützennähe

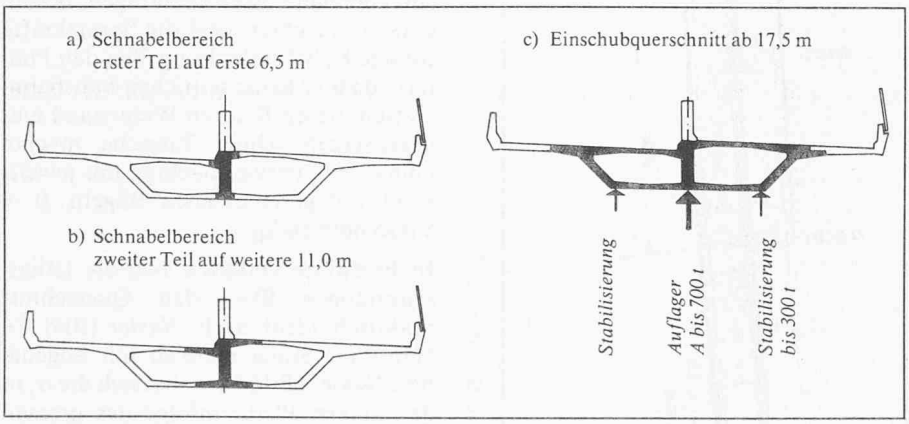


Bild 9. Vorbauschnabel als Brückenteil (Querschnitte)

Durch die Schrägstellung der Aussenlängsträger ergeben sich aus Gleichgewichtsgründen *beträchtliche Normalkräfte* in Querrichtung von bis zu 450 kN/m′ (45 t/m′); Zug in der Fahrbahnplatte und Druck in der untern Kastenplatte.

Die *Ausführungsvariante ohne Feldquerträger* führt zu verhältnismässig grossen Querbiegebeanspruchungen, vor allem in der unteren Kastenplatte. Die voutenartige Plattenausbildung mit 26 cm Stärke bei den Stegansätzen und 16 cm in Plattenmitte kann diese Schnittkräfte jedoch aufnehmen.

Die tragende Mittelmauer dimensionierte man auf *Fahrzeuganprall* quer zur Mauer $P = 600$ kN (60 t). Auf die Aussenbrüstungen wurde quer eine Ersatzlast von $P = 300$ kN (30 t) eingesetzt.

Taktschiebeverfahren

Vorbauschnabel aus Beton

Die *Birs* ist ein Gewässer mit grossem Zufluss aus dem Jura. Bei Regenfällen steigt der Wasserspiegel innert Stunden sehr stark an. Bei Hochwasser führt der Fluss viel Schwemmholz und selbst ganze Baumstämme mit. Dies kann zur Abriegelung des Flussbettes und in der Folge zu Überschwemmungen führen.

Aus diesem Grunde wurde der Unternehmervariante «Taktvorschub» der

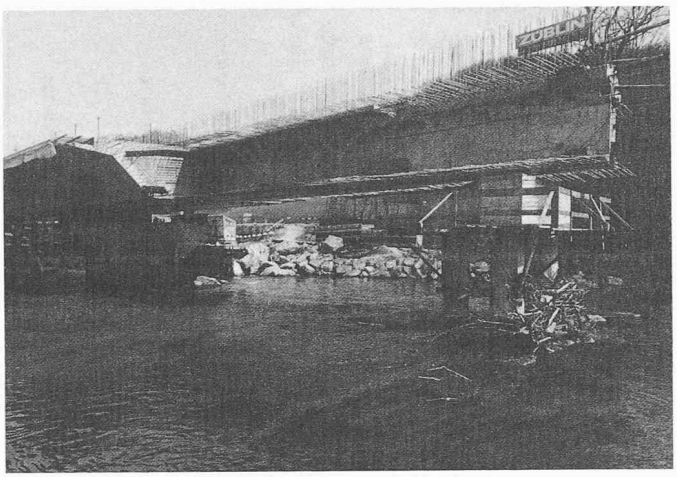


Bild 10. Schnabelbereich zwischen Stütze 2 und Hilfspfeiler 3. Schwemmholz bei Hilfspfeiler 3 infolge Hochwasser

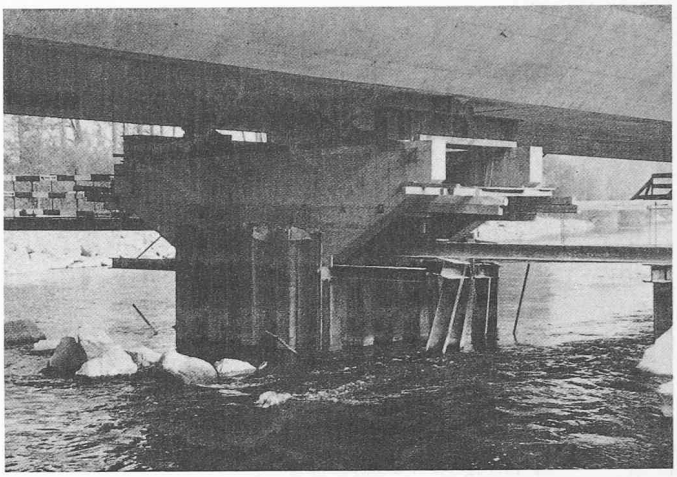


Bild 11. Pfeiler 2 mit provisorischen seitlichen Stabilisierungsstützen

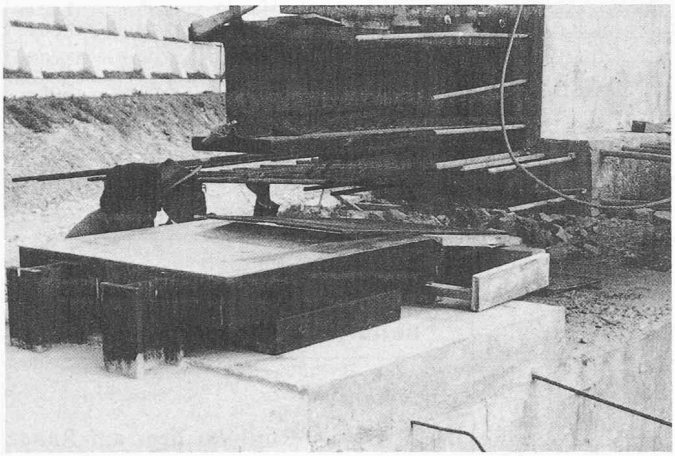


Bild 12. Schnabelspitze vor der Auffahrt auf Hilfspfeiler 4

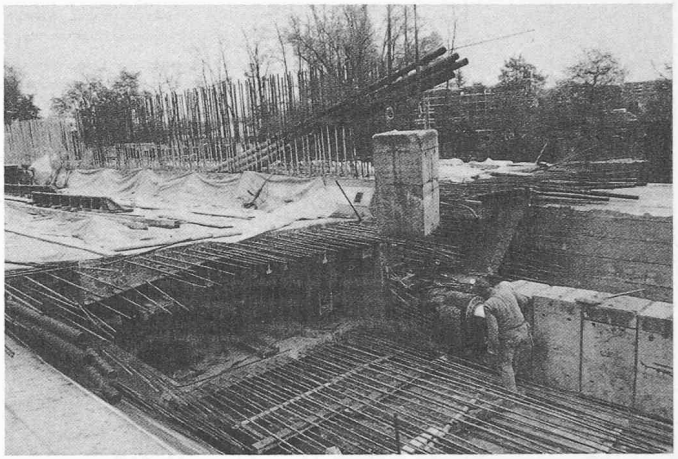


Bild 13. Produktionsstelle Widerlager Nord. Vorschieben mittels einer einzigen Presse (720 t), die am Mittelträger angesetzt ist

Arge Züblin/Meier + Jäggi gegenüber einer konventionellen Lösung mit Lehrgerüsten der Vorzug gegeben. In enger Zusammenarbeit mit dem Projektverfasser führte man eine *erstmals angewandte Variante* des Taktschiebeverfahrens aus:

An Stelle des sonst bei dieser Methode üblichen stählernen Vorbauschnabels wurden *Teile des endgültigen Betonquerschnittes* erstellt: Die vordersten 6,5 m bestanden nur aus dem untern Teil des Mittelsteges, der anschliessend durch Teile der unteren und oberen Hohlkastenplatte zu einem Plattenbalken erweitert wurde und schliesslich nach total 17,5 m zum zweizelligen Hohlkastenquerschnitt überging (Bilder 9, 10). Nach Abschluss des Taktschiebens ergänzte man die fehlenden Teile des Schnabelbereiches sowie die Mittelmauer über der Fahrbahnplatte, um anschliessend parabolisch vorzuspannen. Die seitlich auskragenden Konsolen und Brüstungen wurden vor dem 100%igen Vorspannen mittels Schalwagen angefügt.

Etappenlängen: 12 m/13,5 m
Gewicht Normaletappen: 290 t bis 340 t
zentr. Vorspannung: $\sigma_z = 1{,}4$ N/mm² (14 kg/cm²)
Installierte Pressenkraft: 7,2 MN (725 t)
Verschiebebahn: zentrisch, 60 cm breit
Vorschubquerschnitt: Bilder 9, 10

Vorschub über Hilfspfeiler

Armiert, betoniert, zentrisch vorgespannt und eingeschoben wurden die 18 Etappen in einer festen Fabrikationsstelle auf dem Widerlager Nord im Rhythmus von 2–3 Wochen (Bilder 2, 13). Die parabolische Hauptvorspannung schob man am Schluss in die einbetonierten, verstärkten Hüllrohre ein.

Den Brückenkasten hat man beim Einschieben auf den *endgültigen Pfeilern* und dazwischengesetzten *Hilfsstützen* abgestützt. Bei der Produktionsstelle und beim Pfeiler 2 (Bild 11) wurden Stabilisierungsstützen unter den seitlichen Kastenträgern angeordnet. Das Vorschieben der 18 Etappen erfolgte auf teflonbeschichteten Neopreneplatten (Bild 12) mit einer hydraulischen Presse zentrisch auf die Mittelrippe (Bild 13). Beim Auffahren der Schnabelspitze auf Stützen glich man den Durchhang von 2–3 cm mit etwa 50 t Pressenkraft jeweils aus. Die horizontal und vertikal gekrümmte Brücke erreichte dank präziser Fabrikationsschalung und stetiger Geometriekontrollen zentimetergenau das Widerlager Süd.

Neben den üblichen Lasten wurden für den Einschiebezustand relative Stützensenkungen von 5 mm berücksichtigt, wobei vor allem das differentielle Verhalten zwischen definitiven Pfeilern und Hilfsabstützungen zu beachten war. Die 3beinigen Hilfspfeiler auf Bohrpfählen (D = 90 cm) vermochten jedoch die bis zu 800 t Last ohne nennenswerte Setzungen, mit max. Differenzen von 3 mm, abzutragen.

Statik der Bauzustände

Statisch zeigte sich für die Bauzustände, dass der untere Teil des Mittelträgers infolge des Taktschiebens auf die ganze Länge besonders *stark schubbeansprucht* war und zusätzliche Armierungen (4schnittige Bügel) nötig wurden. Bis zur elften Vorschubetappe (Bild 14) d. h. bis der kastenförmige Einschubquerschnitt die Stabilisierungen beim Pfeiler 2 erreichte, war der ganze Bau-

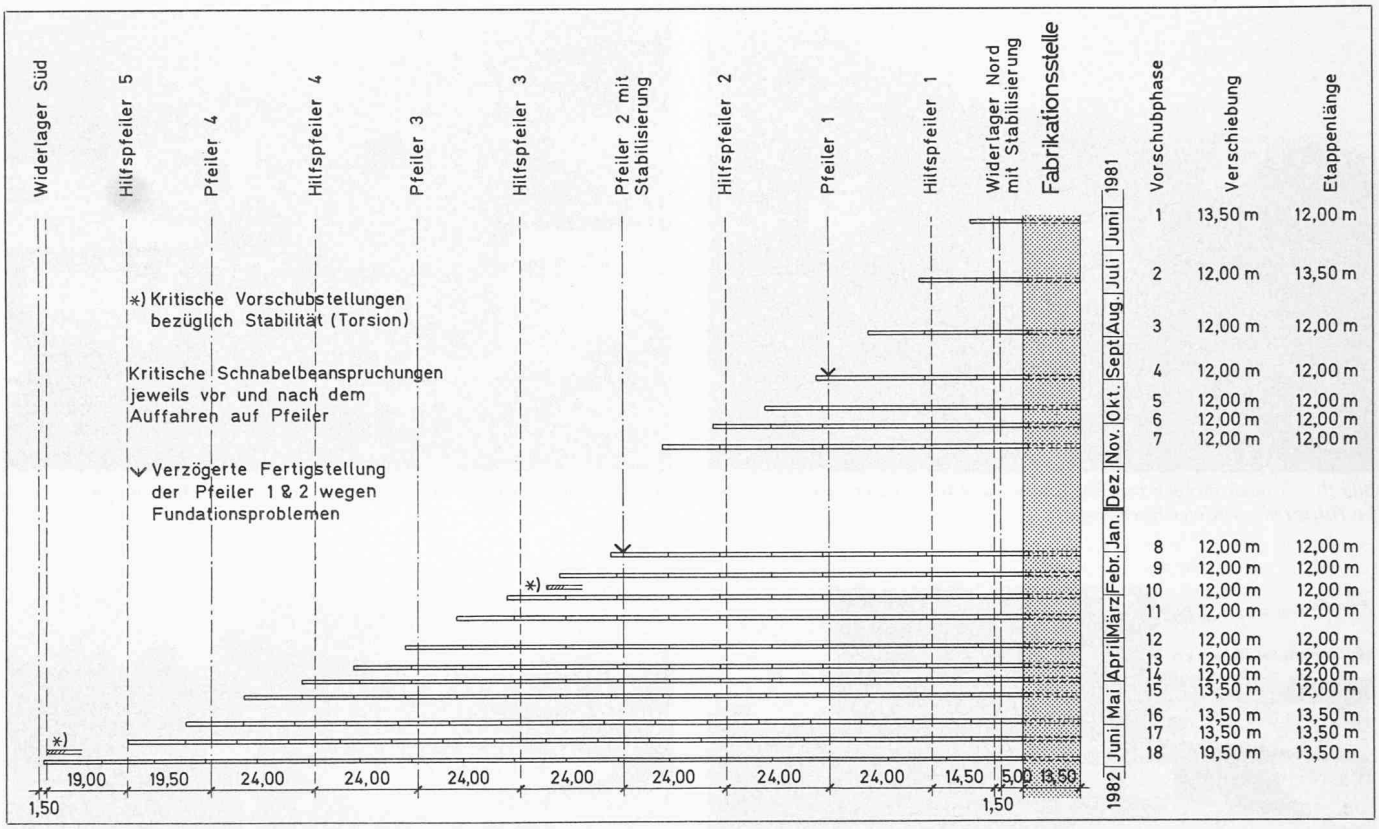


Bild 14. Taktschieben. Vorschubphasen

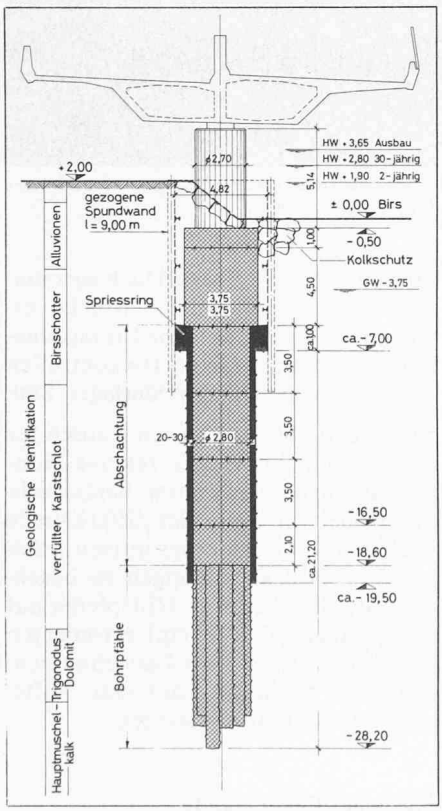


Bild 15 (oben). Pfeiler 1. Querschnitt und Fundation

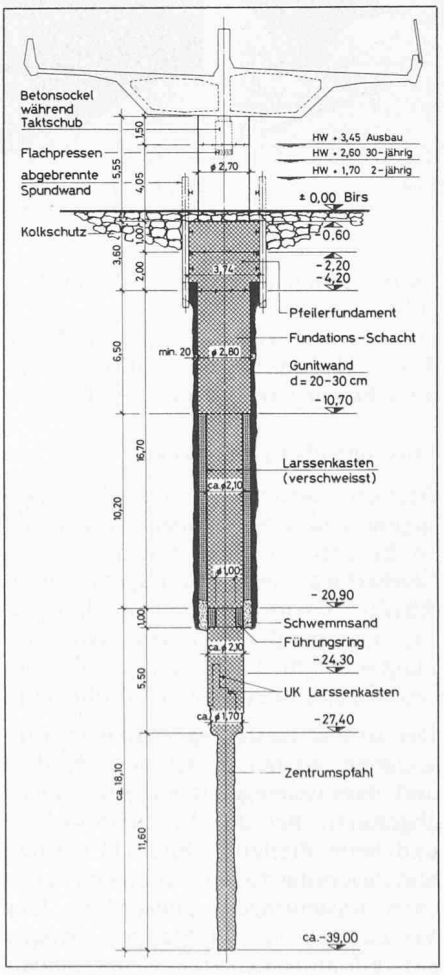


Bild 16 (rechts). Pfeiler 2. Querschnitt und Fundation

körper nur bei der Produktionsstelle gegen Kippen gestützt. Berechnungen mit einem Finiten Element-Modell zeigten die massgebenden Beanspruchungen dieses Bauzustandes auf. Zur Erhaltung der Querschnittsform wurde zuvorderst im Einschubkasten ein provisorischer Querträger angeordnet.

Fundationsprobleme

Untergrund

Das Gebiet Rütihard liegt am Rande des Rheintalgrabens und im Bereich des Adlerhofgewölbes. Die doppelte tektonische Beanspruchung der Gesteine während des Tertiärs (Dehnung der Erdkruste beim Einsenken des Grabens und Stauchung der Sedimentdecke bei der Aufwölbung) führte in Kalken und Dolomiten zu einer *tiefgründigen Verwitterung und Verkarstung*. Die ursprünglich horizontalen Felsschichten wurden steil nach unten abgebogen.

Durch 2–4 m mächtige Auffüllungen, Schotter und Schwemmbildungen der Birs musste jeder Pfeiler in einem andern Untergrund fundiert werden. Problemlos waren die Fundationen Pfeiler 3 und 4, die in Schilfsandstein bzw. Gipskeuper liegen. Zu beachten war hier nur das unterschiedliche Setzungsverhalten. Die Trigonodusdolomite und Hauptmuschelkalke bei den Pfeilern 1 und 2 erwiesen sich als überraschungsreicher. Bei vorgängigen Sondierbohrungen wurde bei Pfeiler 1 ein Karstschlot (eingebrochene Hohlräume) prognostiziert (Bild 15). Das Projekt sah daher bei P 1 und P 2 je eine Fundation mit Grossbohrpfählen vor. Um den Flusslauf während der Ausführung nicht so stark einengen zu müssen, wurde aber die Unternehmervariante «Abschachtung» ausgeführt. Die Fundationssohlen sollten dabei in etwa

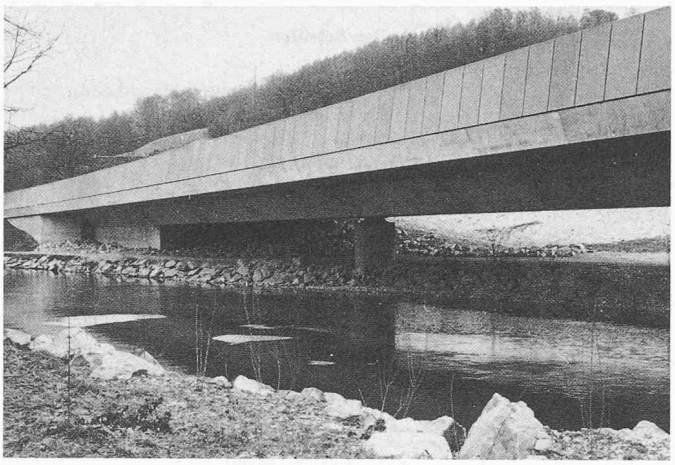


Bild 17. Ansicht Westseite mit Brüstung und Lärmschutzwand. Widerlager Nord

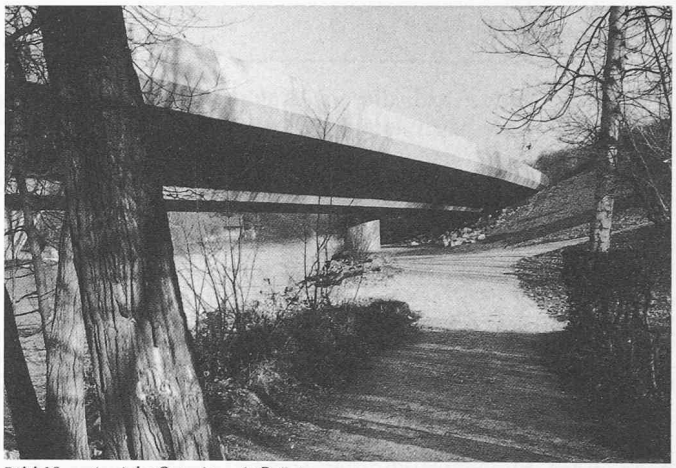


Bild 18. Ansicht Ostseite mit Brüstung

27 m bzw etwa 20 m Tiefe auf kompakten Kalkformationen liegen.

Schwierigkeiten bei Pfeiler 1 und 2

Nach anfänglich guten Arbeitsfortschritten bei den Spundwandkasten und Abschachtungen kam es nach etwa 5 m effektiven Abschachtarbeiten zu *Wassereinbrüchen,* die ein normales Weiterarbeiten unmöglich machten. Man versuchte eine Variante mit Pfahlrost, musste sie aber wegen des unhomogenen Materials wieder aufgeben. Mit schnellabbindendem Spritzmörtel für die Schachtwandung sowie Mörtelinjektionen in stark wasserführende Schichten konnten unter grossem Aufwand in kleinsten Etappen weitere 8 bzw. 12 m abgeteuft werden (Bilder 15, 16). Dann erfolgten massive Wassereinbrüche mit starken Ausschwemmungen von Feinanteilen, die ein Fluten der Schächte erzwangen und ein Umstellen auf andere Methoden erforderten.

Umfangreiche Sondier- und Injektionsbohrungen in der Umgebung der Pfeiler wiesen hin auf ein verzweigtes, kompliziert gebautes, das Gestein schwammartig durchsetzendes Karstsystem, mit kommunizierenden Wasserführungen vor allem im Trigonodusdolomit. Versuche und Abklärungen mit Spezialfirmen brachten keine befriedigende Lösung.

Bei *Pfeiler 1* (Bild 15) waren zu diesem Zeitpunkt noch 8 m bis auf den tragfähigen Hauptmuschelkalk auszuführen. Im rund 20 m tiefen Schacht wurden durch einen betonierten Boden im Kreis 9 Bohrpfähle (D = 60 cm) mittels Rollenmeissel erstellt. Innerhalb dieser *kreisförmig angeordneten Pfahlwand* wurde eine *Zentrumsbohrung* (D = 95 cm) ebenfalls als Pfahl verfüllt. Tiefensondierbohrungen bestätigten hier die relative Kompaktheit des Hauptmuschelkalkes.

Bei *Pfeiler 2* (Bild 16) glaubte man sich näher am Ziel, war man hier doch bis auf 2 m zum Hauptmuschelkalk vorgestossen. Im mittlerweile 22 m tiefen Schacht wollte man im Schutze einer Spundwand die Fundationskote erreichen. Trotz kräftigen Injektionen scheiterte dieses Vorhaben am Wasser- und Schwemmaterialzufluss. Inzwischen ausgeführte Tiefenbohrungen zeigten zudem, dass selbst der Hauptmuschelkalk hier grosse Hohlräume aufwies und erst in etwa 40 m Tiefe kompakter war. So wurde schliesslich noch ein *Zentrumspfahl* (D = 95 cm) bis in eine Tiefe von 40 m erstellt. Der aus Sicherheitsgründen inzwischen verlängerte innere Spundwandschacht wurde ins Tragsystem integriert. Im Bereich dieses Pfeilers sind *zahlreiche Injektionsbohrungen* abgeteuft und mit total rund 90 m³ Sand-Zement-Wasser-Gemisch verpresst worden. Damit sollten ausgeschwemmte Partien gefüllt und spätere Ausschwemmungen vermindert werden. Zusätzlich konnte so dem durch starke Biegmomente beanspruchten Pfeiler sicherer seitlichen Halt gegeben werden. Mittels Ultraschallmessungen wurde die Wirksamkeit der Karstverfüllungen quantitativ kontrolliert. Für abschliessende Untergrundinjektionen sprengte man die Prüfrohre schliesslich noch auf.

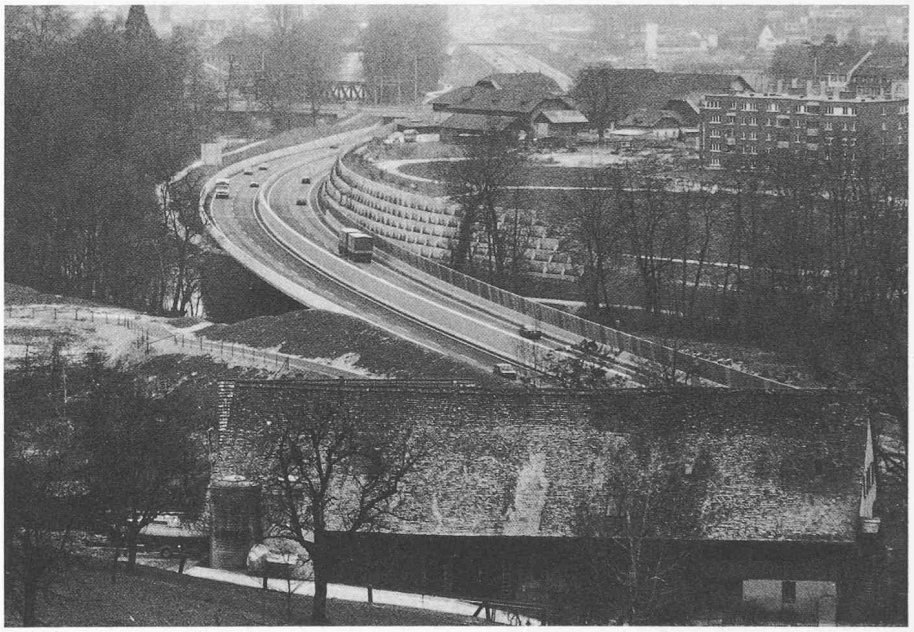


Bild 19. Birsbrücke Rütihard

Mit *fünfmonatiger Verspätung* konnte der Brückenkasten über den fertiggestellten Pfeiler 2 eingeschoben werden, nachdem der Taktvorschub vor diesem Pfeiler eingestellt werden musste. Die nach Einschubende vorgesehene monolithische Verbindung von Pfeiler 2 mit dem Brückenkasten wurde bis nach Rohbaufertigstellung des Überbaues hinausgeschoben, um das Setzungsverhalten der Fundation beobachten zu können. Eingebaute Flachpressen für 20MN (2000 t) hätten es möglich gemacht, unerwartete Setzungen noch auszugleichen. Die Fundationen haben sich in der Zwischenzeit *als sehr stabil* erwiesen. Insbesondere setzten sich die Pfeiler 1 und 2 seit Belastungsbeginn nur um 10 mm.

Lärmschutz

Dem Lärmschutz auf diesem Autobahnstück wurde besondere Beachtung geschenkt. Im Bereich der Birsbrücke musste gegen Osten 1,5 m, gegen Westen 3,0 m sowie auf dem Mittelstreifen 2,0 m hoher Lärmschutz angeordnet werden. Wie schon erwähnt, trägt die *mittlere Wand* als 60 cm dicke Mauer in Längsrichtung voll mit. Eine *Beschichtung aus Synthese-Kautschuk* schützt diesen exponierten wichtigen Bauteil. Von der Ästhetik her waren die äussern Lärmschutzwände problematischer. Anhand eines Modellausschnittes suchte man nach der optimalen Form.

Die östliche, niedrigere Seite wurde als *Betonbrüstung* mit konvex abgewinkelter Aussenseite ausgebildet (Bild 18). Man führte die Brüstung auch über die langen Widerlagermauern weiter, wodurch ein 300 m langes Band entstand, das trotz seiner Höhe von über 2 m sehr schlank wirkt.

Auf der Westseite liess sich eine aufgesetzte *Lärmschutzwand* nicht umgehen. Die Elementwand sollte aber einen möglichst eleganten, ins Bauwerk integrierten Eindruck erwecken. Versuche am Modell führten zur Lösung mit etwa 8° geneigter Lärmschutzwand auf massiver Brüstung. Auf eine Länge von je 8 m stellte man Musterwände, einerseits eine konventionelle Standardlösung mit 50 cm hohen Elementen und anderseits spezielle Grossflächenplatten. Die gewählten *Durisol-Spezialplatten* im Format 1,5 m×2,4 m vermögen am Bauwerk zu überzeugen (Bild 17). Die Platten sind auf der Aussenseite rotbraun eingefärbt und sandgestrahlt. Von aussen sind keine Stützen oder Befestigungselemente sichtbar, was die Wand als *integrierenden Bestandteil der Brücke* erscheinen und als farblich homogenes Band ruhig und elegant wirken lässt.

Adresse des Verfassers: *R. Gisi*, dipl. Ing. ETH, Weiss-Guillod-Gisi, Ingenieure SIA/ASIC, 4002 Basel.

Am Bau Beteiligte

Bauherrschaft:
Baudirektion des Kantons Basel-Landschaft
Oberbauleitung:
Tiefbauamt des Kantons Basel-Landschaft
Gesamtbauleitung T 18:
Jauslin + Stebler, Ingenieure AG, Muttenz
Projekt + Bauleitung:
Weiss-Guillod-Gisi, Ingenieure SIA/ASIC, Basel
Geotechnische Beratung und Baubegleitung:
BBL Baulaboratorium AG, Muttenz; Dr. L. Hauber, Basel
Prüfingenieur:
Prof. Dr. R. Walther, EPFL Lausanne
Bauausführung:
Arbeitsgemeinschaft Rütihard (Ed. Züblin & Cie. AG, Muttenz, Basel; Meier + Jäggi AG, Reinach, Basel)
Vorspannung:
Freyssinet SA, Lausanne; Dywidag Spann-Stahl AG, Hinwil ZH
Lager und Fahrbahnübergänge:
System GHH, H. Stöcklin AG, Küsnacht ZH
Isolation und Beläge:
Aeschlimann AG, Sissach
Lärmschutzwände:
Walo Bertschinger AG, Therwil; Durisol Villmergen AG

Rauchgasentschwefelung

Heizkraftwerk Lichterfelde, Berlin (West)

Die Kraftwerke der BEWAG (Berliner Kraft- und Licht-AG) im relativ dicht besiedelten Stadtgebiet Berlin (West), die alle mit fossilen Brennstoffen betrieben werden, unterstehen der Grossfeuerungsanlagen-Verordnung GFA, deren zulässige Abgaswerte auch für bereits bestehende Anlagen gelten («Schweizer Ingenieur und Architekt», H. 4/84 S.43).
Die im schwerölbefeuerten Heizkraftwerk Lichterfelde 1984 in Betrieb genommene Rauchgasentschwefelung zeigt am praktischen Beispiel, welch umfangreiche und aufwendige Anlagen zum Einhalten der einschneidenden Luftreinhaltevorschriften erforderlich sind.

Das Heizkraftwerk

Die drei Heizkraftwerkblöcke mit je 150 MW Leistung kamen während der Bauzeit von 1970 bis 1974 nacheinander in Betrieb. Das Werk Lichterfelde speist zusammen mit dem kleinen Heizkraftwerk Steglitz das südliche Wärmeverbundnetz Berlins, das eine Reihe von Ämtern, Institutionen und Wohngebiete versorgt, wie z.B. die «Thermometer»-Siedlung (rund 7000 Bewohner) und die Siedlung am Woltmannweg.

Heizkraftwerk Lichterfelde

El. Leistung	3 × 150 MW
Dampfdruck Kesselaustritt	186 bar
Zwischenüberhitzer	46 bar
Dampftemperatur Kesselaustritt	535 °C
Zwischenüberhitzer	535 °C
max. Dampfleistung	3 × 507 t/h
max. Heizleistung der drei Blöcke	698 MJ/s
(wovon Reserve)	279 MJ/s
Stromerzeugung (1982/83)	1 796 084 MWh
Wärmemenge für Stadtheizung	3 152 315 GJ
Verbrauchte Brennstoffmenge (schweres Heizöl, Steinkohlenäquivalent)	622 250 t (SKE)

Die nach heutigem Stand der Technik unwirtschaftliche Auslegung mit kleinen Leistungsblöcken ist durch die Insellage Berlins bedingt: Es führt keine einzige Stromaustauschleitung in die Bundesrepublik oder in die DDR. Das Inselnetz muss alle Anlagestillstände bei Revisionen oder bei Betriebsstörungen und Betriebseinschränkungen zur Einhaltung von Umweltschutzvorschriften (Kühlwassertemperatur und -bedarf, Luftreinhaltung usw.) sowie alle kurzfristigen Belastungsschwankungen in sich selbst auffangen können. Der Schaltwart hat stets den Wetterbericht und die Fernsehprogramme zur Hand: Während der Fussballspielpause am Fernsehen steigt der Leistungsbedarf der Wasserpumpwerke innert Minuten um 40 MW. Die insgesamt acht Werke unterschiedlicher Grösse verfügen über eine Gesamtkapazität von 2251 MW, wovon 1177 MW in Dampfturbinen mit Kohlefeuerung, 493 MW in Dampfturbinen mit Schweröl-feuerung und 581 MW in Gasturbinen mit Leichtölfeuerung (zur Spitzenbedarfsdekkung) erzeugt werden.

Luftverschmutzung

In Berlin (West) erfassen 31 über das Stadtgebiet verteilte Messstellen den SO_2-Gehalt der Luft halbstündlich automatisch. Nach der mathematisch-meteorologischen Modellrechnung der Senatsverwaltung für Gesundheit und Umweltschutz ist die SO_2-Belastung zu etwa 45 Prozent durch die Gebäudeheizung verursacht, zu 35 Prozent durch ausserstädtische Einflüsse und zu je etwa 10 Prozent durch Kraftwerke sowie Industrie und Verkehr.
Der sehr hohe Anteil der Gebäudeheizung an der Gesamtbelastung macht den steten Ausbau der Fernwärmeanlagen zum Ersetzen der vielen Einzelheizungen besonders wichtig. Zur Zeit deckt die BEWAG-Stadtheizung rund 14 Prozent des Gesamtwärmebedarfs von Berlin (West). Der Ausbau des Fernwärmenetzes in den nächsten 25 Jahren soll durch Erdgasbezüge aus der UdSSR ermöglicht werden.

Nachdem schon früher eine gerichtlich bestätigte behördliche Auflage die Reduktion der SO_2-Emission in Lichterfelde von ursprünglich 2375 mg/m³ Rauchgas auf 950 mg/m³ notwendig machte, verlangt die im Juli 1983 in Kraft getretene Grossfeuerungsanlagen-Verordnung die weitere SO_2-Reduktion auf maximal 400 mg/m³ Rauchgas.

Ausser den Luftreinhaltevorschriften waren beim Bau des Heizkraftwerkes in einem