

Der Saanenviadukt bei Gümmenen

Autor(en): **Hauser, Roger**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **95 (1977)**

Heft 41: **ASIC-Sondernummer: Brückenbau**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73469>

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.

– Auftreten von umfangreichen Gleitzonen statt der im allgemeinen erwarteten Grundgleitfläche erfordern die Ausbildung von mehr und zum Teil in Brückenquer- und -längsrichtung geeigneten Gleitrinnen,

werden sich die Gesamtkosten pro m² Brückenfläche auf Fr. 1000.– bis 1100.–/m² erhöhen.

Dies ist unter Berücksichtigung der wohl *einmalig schwierigen Fundationsverhältnisse* ein äusserst günstiger Preis.

Die 1956 bis 1958 erstellte *Weinlandbrücke* in *Andelfingen* (Kanton Zürich) kostete je m² 1047.– damalige Franken. Mit dem Zürcher Baukostenindex umgerechnet ergäbe dies heute Fr. 2521.–/m².

Die *Indexzahlen* betragen laut Statistischem Amt der Stadt Zürich:

1. 8.1957 = 100 Punkte

1.10.1973 = 240.8 Punkte (Zeitpunkt Preisbasis Globalofferte)

Aus diesem Vergleich ist die *gewaltige Baukosten-Senkung im Brückenbau in den letzten 20 Jahren* deutlich ersichtlich.

Der Vergleich mit den Brückenbaukosten in der Bundesrepublik Deutschland zeigt, dass die Erstellungskosten der Brücken in der Schweiz bedeutend tiefer liegen.

Der Aufwand an Arbeitsstunden je m² Brückenfläche betrug vor 20 Jahren 30–45 Std./m² und heute ca. 15 Std./m²

Diese Angaben über Kosten und Aufwand zeigen die ausserordentliche Entwicklung im Brückenbau in den letzten zwei Jahrzehnten. Noch nie wurden Brücken so rationell und gleichzeitig so wirtschaftlich gebaut wie heute. Dies wurde durch folgende Entwicklungen der Brückenbautechnik ermöglicht:

- Genauere Berechnungsmethoden
- Entwicklung besserer Materialqualitäten mit kleinerer Streuung
- Schärfere Erfassung der Sicherheiten, basierend auf den zwei vorgenannten Punkten
- Konstruktive Verbesserungen und Vereinfachungen durch Erfahrung an ausgeführten Objekten sowie durch Messungen und Versuche
- Rationalisierung der Ausführungsmethoden durch Reduktion der Aufwendungen bei den lohnintensiven Arbeiten, vor allem bei Schalung und Lehrgerüst, in unserem Fall durch Taktbauweise von möglichst viel gleichen Feldern mittels Vorschubgerüst.

Im letztgenannten Punkt liegen grosse Möglichkeiten. Damit sie ausgeschöpft werden können, ist eine enge Zusammenarbeit von Projektverfassern und ausführenden Unternehmern notwendig.

In der Schweiz wurden in den letzten Jahrzehnten nahezu alle grösseren Brückenobjekte durch Projektwettbewerb, Submissionswettbewerb oder zweistufigen Wettbewerb vergeben. Die sehr scharfe Konkurrenz zwingt Ingenieure und Unternehmer zur äussersten Rationalisierung, wobei die Projekte der jeweiligen Preisentwicklung angepasst werden müssen.

Beteiligte

Oberaufsicht: Eidgenössisches Amt für Strassen- und Flussbau (ASF), Bern

Bauherr: Baudirektion des Kantons Nidwalden
Regierungsrat B. Leuthold, Stans
alt Regierungsrat A. Albrecht, Buochs
(bis Wettbewerbsabschluss)
Kantonsingenieur B. Boffo, Stans

Bauleitung: J. Tgetgel, dipl. Ing., Scuol/Basel
U.M. Eggstein, dipl. Ing., Luzern

Experten: Prof. C. Menn, Chur
Prof. R. Mengis, Luzern
Dr. T.R. Schneider, Uerikon
W. Kollros, dipl. Ing., Luzern

Ingenieure: D.J. Bänziger, dipl. Ing. ETH, Zürich + Buochs (SG),
Federführung Ingenieure.
Mitarbeiter: H. Huber, Zürich
A.J. Köppel, Buochs (SG)
P. Tobler, Buochs (SG)
K. Aeberli, Bauing. HTL, Buochs (NW)
Werffeli + Winkler, dipl. Ing. ETH, Effretikon (ZH)
Mitarbeiter: U. Pflughard, Effretikon
H. Moretti, Effretikon
U. Vollenweider, Dr. Ing. ETH, Zürich
Mitarbeiter: U. von Matt, Zürich

Unternehmungen: Spaltenstein AG, Hoch- und Tiefbau (Zürich), Federführung und technische Leitung
Bless Bauunternehmung AG (Zürich), Kaufmännische Leitung
Stamm Bauunternehmung AG, Basel
Peikert Bau AG, Zug
Element AG, Bern
Achermann + Würsch AG, Emmetten
Bürgi AG, Hergiswil
Felber Bauunternehmung AG, Oberdorf
AG Franz Murer, Beckenried
AG Robert Achermann, Ennetbürgen
SPAG, Schnyder, Plüss AG, Rozloch

Adresse des Verfassers: *D.J. Bänziger*, dipl. Ing. ETH/SIA, Berater Ing. ASIC, Engimattstrasse 11, Postfach, 8027 Zürich.

Der Saaneviadukt bei Gümmenen

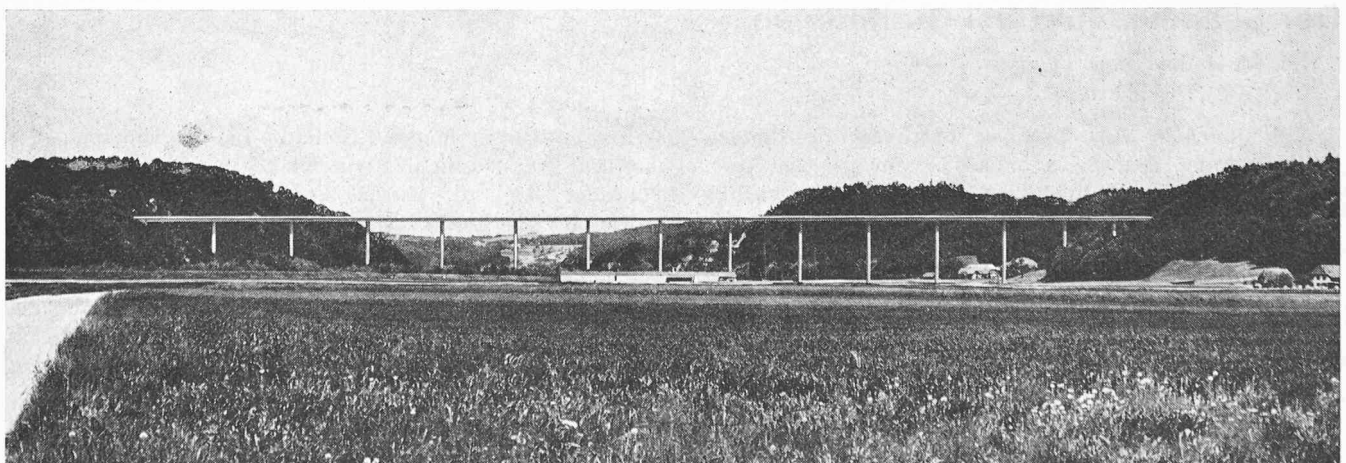
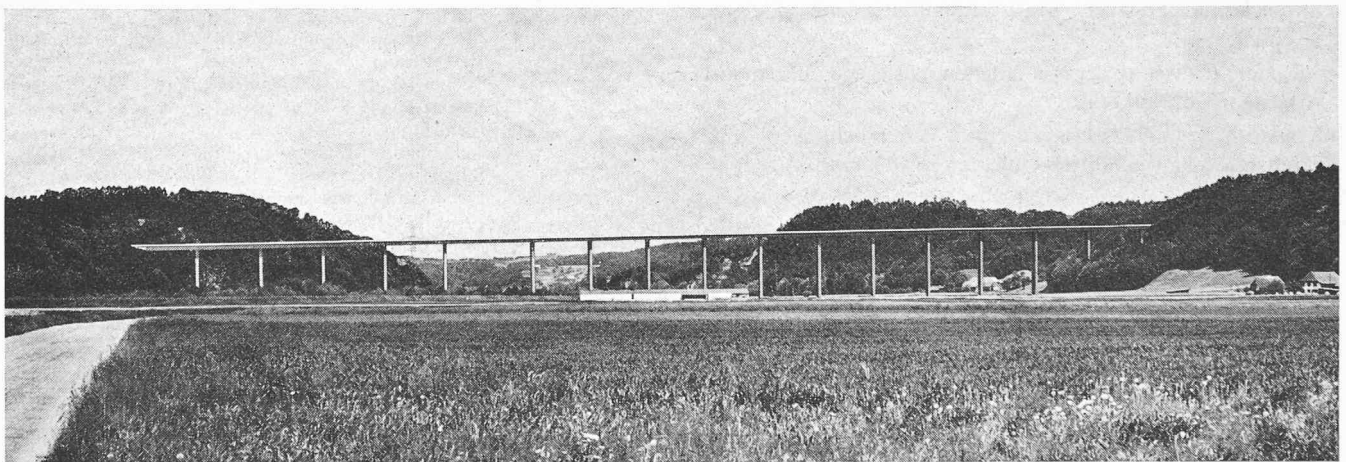
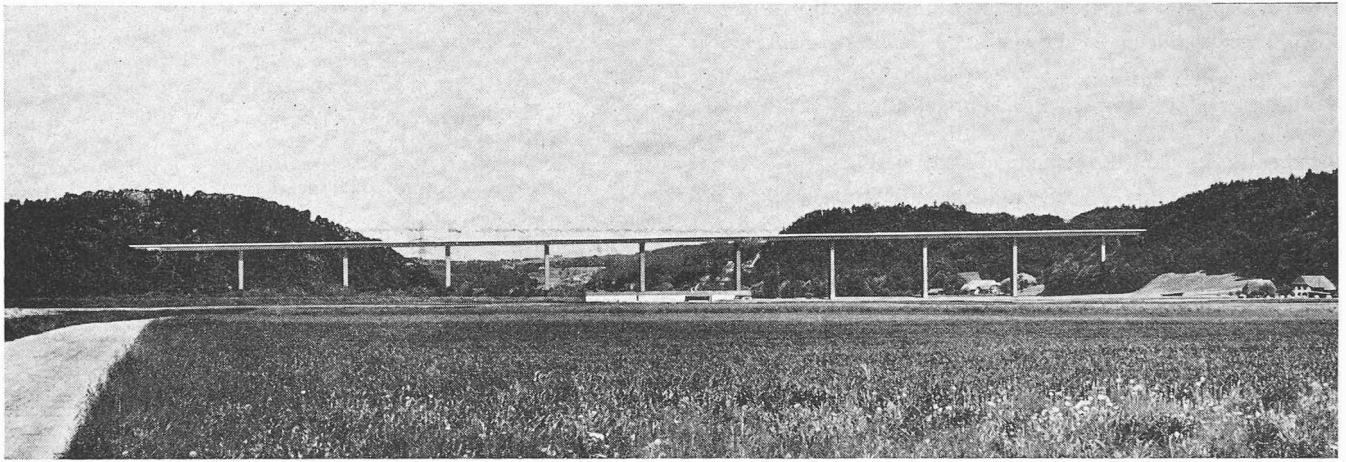
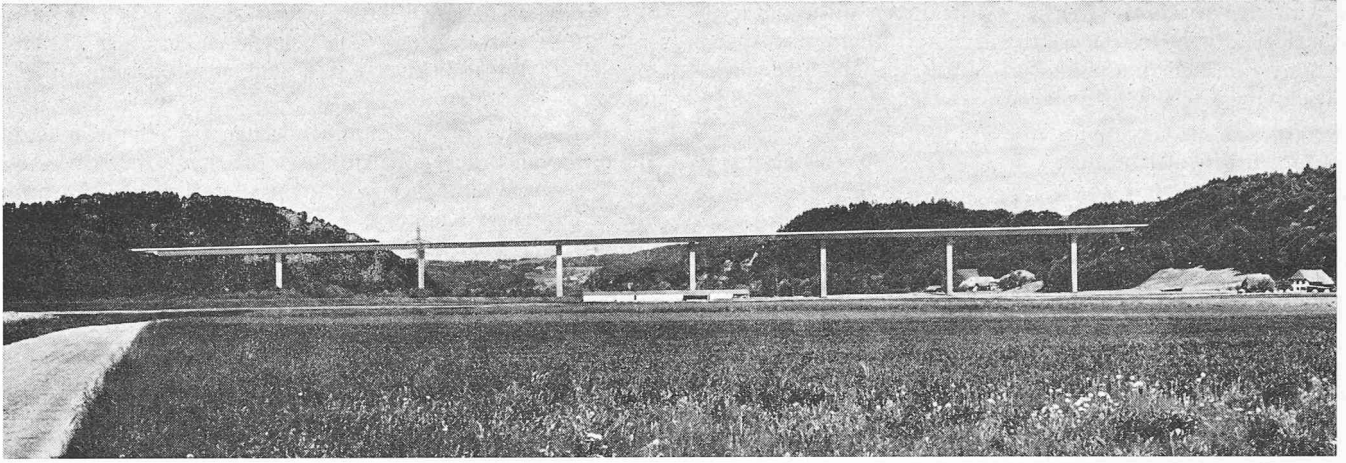
Von Roger Hauser, Bern

Im *Abschnitt Bern–Lausanne* überquert die *Nationalstrasse N1* das Saanetal unterhalb Gümmenens auf einem ungefähr 850 m langen Viadukt. Als eines der grösseren Brückenbauwerke im Raume Bern hat der Saaneviadukt eine ziemlich bewegte Vorgeschichte.

Vorgeschichte

Nachdem das Autobahnamt des Kantons Bern, als Bauherrschaft, eine tiefer liegende, über einen Damm in der Talsohle verlaufende Variante fallengelassen hatte, nahmen 1971 die Projektverfasser die Studien für einen Viadukt in Angriff. Dem Vergleich möglicher Varianten wurden Kriterien der

Wirtschaftlichkeit in der Erstellung und im Unterhalt, der konstruktiven Ausbildung und der Dauerhaftigkeit, der Ausführungsrisiken, der Bauzeit sowie der Ästhetik zugrunde gelegt. Bei der hohen Lage der Fahrbahn über der Talsohle (50–60 m) wurde von Beginn an dem Lehrgerüst und der Art der Bauausführung hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit grösste Bedeutung beigemessen. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit, der Unterhaltsanfälligkeit und der damaligen Konkurrenzfähigkeit der Materialien fiel die Wahl des Baustoffes auf *vorgespannten Beton*. In Anbetracht der abgelegenen Lage der Talquerung war es angemessen, der Wirtschaftlichkeit gegenüber der Ästhetik den Vorrang zu geben, um so mehr als



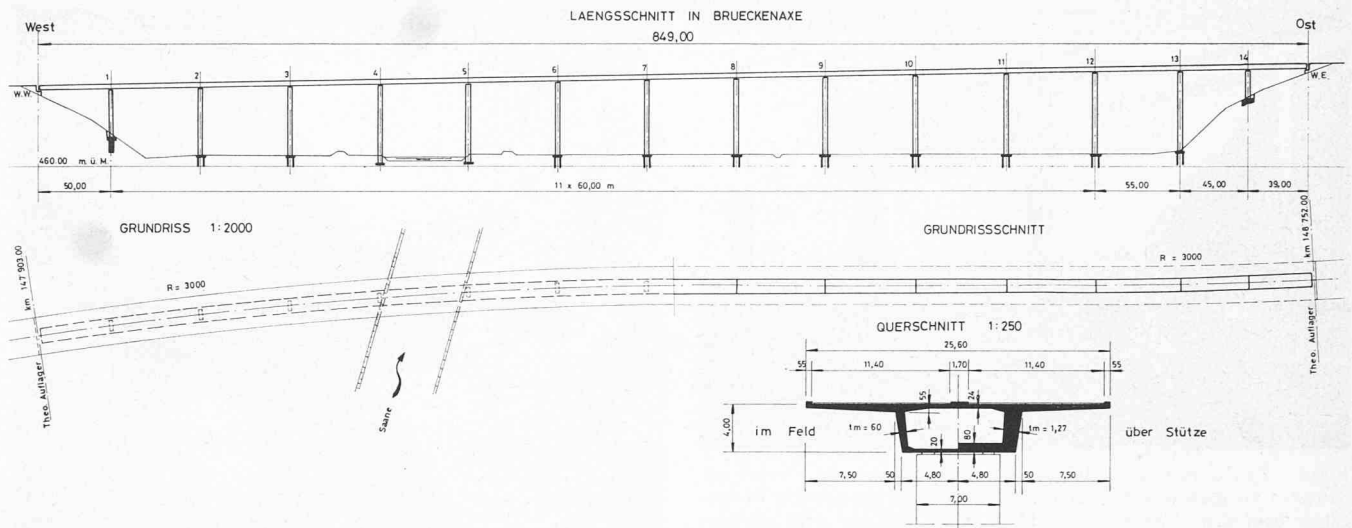


Bild 5. Längs- und Querschnitt

der Begriff der Ästhetik wandelbar ist, und konstruktiv durchdachte Lösungen in der Regel ansprechend bleiben; zudem darf hohe Ästhetik nicht mit der Forderung nach grossen Spannweiten gleichgesetzt werden.

In einem *ersten Variantenstudium* wurden drei Möglichkeiten, d. h. lange (114 m), mittlere (85 m) und kurze Spannweiten, die letzten mit einer 70-m-Spannweite über der Saane, nach obigen Kriterien verglichen (siehe Photomontage, Bild 1 bis 3). Dabei hatten die Spannweiten die topographischen und geologischen Randbedingungen zu erfüllen. Auf Grund von Unternehmerofferten ergab ein eingehender Kostenvergleich 100% für die kurzen, 123% für die mittleren und ca. 150% für die grossen Spannweiten. Die Untersuchung zeigte auch deutlich eine *nicht kontinuierliche Kosten-Spannweitenfunktion*, d. h. einen markanten Sprung von rund 20% bei ca. 50 m, dort nämlich, wo die konventionelle Verwendung von Gerüsten für den feldweisen Vorbau unmöglich wird. In ästhetischer Hinsicht konnten die mittleren Spannweiten als die ausgeglichene und ansprechendste Lösung, die grossen Spannweiten jedoch als schwerfällig bezeichnet werden. Die kurzen Spannweiten wirkten leicht und unauffällig und konnten, auch ohne Berücksichtigung der wirtschaftlichen Vorteile als gute Lösung gelten.

Auf Grund dieser Vergleiche entschloss sich die Bauherrschaft für die *kurzen Spannweiten*. Kurz vor dem Eingabetermin der sich bereits in Ausschreibung befindlichen Gerüstofferte erhob die *Eidgenössische Natur- und Heimatschutzkommission (ENHK) Einsprache*. Um die Kostenfolgen der Forderung der ENHK nach grösseren Spannweiten, d. h. 80 m, genauer ermitteln zu können, drängten sich detaillierte Kostenvergleiche auf. Das Ergebnis blieb jedoch dasselbe wie in den ersten Vergleichen. In den darauf folgenden Verhandlungen kristallisierte sich ein gut schweizerischer Kompromiss mit Spannweiten von 60 m (siehe Bild 4) heraus; diese Lösung ist ästhetisch sicher befriedigender als die mit den kurzen Spannweiten, indem sie gleichmässiger und ausgewogener wirkt, hingegen bedingt sie *Mehrkosten von rund einer Million Franken*. In technischer Hinsicht war klar, dass die 60-m-Spannweiten beträchtliche, zusätzliche Schwierigkeiten be-

deuteten, dass jedoch eine Ausführung trotzdem im feldweisen Vorbau möglich war. Die Ausschreibung für das ganze Projekt inkl. Pfählungsarbeiten, Vorspannung und Entwässerung wurden anfangs 1973 so gestaltet, dass die Unternehmer anhand sehr strikter Vorschriften über die Spannweiten und den Längsschnitt ganz allgemein, eigene Varianten offerieren konnten. Dank der straffen Randbedingungen waren die eingegangenen Varianten auch wirklich vergleichbar und ergaben in der Reihenfolge der Erstellungskosten ein interessantes Resultat (Tabelle 1).

Beschreibung des Projektes

Die Saane hat sich im Bereich des Viaduktes ziemlich tief in die untere Süsswassermolasse eingeschnitten. Die Molasse bildet überall die Felsunterlage, die in der Talebene mit alluvialen Anschwemmungen und in den Talflanken mit Gehängeschutt überdeckt ist.

Ausser den Pfeilern beidseitig der Saane, die flach fundiert sind, zeigten sich *Pfahlfundationen* infolge des hohen Grundwasserspiegels als wirtschaftlichste Lösung für die Talpfeiler. Jede Fundation besteht aus 12 Ortbeton-Bohrpfählen (\varnothing 120 cm) mit einer mittleren Länge von ca. 6 m. Der Pfeiler in der westlichen Talflanke steht auf einem massiven Schacht von 4 m Durchmesser, der bis auf das Felsniveau in der Talsohle reicht; zusätzlich ist der Pfeilerfuss horizontal mit Felsankern gesichert. Der Pfeiler in der östlichen Talflanke sowie beide Widerlager sind flach fundiert, wobei das westliche Widerlager horizontal mit Felsankern verankert ist.

Tab. 1 Vergleich der Unternehmervarianten

Projekt	Gesamtbaukosten
1. Variante mit dreistegigem Hohlkasten (mit ausländischem Vorfahrgerüst)	100%
2. Offizielles Projekt, <i>effektiv ausgeführt</i> (Arbeitsgemeinschaft Frutiger-Söhne AG, H. Hatt-Haller AG, Schafir + Mugglin AG)	101%
3. Variante mit Rippenplatte	103%
4. Elementvariante I	105%
5. Elementvariante II	109%
6. Stahlvariante I	110%
7. Stahlvariante II	118%
8. Taktstübevariante	119%

Bild 1—4 (gegenüberliegende Seite, von oben nach unten)

Photomontage der grossen Spannweiten (114 m)
 Photomontage der mittleren Spannweiten (85 m)
 Photomontage der kurzen Spannweiten (47,5 m)
 Photomontage des ausgeführten Projekts (60 m)

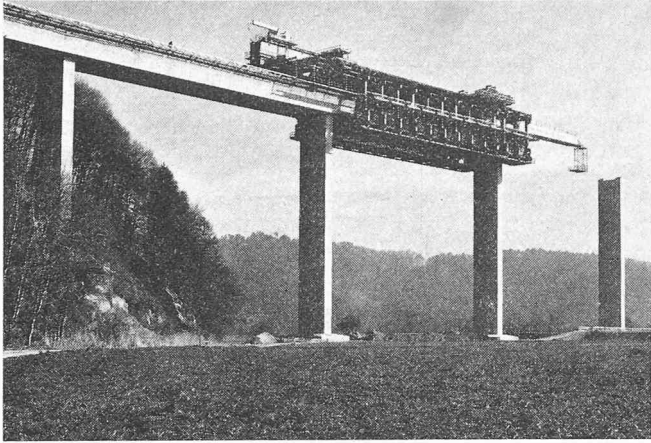


Bild 6. Das Gerüst für feldweisen Vorbau steht in Feld 3 bereit zur Vorfahrt ins nächste Feld, aufgelagert auf bereits betoniertem Kastenträger über dem 2. Pfeiler v. l., 12 m davor und auf dem nächsten Pfeiler

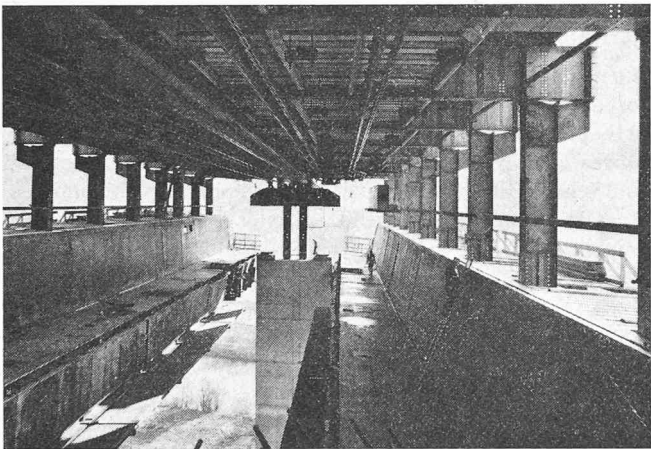


Bild 7. Das Gerüst steht kurz vor der Vollendung der Vorfahrt ins neue Feld. Das Stützenpaar auf dem freien Pfeiler wurde aus der vorhergehenden Stellung am Vorbauschnabel hängend in die hier gezeigte Stellung verschoben, um den neuen, vordern Stützpunkt zu bilden. Der Trogboden ist zum Teil nach unten geklappt, die ganze Schalung in zwei Hälften je seitlich ausgeschoben, um die Vorbeifahrt am Pfeiler zu gestatten.

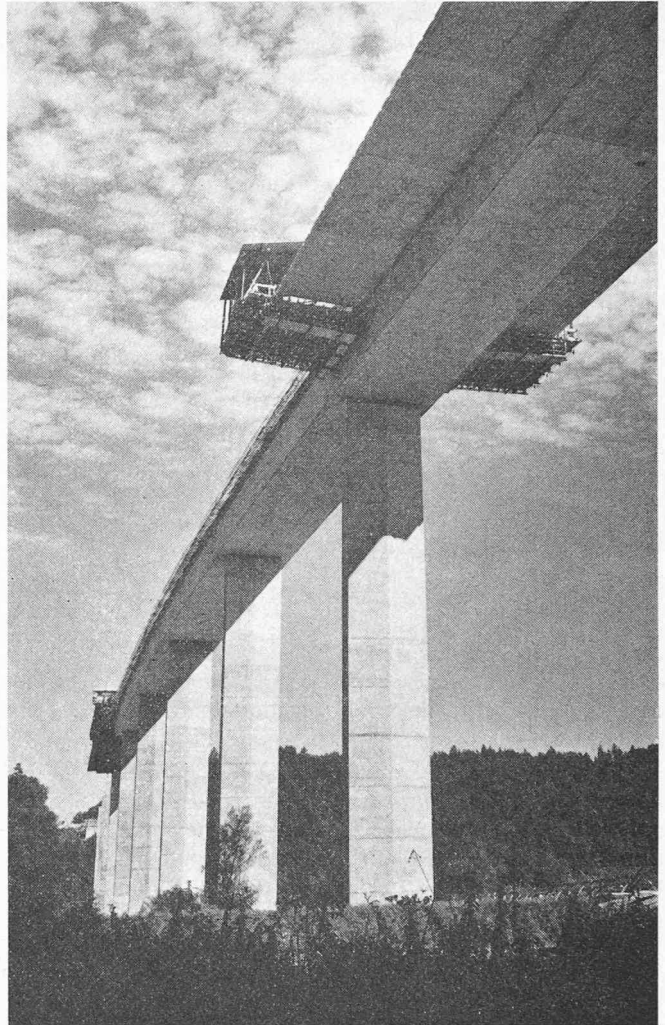
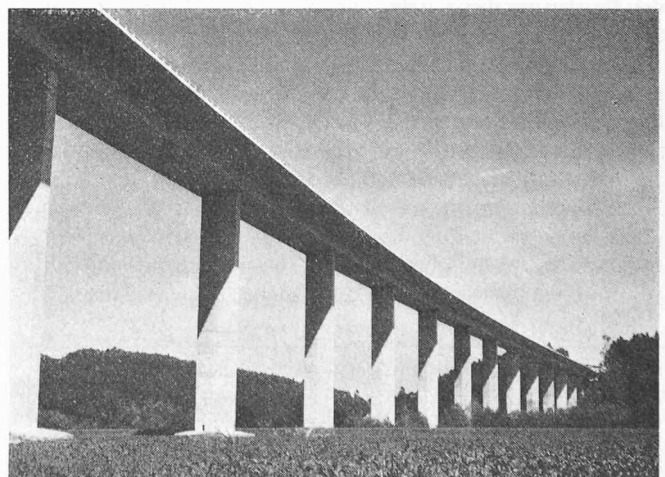


Bild 9. Der rund vier Felder hinter dem Hauptgerüst folgende Nachlaufwagen erstellt die 7,5 m auskragenden Platten in Etappen von 12 m Längen

Bild 8 (links). Das Gerüst steht im Feld 13, unmittelbar nach dem Absenken, seitlichen Ausschieben und Hinunterklappen der Schalung. Der hundert Prozent vorgespannte Kastenträger ist bereit zur Aufnahme der grossen Gerüstlasten

Bild 10 (unten). Saaneviadukt, Widerlager West und Pfeiler 1 in der über hundert Prozent steilen Talflanke



Die Pfeiler, 47 m bis 53 m hoch, als Hohlkasten mit einer Wandstärke von 30 cm ausgebildet, wurden mit *Kletterschalungen* von 4 m Schusshöhe ausgeführt.

Der Überbau besteht aus einem vorgespannten, über 15 Felder (849 m) durchlaufenden *Hohlkastenträger*. Die Lagerung des Trägers ist auf den Widerlagern längs und auf den Randpfeilern allseitig verschieblich; auf den Talpfeilern sind unverschiebliche Kipplager angeordnet, ausser auf den mittleren fünf, die monolithisch mit dem Überbau verbunden sind.

In Hinsicht auf die zwangsläufige Anwendung irgendeines Vorbaugerüsts wurde der 4 m hohe Hohlkasten (siehe Bild 5) möglichst schmal gestaltet (10 m), was Konsolplatten von 7,5 m Auskragung ergab. Die teilweise Vorspannung in Längs- und Querrichtung ermöglichte die relativ leichte Querschnittsgestaltung, die in Hinsicht auf den feldweisen Vorbau wünschenswert war.

Getrennt von der im Kasteninnern zusammengefassten *Brückenentwässerung* führt von Osten her die Abschnittsentwässerung in einem Rohr, \varnothing 800 mm, bis zum Pfeiler am Saaneufer. Dort wird das Wasser (bis max. 2 m³/s) beschleunigt und durch eine Spirale in eine rotierende Bewegung versetzt, worauf es spindelförmig an der Wandung des Fallschachtes entlang abstürzt. Die Energie wird in der Toskammer im Fusse des Pfeilers vernichtet, so dass das Wasser ruhig in die Saane eingeleitet werden kann.

Bauvorgang

Der Überbau wurde im feldweisen Vorbau mit dem Gerüst erstellt, das mit kleineren Spannweiten an der N2 bei Sissach und an der Sihlhochstrasse in Zürich verwendet worden ist.

Um die-60-m Spannweiten mit diesem obenliegenden Vorbaugerüst zu erstellen, musste der Querschnitt etappenweise, d.h. aufgeteilt in Trog, Kastendecke und Konsolplatten ausgeführt werden. Zuerst wurde der Trog in zwei Längsetappen betoniert. Zum Vermeiden von Schwindrissen in der Arbeitsfuge und in der Koppelfuge (im Fünftelspannungspunkt) wurde am Tag nach Betonierschluss 20% der Längsvorspannung aufgebracht. In einer zweiten Etappe kam die Kastendecke in einem Guss zur Ausführung, wobei das Frischbetongewicht

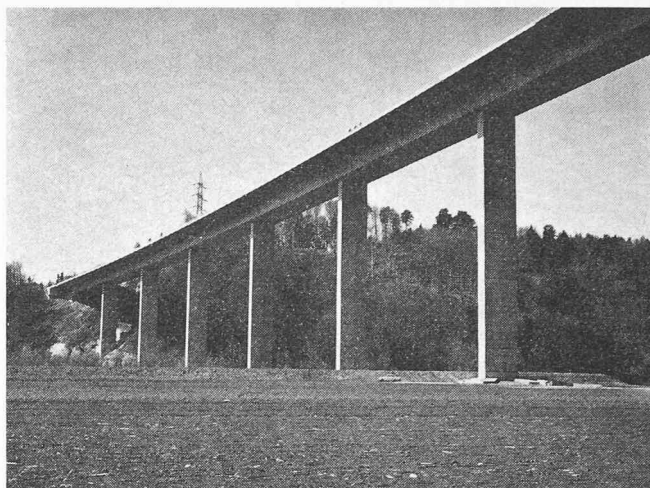


Bild 11. Saaneviadukt kurz vor der Fertigstellung (Blickrichtung Bern)

durch das Gerüst und dem 100% vorgespannten Trog zusammen getragen wurde. Nach erfolgter 100% Vorspannung des Kastenquerschnittes konnte das Gerüst über den eben ausgeführten Brückenträger ins nächste Feld vorfahren (siehe Bilder 6–11). Die Konsolplatten entstanden in Etappen von 12 m Länge, auf dem Nachlaufwagen betoniert.

Der *Regeltakt für 60 m Kastenquerschnitt* betrug *drei Wochen*; für je 24 m Konsolplatte war eine Woche erforderlich. Um diese Arbeitsfortschritte einzuhalten, wurde mit hochwertigem Zement gearbeitet, der Betonfrühfestigkeiten von 266 kg/cm² nach zwei Tagen und 318 kg/cm² nach drei Tagen ergab (Mittelwerte aus 20 bzw. 95 Proben).

Die Bauarbeiten wurden anfangs 1974 aufgenommen und im Spätsommer 1976 beendet. Die *totalen Baukosten* betrugen Fr. 750.- pro Quadratmeter.

Adresse des Verfassers: R. Hauser, dipl. Ing. ETH, Ingenieurgemeinschaft Walder AG, Egelgasse 72, 3000 Bern, und Prof. Dr. H. von Gunten, Institut für Hochbautechnik, ETH Höngrgerberg, 8093 Zürich.

Messung der Kriech- und Schwindverkürzungen an einem vorgefertigten Brückenträger

Von Hans Wanzenried, Bern

Im Jahre 1973 erstellte die Baudirektion des Kantons Bern, Kreis IV im Zuge der *Staatsstrasse T1 Bern-Zürich* die *Überführung über die SBB beim Bahnhof Roggwil-Wynau*. Die Brücke schwingt sich in einer S-Kurve über das Tal (Bild 1). Während der nördliche Abschnitt mit der Abzweigung zum Bahnhof (Bild 2) auf einem Lehrgerüst in Ort beton ausgeführt wurde, besteht der Überbau des südlichen Hauptteils aus einer Fertigteilkonstruktion (Bild 3). Dieser baut sich auf aus vier oder fünf vorgefertigten Spannbetonträgern. Die Fahrbahnplatte wurde auf vorgefertigten Betonplatten als verlorener Schalung an Ort betoniert (Bild 4). Über den Stützen sind die vorgefertigten Träger durch die Ortbetonquerträger miteinander verbunden. Der so entstehende Durchlaufträger über zwölf Felder ist auf den Pfeilern schwimmend gelagert. In der Brückenmitte sind drei Pfeilerpaare monolithisch mit dem Überbau verbunden, alle andern Pfeiler besitzen feste Neotopflager und nur an den Brückenenden wurden Linienkipp-Teflon-Gleitlager angeordnet.

Problemstellung

Sowohl bei der Bemessung der oben eingespannten und der gelenkig verbundenen Pfeiler als auch bei der Bestimmung der Dilatationsfugenbreiten sind die *Brückenverkürzungen* von Wichtigkeit. Über das Kriechverhalten von vorgefertigten Trägern waren keine Angaben verfügbar. Zur Kontrolle der in die Statik eingeführten Annahmen wurden deshalb an einem *Träger Langzeitmessungen der Verkürzung* durchgeführt.

Der Fertigteilbeton

Aus der Feingliedrigkeit des Trägerquerschnitts und aus dem Fabrikationstakt im Fertigteilwerk ergeben sich die Besonderheiten des Fertigteilbetons. Mit einem Grösstkorn von 20 mm und einer Dosierung von HPC 375 kg/m³ hat er einen wesentlich höhern Leimanteil als der normale Ort beton. Es war deshalb zu erwarten, dass der Fertigteilbeton auch ein höheres Schwindmass und ein stärkeres Kriechen zeigen werde.