Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 90 (1972)
Heft: 44: Sondernummer der ASIC

Artikel: Der Umbau der Kornhausbrücke in Bern
Autor: Siegenthaler, Rolf
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-85344

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 13.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, 8021 ZÜRICH, POSTFACH 630

Sondernummer der ASIC

Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieure

Der Umbau der Kornhausbrücke in Bern

DK 624.21:624.014.2

Von **Rolf Siegenthaler**, Zürich

Vorgeschichte

Mit dem Bau der Kornhausbrücke wurde im Jahre 1895 begonnen. Die Eröffnung fand am 18. Juni 1898 statt. Die Ausführung des Projektes der Ingenieure *A.* und *H. von Bonstetten* wurde zum Pauschalpreis von 1 746000 Franken an die Maschinenfabrik Theodor Bell & Cie. in Kriens und Ingenieur *Paul Simons* in Bern übertragen. Die Theodor Bell & Cie. beauftragte ihrerseits die AG der Gutehoffnungshütte in Oberhausen mit der Erstellung des grossen Brückenbogens. Unerwartet schlechte Baugrundverhältnisse verursachten grosse Mehrarbeiten und erhebliche zusätzliche Kosten. Durch diese Schwierigkeiten wurde der ursprünglich festgesetzte Termin (Ende 1897) um einige Monate überschritten. Die Gesamtkosten einschliesslich Zufahrten und Anpassungen betrugen schliesslich 3 707000 Franken.[1])

Bereits im Jahre 1907 mussten an der Eisenkonstruktion Nieten ersetzt und ein neuer Farbanstrich angebracht werden. Im Jahre 1911 erfolgte eine Neupflästerung. Ein vollständiger Neuanstrich wurde 1928 vorgenommen. Im Jahre 1931 fanden umfangreiche Erneuerungsarbeiten statt. So wurde der aus Holzpflästerung bestehende Fahrbahnbelag durch eine unarmierte Betonplatte ersetzt. Zudem wurden die Gehwege abgeändert. Der Ersatz des gusseisernen Geländers durch ein schmiedeisernes fiel in das Jahr 1953. Zur gleichen Zeit wurden neue Fahrleitungsmasten eingebaut und die Beleuchtung verbessert.

[1]) Zur Entstehungsgeschichte der Kornhausbrücke, die aufgrund eines internationalen Wettbewerbes projektiert worden ist, sind in der Schweiz. Bauzeitung während der Jahre 1896 bis 1899 zahlreiche Abhandlungen erschienen: Band 23, H. 8; Band 28, H. 16 bis 19; Band 29, H. 6, Band 31, H. 13 und 14; band 34, H. 1.

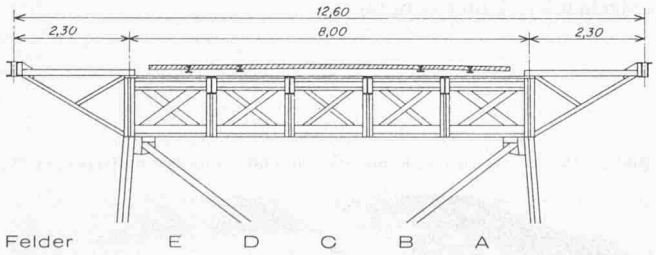


Bild 1a. Querträger Typ 2 über den Bogen

Beschreibung der Brücke

Die 355 m lange Kornhausbrücke überquert die Aare zwischen Kornhausplatz und Kursaal in einer Höhe von 47 m über dem Wasserspiegel.

Der Fluss wird mit einem grossen Bogen von 128 m Spannweite überwunden. Auf der Stadtseite schliesst ein kleiner Bogen mit 39 m und ein Balken mit 17 m Spannweite an; auf der Seite des Kursaals folgen vier kleine Bogen mit leicht variablen Spannweiten von rund 39 m und ein Endbalken von 17 m Spannweite.

Im Bereich des grossen Bogens besteht die Fahrbahnkonstruktion aus 5,17 m weit gespannten sekundären Längsträgern, die über 8 m lange Querträger auf die Hauptlängsträger aufgelagert sind. Alle 10,34 m sind die Hauptlängsträger auf den grossen Bogen abgestützt.

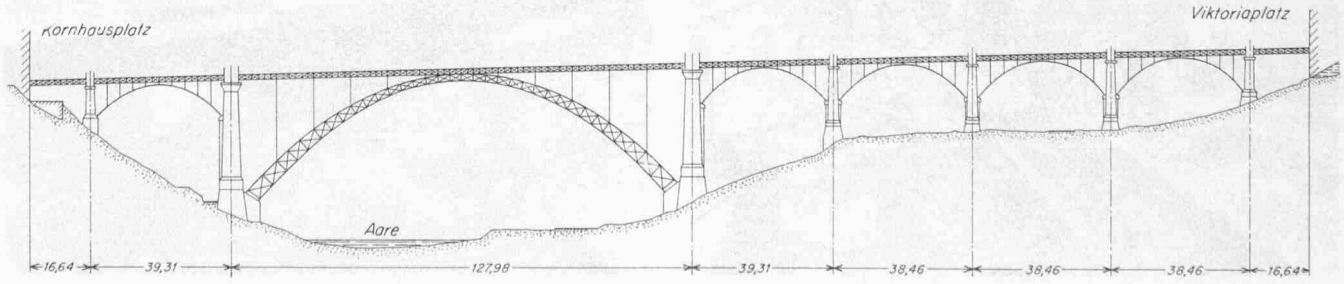
Über den kleinen Bogen ist das System ähnlich ausgebildet, nur sind die Stützenabstände hier auf 3,62 m beschränkt.

Die beiden Endfelder weisen je 4 Haupt- und Sekundärlängsträger auf, die alle 1,72 m durch Querträger verbunden sind.

Auf die Obergurte der Längs- und Querträger sind sogenannte Buckelbleche verschiedener Abmessungen aufgelagert. Diese messen im Bereich des grossen Bogens 172 cm in der Länge, 157 cm in der Breite und weisen eine Blechstärke von 7 mm auf.

Die ganze Stahlkonstruktion ist genietet. Bei den seit 1947 ausgeführten Revisionen wurden defekte Nieten durch gewöhnliche Maschinenschrauben ersetzt, seit 1966 durch HV-Schrauben.

Bild 1. Ansicht der Kornhausbrücke in Bern



Die Brücke weist im ganzen 16 Dilatationsfugen auf, was darauf zurückzuführen ist, dass die Stahlkonstruktion über den 7 gemauerten Zwischenpfeilern nicht durchgehend ausgebildet wurde. Es ergeben sich somit pro Pfeiler zwei Fugen, die zudem nicht geradlinig durchgehen, sondern im Bereich der Gehwege um 20 bis 50 cm in Längsrichtung versetzt sind.

Die Notwendigkeit der Erneuerung

Die vorgesehene Beschaffung neuer Strassen- und Schienenfahrzeuge durch die städtischen Verkehrsbetriebe (SVB) gab Anlass dazu, die Kornhausbrücke in bezug auf ihre Tragfähigkeit zu überprüfen. Eine erste Beurteilung der statischen Berechnung durch Ingenieur *Breguet* aus Lausanne zeigte, dass mit den bisherigen Lasten die zulässigen Spannungen voll ausgenützt waren, eine Erhöhung der Nutzlasten somit unzulässig war. Diese statische Untersuchung wurde unter der klassischen Voraussetzung einer unabhängigen Wirkung aller Fahrbahnelemente durchgeführt. Ferner wurde dieser Berechnung die Culmannsche Annahme reibungsfreier Gelenkknotenpunkte zugrunde gelegt.

Da aber die Fahrbahnkonstruktion der Kornhausbrücke aus mit Beton gefüllten Buckelblechen besteht, die mit Längs- und Querträgern vernietet sind, konnte angenommen werden, dass sich Einzellasten nicht nach dem Hebelgesetz auf die benachbarten Fachwerkquerträger verteilen, wie dies normalerweise vorausgesetzt wird. Vielmehr wirkt die ganze Fahrbahnkonstruktion wie ein Flächentragwerk, d.h. in erster Näherung als ein aus Längs- und Querträgern gebildeter *Trägerrost*. Ferner ist durch die Haftung der Betonfüllung an den Buckelblechen und den Obergurten der Längs- und Querträger eine gewisse *Verbundwirkung* gewährleistet, was eine erhöhte Steifigkeit und damit auch Tragfähigkeit ergibt.

Aus diesen Gründen wurde im Jahr 1966 Prof. Dr. *Pierre Dubas,* Ordinarius für Stahlbau an der ETH in Zürich, beauftragt, die statische Berechnung der Kornhausbrücke nach den neuesten wissenschaftlichen Erkenntnissen durchzuführen. Um die Ergebnisse dieser statischen Nachrechnung, die mit dem STRESS-Programm elektronisch durchgeführt wurde, praktisch zu überprüfen, sind im Sommer 1967 durch die EMPA Belastungsversuche vorgenommen worden.

Ergebnisse der statischen Überprüfung und Belastungsversuche

Durchführung der Belastungsversuche

Als Belastungen wurden die damals vorhandenen schwersten Strassen- und Schienenfahrzeuge der SVB eingesetzt, wobei auch mögliche ungünstige Lastkombinationen zu berücksichtigen waren. Zuerst hat man mit diesen Fahrzeugen statische Versuche durchgeführt; es folgten dynamische Versuche mit wachsenden Geschwindigkeiten. Dies erlaubte eine Überprüfung der in der SIA-Norm vorgeschriebenen Stosszuschläge. Die Geschwindigkeiten der Fahrzeuge wurden soweit gesteigert, als dies mit der Sicherheit des Fahrzeuges noch verträglich war. Die ausgemessenen Höchstgeschwindigkeiten lagen auf jeden Fall merklich über den nach Betriebsvorschriften zulässigen.

Anordnung der Messstreifen

Die Messungen konzentrierten sich auf die gemäss statischer Berechnung am stärksten beanspruchten Teile der Konstruktion. Es handelt sich dabei um die Querträger im Bereich des grossen Bogens. Man wählte drei in der Nähe des Hauptpfeilers befindliche Querträger aus. Der mittlere dieser Querträger wurde besonders genau erfasst, während die beiden benachbarten eher Kontrollwerte liefern sollten.

Bei diesem mittleren Querträger wurden alle Stäbe durch mehrere Messschnitte erfasst, so z. B. die besonders wichtigen Diagonalen durch je vier. In jedem Messschnitt waren vier Streifen angeordnet, so dass die Nebenspannungen infolge biegesteifen, exzentrischen Anschlusses der einseitigen, U-förmigen Diagonalen verfolgt werden konnten.

Beurteilung der statischen Messwerte

Obergurte

Mit Ausnahme örtlicher Nebenspannungen durch Gurtbiegung (wie bei Vierendeelträgern), die keine wesentliche Rolle spielen, sind nur belanglose Abweichungen festzustellen. Eine eingehende Untersuchung der sich überlagernden Einzelwirkungen erübrigt sich somit, um so mehr, als diese Stäbe auch nach der klassischen Berechnung nicht überbeansprucht sind.

Untergurte

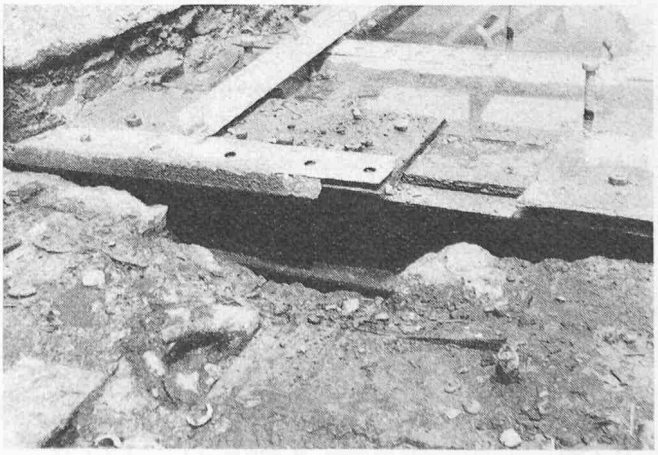
Auch hier entsteht teilweise Gurtbiegung infolge biegesteifen Anschlusses der Pfosten und Diagonalen, ferner gewisse Querbiegemomente infolge einseitiger Diagonalen. Das Verhalten der Untergurte entspricht weitgehend den Erwartungen, so dass auch hier eingehende Untersuchungen überflüssig sind.

Pfosten

Die Spannungen aus den eigentlichen Stabkräften sind sehr klein. Hingegen ist auch hier der «Vierendeeleinfluss» deutlich sichtbar. Da die Eigengewichtsspannungen verhältnismässig klein sind, erübrigt sich auch in den Pfosten eine eingehendere Untersuchung.

Bild 2. Abbruch der alten Fahrbahn. Stark unterschiedliche Qualität des alten Betons. Zwischen den Schienen verkitteter Kies, daneben Brocken, die normale Festigkeit aufweisen

Bild 3. Stark verrostete Konstruktion eines Fahrbahnüberganges



Diagonalen

An den Diagonalen wurden die grössten Dehnungen gemessen, was aus den Ergebnissen der statischen Berechnung zu erwarten war.

Die durch den exzentrischen Anschluss der einseitig angeordneten U-Profile der Diagonalen erzeugten Momente werden in erster Linie durch die viel steiferen Pfosten, Längsträger und Gurten aufgenommen.

In der Stablängsrichtung sind die Variationen der Dehnungen klein, was eine genaue Verfolgung des Einflusses der Längsbiegung überflüssig macht. Das gleiche gilt für die Querbiegung in der Stegebene.

Bei den Diagonalen ist die Abweichung der gemessenen Schwerpunktdehnungen bzw. Stabkräfte von den nach der klassischen Fachwerktheorie berechneten erheblich, so dass sich hier eine genaue Untersuchung mit verschiedenen Berechnungsmodellen aufdrängt.

Berechnungsmodelle für die Stabkräfte in den Diagonalen der Fachwerkquerträger

Modell A

Voneinander unabhängige Quer- und Längsträger als einfache Balken gelagert. Ermittlung der Stabkräfte unter der Culmannschen Annahme von reibungslosen Gelenkknotenpunkten. Verteilung von zwischen den Querträgern wirkenden Lasten nach dem Hebelgesetz. Da überall gekreuzte Diagonalen angeordnet sind, ist das Fachwerk innerlich statisch unbestimmt (A1). In der originalen statischen Berechnung von 1895 und in der Kontrollrechnung von Ingenieur Breguet wurde näherungsweise jeder Diagonale je die Hälfte der Querkraft zugeordnet (A2).

Modell B

Gleiche Voraussetzungen wie oben, jedoch alle Anschlüsse in den Knotenpunkten als biegesteif angenommen (Gurten durchgehend). Der «Vierendeeleinfluss» wird also berücksichtigt. Die Berechnung erfolgte nach der Deformationsmethode, wobei die Verformungen durch Momente, Normal- und Querkräfte berücksichtigt wurden; sie wurde mit dem STRESS-Programm elektronisch durchgeführt.

Für die Biegesteifigkeit des Obergurtes wurden zwei Annahmen getroffen:

- nur Stahlquerschnitt (B1)
- Buckelbleche und Betonfüllung mitwirkend; mitwirkende Breite 1,0 m (B2)

Modell C

Näherungsweise Erfassung des Flächentragwerkes der Fahrbahnkonstruktion als Trägerrost. Die Torsionssteifigkeit wird vernachlässigt und die Biegesteifigkeit der Längsträger auf die ganze Querträgerfeldweite gleichmässig verteilt. Die Querträger werden als Vollwandträger mit analoger Biege- und Schubfestigkeit wie die in Wirklichkeit vorhandenen Fachwerkträger eingeführt. Die Scheibenwirkung der Fahrbahnplatte (Buckelbleche mit Betonfüllung) wird näherungsweise als «mitwirkende Plattenbreite» für die Längsträger (1,60 m) und Querträger (3,20 m) berücksichtigt.

Auch hier wurden für die Biegesteifigkeit des Obergurtes zwei Annahmen getroffen:

- nur Stahlquerschnitt (C1)
- Buckelbleche und Betonfüllung mitwirkend (C2)

Vergleich der statischen Messwerte mit den verschiedenen Berechnungsmethoden

Dieser Vergleich ergibt eine befriedigende Übereinstimmung der gemessenen Werte mit den nach dem Modell C2 berechneten. Es zeigt sich also, dass die Betonfüllung bei der Lastverteilung und der Aufnahme der örtlichen Biegemomente in den Obergurten mitwirkt.

Fahrversuche – Stosswirkungen

Die gemessene Grösse der Stosszuschläge ist kleiner als die in der SIA-Norm Nr. 160 vorgeschriebene, die sich im Fall der Kornhausbrücke als Strassenbrücke mit 30% und als Eisenbahnbrücke mit 42% berechnen lässt.

Die mit Schienenfahrzeugen gemessenen Werte der Stosszuschläge variieren zwischen 0 und 28%, wobei der Maximalwert beim Tram Nr. 174 und einer Geschwindigkeit von 30 km/h vermutlich infolge Aufschaukelns des sehr kurzen Fahrzeuges beim Überfahren der Schienendilatation beim Hauptpfeiler auftrat.

Der Maximalwert mit luftbereiften Fahrzeugen wurde mit etwa 12% gemessen, und zwar bei einer Geschwindigkeit von ebenfalls rund 30 km/h.

Interessehalber wurde mit dem luftbereiften Fahrzeug mit einer Geschwindigkeit von 7,5 km/h ein 5 cm dickes, 25 cm breites über dem mittleren Querträger liegendes Brett überfahren. Der dazu gemessene Stosszuschlag beträgt 45%.

Sicherheitshalber wurden alle statischen Berechnungen mit den gemäss SIA-Norm Nr. 160 vorgeschriebenen Stosszuschlägen durchgeführt, d.h. für die direkt durch Schienen belasteten Konstruktionsteile mit 42% und für die anderen mit

Bild 4. Kopfbolzendübel. Diese sind zum Teil bei der Prüfung krummgeschlagen worden. Die Lücken stammen von den Versagern, die von Hand nachgeschweisst werden mussten

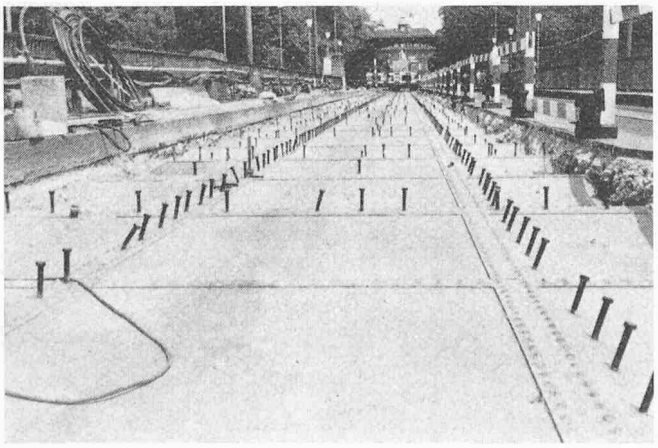
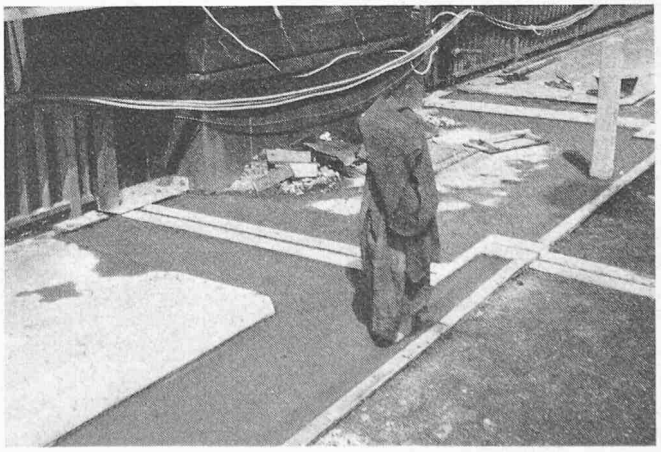


Bild 5. Gehwegdilatation mit Anschluss an die Fahrbahndilatation bei einem der beiden Hauptpfeiler des grossen Bogens



30%. Damit weist das System gegenüber den gemessenen Werten noch recht erhebliche Reserven auf.

Schlussfolgerungen von Prof. Dr. Pierre Dubas

Die Messungen haben bestätigt, dass die Diagonalen der Fachwerkträger die schwächsten Elemente der Fahrbahnkonstruktion darstellen. Die aus den Messungen abgeleiteten Stabkräfte stimmen befriedigend mit den berechneten überein, sofern die Verbundwirkung des Füllbetons, die biegesteifen Anschlüsse in den Knotenpunkten und die Trägerrostwirkung berücksichtigt werden.

Die bei den Versuchen eingesetzten Strassen- und Schienenfahrzeuge bewirken, unter Berücksichtigung der in den Normen festgelegten Stosszuschläge und des Einflusses der ständigen Lasten, Beanspruchungen, die gemäss SIA-Norm Nr. 161 (1956) zulässig sind.

Ein Kreuzen der Fahrzeuge ist zulässig, sollte aber durch die Gestaltung der Fahrpläne auf ein Minimum beschränkt werden.

Untersuchung des Zustandes der Brücke

Im Herbst 1969 wurde dem Ingenieurbüro Dr. *Staudacher & Siegenthaler AG* der Auftrag erteilt, den Zustand der Brückenkonstruktion abzuklären. Die im Sommer 1969 durchgeführten Sondierungen und Materialprüfungen ergaben folgenden *Befund:*

Fahrbahnplatte

Die Betonfüllung der Buckelbleche zeigte starke Qualitätsunterschiede. Zum Teil handelte es sich nur noch um eine leicht verkittete Kiesfüllung. Im Laufe der Jahre wurden immer wieder grössere und kleinere Flächen des alten Betons entfernt und durch neuen, teilweise leicht armierten Beton ersetzt. Dies ergab unzählige Arbeitsfugen, welche sich auf der Fahrbahnoberfläche in Form von Belagsrissen zeigten. Durch die Frostwirkung des eindringenden Meteorwassers ergaben sich ständig neue Schadenstellen. Trotz dieses katastrophalen Zustandes des Füllbetons waren die Buckelbleche nirgends angerostet.

Dilatationsfugen

Hier zeigten sich ebenfalls bedenkliche Schäden. Die Stahlprofile der Dilatationsfugen waren infolge Korrosion völlig durchlöchert und konnten zum Teil von Hand weggerissen werden. Einzelne Stäbe der Auflagerquerträger (die zum Glück nur minimal beansprucht sind) waren ebenfalls durchgerostet. Die Schienendilatationen, die an einigen Stellen Brüche aufwiesen, schlugen bei jeder Überfahrt gegen ihre Auflager und waren nur noch ungenügend im völlig zerstörten Fahrbahnbeton eingebettet.

Stahlkonstruktion

Mit Ausnahme einiger starker Korrosionsstellen an den Auflagerquerträgern wies die Stahlkonstruktion nur unbedeutende Schäden auf. Hingegen war der Farbanstrich erneuerungsbedürftig.

Als Ergänzung zur statischen Überprüfung und zu den Belastungsversuchen wurden von der EMPA Materialuntersuchungen durchgeführt. Es wurden 5 Probeentnahmen aus Profilflanschen, ein U-Profilstab und einige Nietteile geprüft, und zwar in Form von umfassenden Zugversuchen, Kerbschlagversuchen sowie Zugermüdungsversuchen an Lochstäben.

Die statischen Zugversuche ergaben verhältnismässig hohe Festigkeiten von im Mittel 43,4 kp/mm² bei einer Streckgrenze von 32,7 kp/mm².

Aus den Kerbschlagversuchen wurde eine Übergangstemperatur von +2 C° ermittelt.

Die Zugermüdungsversuche am Lochstab lassen auf eine Ursprungsfestigkeit von im Mittel 19 kp/mm² bezüglich $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln schliessen.

Diese Ergebnisse können im Hinblick auf das Herstellungsjahr des Stahls als höchst befriedigend bezeichnet werden, da sie zum Teil erheblich über den in der SIA-Norm Nr. 161 vorgeschriebenen Minimalwerten liegen.

Strassenbahngleis

Die SVB hatten schon seit einigen Jahren in zunehmendem Masse Schienenbrüche zu reparieren. Dies war hauptsächlich auf den schlechten Zustand des Betons der Fahrbahnplatte zurückzuführen, wobei sich die Schienenbefestigungen lockerten. Die Abnützung der aus dem Jahre 1931 stammenden Schienen war zwar schon ziemlich weit fortgeschritten, hätte jedoch eine weitere Benützung während weniger Jahre noch erlaubt. Bei einer Erneuerung der Fahrbahn sollten aber die Gleise unbedingt ebenfalls erneuert werden.

Ferner hatten die SVB einen aus der Verkehrssicherheit begründeten Wunsch. Da die Schienen nahe am Randstein des Gehweges verlegt waren und die Brücke 2,7% Längsgefälle aufweist, mussten aufwärtsfahrende Radfahrer immer gegen die Brückenmitte hin ausweichen, um sich von der Strassenbahn überholen zu lassen. Dieser Zustand ergab für die stadtauswärtsverkehrenden Tram- und Vorortsbahnzüge nicht nur erhebliche Behinderungen, er war zudem äusserst gefährlich und verursachte viele Unfälle. Bei einer Erneuerung der

Bild 6. Neuer Fahrbahnübergang mit Anschlüssen an die Tramschienen

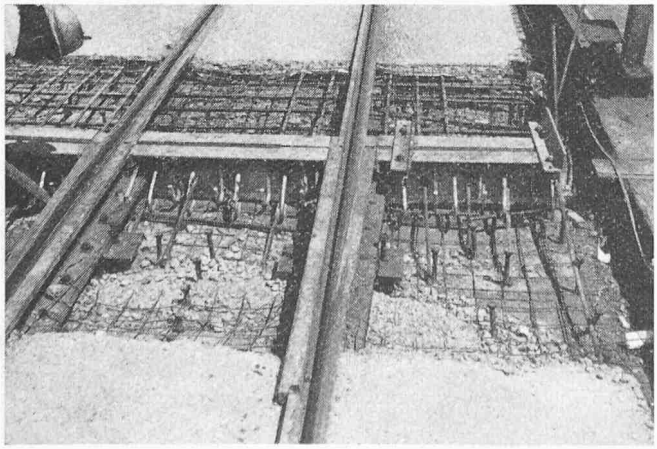
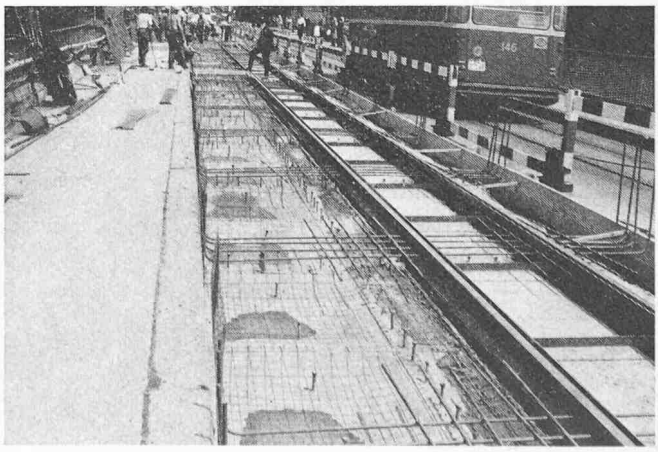


Bild 7. Fahrbahn kurz vor dem Betonieren. Man beachte die durch die Stege der Tramschienen durchgezogene obere Querarmierung über jedem Querträger (kleine Bogen)



Fahrbahn sollten die Gleise möglichst nahe an die Längsachse verlegt werden, um zwischen dem Lichtraumprofil der Bahn und dem Gehweg genügend Verkehrsraum für Zweiradfahrzeuge freizulassen.

Die projektierten Erneuerungsarbeiten

Aufgrund der verschiedenen Untersuchungen wurden die nachstehend beschriebenen Arbeiten projektiert:

- Abbruch der aus dem Jahr 1931 stammenden Beton-Fahrbahnkonstruktion, Entfernen der Gehweg-Randsteine sowie Ausbau der Fahrbahn- und Gehwegübergänge bei den Dilatationsfugen
- Entfernen der alten Strassenbahnschienen
- Einbau der neuen Strassenbahnschienen möglichst nahe an der Brückenlängsachse
- Einbau von neuen Fahrbahn- und Gehwegübergängen bei den Dilatationsfugen
- Einbau von Leitplanken und eines neuen Schrammbordes am Fahrbahnrand
- Einbau einer neuen Fahrbahnplatte aus armiertem Beton, die mittels Kopfbolzendübeln schubfest mit der Stahlkonstruktion verbunden ist
- Neuer Korrosionsschutz-Anstrich der Fahrbahn-Stahlkonstruktion bestehend aus: Sandstrahl-Reinigung, erster Grundanstrich mit Zinkchromat-Primer, zweiter Grundanstrich mit Ferrotect-Primer, doppelter Deckanstrich mit Kunstharz-Eisen-Glimmerfarbe
- Ersatz der alten Fahrbahnentwässerung
- Einbau eines Hüllrohres für die vorgesehene Zentralsteuerung von Verkehrsregelungsanlagen

Zu diesen vorgeschlagenen Erneuerungsarbeiten sind einige Bemerkungen anzubringen:

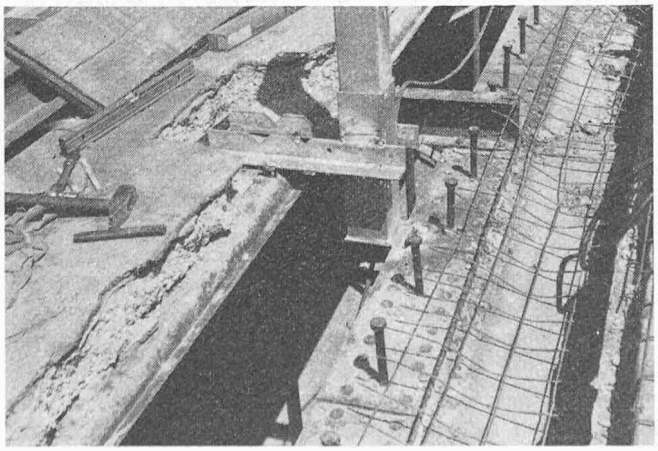
Verschiebung der Strassenbahnschienen gegen die Brückenmitte

Infolge der Anordnung der Strassenbahnschienen möglichst nahe an der Brückenachse wurden die Stabkräfte der Querträger um 20 bis 25% erhöht. Durch die Erneuerung des Fahrbahnbetons und die schubfeste Verbindung mit der Stahlkonstruktion erreichte aber die Steifigkeit der Querträger viel höhere Werte, so dass die Zunahme der Stabkräfte keine höheren Beanspruchungen im Stahlquerschnitt erzeugte. Man erreichte sogar eine gewisse Verminderung der Stahlspannungen.

Schubfeste Verbindung Beton-Stahl-Konstruktion

Von der einwandfreien schubfesten Verbindung Beton-Stahl-Konstruktion hängt selbstverständlich die gute Quer- und Längsverteilung der Einzellasten auf die Stahlkonstruktion ab. Je besser diese Verteilwirkung der Fahrbahnplatte ist, desto geringer sind die Spitzenbeanspruchungen in den Fachwerkstäben. Deshalb wurde diesem Verbund ganz besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Auf Vorschlag von Prof. Dr. *Pierre Dubas* wurden Kopfbolzendübel, System PECO, ⌀ ¾″ ausgewählt. Im ganzen wurden rund 13 000 Stück mit besonderen Schweissautomaten aufgeschweisst. Vorgängig wurden mit Probestücken aus der Stahlkonstruktion Schweissproben gemacht, die eine befriedigende Schweissbarkeit des aus dem Jahr 1894/95 stammenden Flussstahls ergaben.

Bild 8. Detail der Befestigung der Leitplankenpfosten am Haupt-Längsträger und an den Zoreseisen der Gehwegkonstruktion



Verstärkung der Betonplatte von 15 cm auf 22 cm

Aus verschiedenen Gründen war es erwünscht, die Betonstärke der Fahrbahnplatte von 15 cm auf 22 cm zu erhöhen.

Der Hauptgrund war, dass bei 15 cm Betonstärke ein Spezial-Schienenprofil hätte verwendet werden müssen, das in den Programmen der Walzwerke nicht mehr enthalten war. Diese Schienen hätten ausserhalb des normalen Walzprogrammes hergestellt werden müssen, was nicht nur hohe Kosten, sondern auch grosse Terminverzögerungen verursacht hätte.

Zudem ergab sich bei der Plattenstärke von 22 cm für die Armierungen eine grössere statische Höhe, was sich hauptsächlich für die Querarmierungen an den Stellen günstig auswirkte, wo sie die Stege der Strassenbahnschienen durchstossen. Diese in Abständen von 20 cm über jedem Querträger zu bohrenden 5 Löcher von 20 mm Durchmesser verursachten übrigens noch besonderes Kopfzerbrechen. Die SVB befürchteten eine zu starke Schwächung des Schienenprofils mit Neigung zu Schienenbrüchen. Rücksprachen bei Prof. Dubas und der EMPA ergaben, dass sich solche Bohrungen kaum nachteilig auswirken können, sofern die Löcher sauber gebohrt, die Lochränder entgratet und an den Aussenflächen leicht gebrochen werden.

Nicht zuletzt musste sich die Verstärkung der Platte auch auf die Verteilwirkung für Einzellasten vorteilhaft auswirken, was im Hinblick auf die um 20 bis 25% erhöhte Beanspruchung der Querträger infolge Verschiebung der Gleise nach der Brückenmitte hin sehr erwünscht war. Allerdings wurde durch die Verstärkung der Platte das Eigengewicht um 175 kg/m² erhöht. Eine Nachrechnung des grossen Bogens zeigte aber, dass diese zusätzliche Belastung keine unzulässigen Spannungen verursacht.

Fahrbahn- und Gehwegübergänge

Grosse Probleme ergaben sich bei der Auswahl der Fahrbahnübergänge in den Dilatationsfugen. Diese sind durch die Gleise der Strassenbahn in Querrichtung an vier Stellen unterbrochen und zudem beidseits an die Gehwegübergänge angeschlossen. Eine weitere Schwierigkeit bestand in der Abkröpfung zwischen Gehweg- und Fahrbahndilatation, die eine Längsfuge von 20 bis 50 cm Länge zur Folge hat. Man einigte sich schliesslich auf den Einbau von ACME-Übergängen, die für die komplizierten Eck-Konstruktionen am besten geeignet erschienen. Dabei sind selbstverständlich die Anschlüsse an die Schienendilatationen nicht absolut wasserdicht. Man ist sich bewusst, dass an diesen Stellen mit gewissen schädlichen Einwirkungen des eindringenden Wassers zu rechnen ist. Leider bieten sich aber vorläufig keine perfekten Lösungen für dieses Problem an.

Die Kosten für die Erneuerung der Strassenbahnschienen wurden ins Budget der SVB für den Unterhalt der Anlagen aufgenommen mit 350000 Franken. Die auf 335000 Franken geschätzten Kosten für die Erneuerung des Farbanstriches, bei denen es sich ebenfalls um reine Unterhaltsarbeiten handelte, wurden in das Budget des Strasseninspektorates eingegliedert.

Die Schätzung der Baukosten war mit vielen Unbekannten behaftet, weshalb für Unvorhergesehenes ein Betrag von 260000 Franken oder knapp 15% vorgesehen war. Die

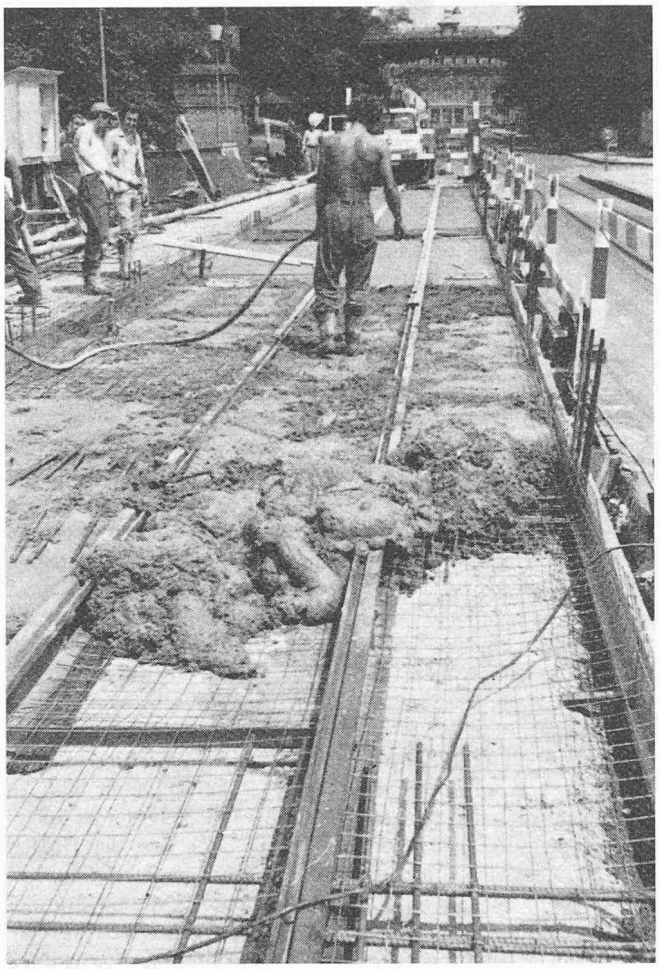


Bild 9. Betonieren der Fahrbahn mittels Betonpumpe

Schlussabrechnung belief sich auf 1 503000 Franken, d.h., der Betrag für Unvorhergesehenes musste nicht beansprucht werden.

Baukosten

Die Kosten für die verschiedenen Arbeiten wurden folgendermassen berechnet:

Abbrucharbeiten	120000 Fr.
Schlosserarbeiten (Leitplanken)	460000 Fr.
Betonarbeiten	300000 Fr.
Installationen und Gerüste	170000 Fr.
Belagsarbeiten	180000 Fr.
Absperr- und Sicherheitsorgane, Signalisation usw.	115000 Fr.
Statische Berechnungen, Untersuchungen, Honorare, Belastungsversuche usw.	235000 Fr.
Unvorhergesehenes, Regie	258000 Fr.
	1 838000 Fr.

Durchführung der Bauarbeiten

Der Umbau der Kornhausbrücke brachte in erster Linie grosse verkehrstechnische Probleme mit sich. Der Strassenbahnverkehr durfte auf keinen Fall unterbrochen werden, so dass während des Abbruchs der Betonplatte und der Auswechslung des einen Gleises die Bahn auf dem anderen Gleis im Gegenverkehr zirkulieren musste. Dies bedingte den Einbau von provisorischen Weichen an beiden Brückenköpfen und die Regelung des Verkehrs mittels einer von Hand durch einen Beamten der SVB gesteuerten Lichtsignalanlage. Die Buslinie nach Ostermundigen musste stadtauswärts über die Nydeggbrücke umgeleitet werden, während der Privatverkehr gänzlich untersagt war. Diese Phase dauerte etwa drei Wochen und wiederholte sich bei der zweiten Fahrbahnhälfte.

Anschliessend wurden die übrigen Arbeiten, in Etappen von je 60 m, zuerst auf der flussabwärts liegenden Fahrbahn vom Stadttheater in Richtung Kursaal und dann auf der Gegenfahrbahn in umgekehrter Richtung durchgeführt. Die Länge der Etappen ergab sich aus dem Bedarf an Gerüstmaterial und der Staffelung der Sandstrahl- und Malerarbeiten, die sich gegenseitig nicht behindern durften. Es zeigte sich allerdings während der Ausführung, dass die 60 m zu optimistisch gewählt waren; man musste die Etappenlänge verdoppeln.

Wegen des am Pfingstmontag, den 18. Mai 1970 in Bern stattfindenden Fussball-Cupfinals, bei dem die SVB keine Verkehrsbehinderung tolerierten, konnte mit den eigentlichen Umbauarbeiten erst am 19. Mai begonnen werden.

Die Bauzeit war ohne Zeitreserve mit 6½ Monaten veranschlagt, konnte aber nicht ganz eingehalten werden. Immerhin wurden bis auf einige Kleinigkeiten sämtliche Arbeiten vor Weihnachten 1970, d.h. in etwas über 7 Monaten, abgeschlossen.

Für den Umbau der Kornhausbrücke hat die Stadt Bern, entgegen ihrer üblichen Praxis, das Ingenieurbüro *Dr. Staudacher & Siegenthaler AG* mit der Oberleitung und Koordination der Bauarbeiten beauftragt. Diese Aufgabe war sehr interessant, denn insgesamt waren drei städtische Direktionen (Tiefbau, Industrielle Betriebe, Polizei) mit acht Ämtern, der Baudienst der Kreistelephondirektion, die Vereinigten Bern–Worb-Bahnen sowie zehn Unternehmungen am Bauvorhaben beteiligt. Es mussten alle Bewilligungen eingeholt, Reklamationen von Anwohnern erledigt und die Einhaltung der Vorschriften überwacht werden. Zu diesem Zwecke arbeiteten verschiedene städtische Beamte direkt bei der Bauleitung mit, z.B. für die Kontrolle der Farbanstriche, Gerüstkontrolle, Verkehrsumleitungen usw. Die Zusammenarbeit mit allen am Bau beteiligten Behörden und Privatunternehmern war sehr angenehm. Dank grösster Anstrengungen hauptsächlich der beteiligten Unternehmer konnten die Arbeiten in erstaunlich kurzer Zeit abgeschlossen werden.

Es war auch interessant festzustellen, dass die Koordination von Behörden und Unternehmungen durch ein beratendes Ingenieurbüro überhaupt keine Schwierigkeiten verursacht hat. Dies ist darauf zurückzuführen, dass dem Ingenieurbüro vom Gemeinderat der Stadt Bern (Exekutive) auch die nötigen Kompetenzen übertragen wurden. Es erübrigte sich somit die Bildung einer über den verschiedenen Ämtern stehenden städtischen Koordinationsstelle oder die Betreuung z.B. des Tiefbauamtes (das ohnehin an Personalmangel litt) mit der Koordination. Solche Lösungen leiden oft unter internen Spannungen, während ein aussenstehender Koordinator diesbezüglich kaum Schwierigkeiten antrifft. An den periodisch durchgeführten Koordinationssitzungen nahm ein Beamter des Tiefbauamtes zur Information des Baudirektors teil.

Belastungsproben nach dem Umbau

Um die Wirkung der vorgenommenen Umbauarbeiten zu beurteilen, wurden am 26. und 27. Februar 1971 durch das Institut für Baustatik und Stahlbau der ETH nochmals elektrische Dehnungsmessungen durchgeführt. Um die Kosten in vertretbarem Rahmen zu halten, wurde nur der mittlere Querträger der früheren EMPA-Versuche mit einer beschränkten Anzahl Messstellen und Laststellungen untersucht. Damit die Ergebnisse mit den früheren vergleichbar waren, hat man die Messstreifen in den gleichen Schnitten wie damals angeordnet.

Eine Durchsicht der gemessenen Dehnungen zeigt überall kleinere Werte als vor dem Umbau. Hingegen sind bei den Diagonalen des Mittelfeldes (C) und des Zwischenfeldes (B) im Gegensatz zu früher, als die luftbereiften Fahrzeuge mass-

gebend waren, jetzt die Schienenfahrzeuge ungünstiger. Dies ist insofern nicht von Bedeutung, als die entsprechenden Dehnungen kleiner sind als die früher bei luftbereiften Fahrzeugen gemessenen.

Schlussfolgerungen

Prof. Dr. *Pierre Dubas* zieht in seinem Bericht über die Tragfähigkeit der Kornhausbrücke in Bern nach der Erneuerung im Jahre 1970 nachstehende Schlussfolgerungen:

«Die am 26. und 27. Februar 1971 durchgeführten Messungen haben bewiesen, dass die mit dem Umbau der Betonfahrbahn anvisierten Ziele erreicht worden sind; trotz der durch die Verschiebung der Gleisachsen gegen die Brükkenmitte bedingten ungünstigeren Belastungsverhältnisse sind die Beanspruchungen der massgebenden Stäbe infolge der Verkehrslast geringer als vor der Erneuerung. Unter Berücksichtigung der erhöhten ständigen Last erreichen die Stabkräfte höchstens die früheren Werte, während die örtlichen Spannungen immer kleiner bleiben. Die Kornhausbrücke wird damit ihren Dienst weitere Jahre versehen können.»

Adresse des Verfassers: *Rolf Siegenthaler*, dipl. Ing. ETH, SIA, ASIC, Ingenieurbüro Dr. Staudacher & Siegenthaler AG, Frohburgstrasse 85, 8006 Zürich.

Reconstruction du Passage Inférieur CFF de la gare de Morges

DK 624.21:624.012.47

Par **F. Matter**, Lausanne

Le nouveau passage inférieur de la gare de Morges de 21 m d'ouverture, remplace l'ancien ouvrage constitué d'une chaussée de 6 m de largeur et d'un passage séparé de 2,50 m totalement inadapté au trafic intense entre le centre de la ville et les nouveaux quartiers périphériques d'une part, le pied du Jura et la Vallée de Joux d'autre part.

La nouvelle chaussée comprend quatre pistes de circulation de 3,5 m de largeur chacune et deux trottoirs de 3,5 m avec chacun accès aux quais CFF et à la ligne secondaire Bière–Apples–Morges (BAM). La construction du nouvel ouvrage a été complétée par le réaménagement complet du carrefour nord comprenant notamment un nouvel accès pour les chars blindés de l'armée – chargés et déchargés en gare pour la place d'armes de Bière – ainsi qu'une installation très complète de signalisation lumineuse avec détecteurs magnétiques.

L'ouvrage proprement dit se compose de deux ponts-dalles en béton précontraint de 21,8 m de portée, l'un de 10 m de large supportant les deux voies directes Lausanne–Genève, l'autre de 13,5 m en moyenne supportant deux voies secondaires CFF et la voie du BAM. Les quais sont également constitués par deux dalles précontraintes de 3,5 et 3,9 m de largeur. La largeur totale de l'ensemble est ainsi de 31 m.

Ces quatre dalles ont été construites de part et d'autre des voies ferrées existantes puis ripées à leur position définitive selon une méthode éprouvée déjà à maintes reprises par la section des ponts du service CFF compétent. Toutefois, du fait de la présence de deux ouvrages existants (passage routier et passage à piétons) de quatres dalles à riper, de cinq voies ferrées, certaines avec aiguillages, l'exécution du nouvel ouvrage a été notablement plus longue et plus compliquée que d'habitude. Il faut encore souligner qu'il s'agissait d'un des plus importants chantiers de ce genre en Suisse romande ce qui a obligé à compléter le matériel de ripage.

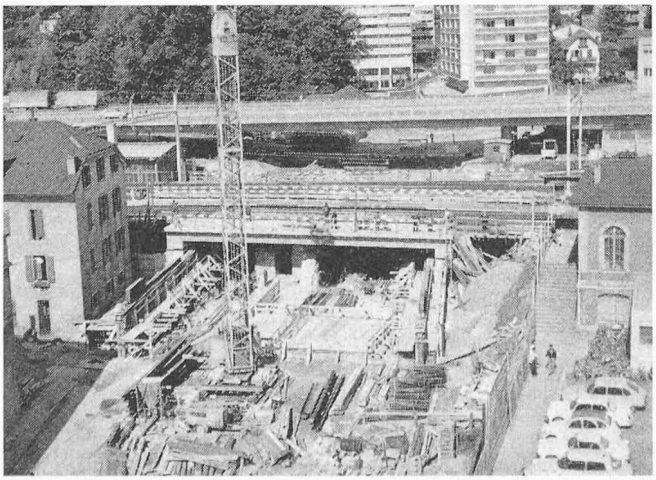
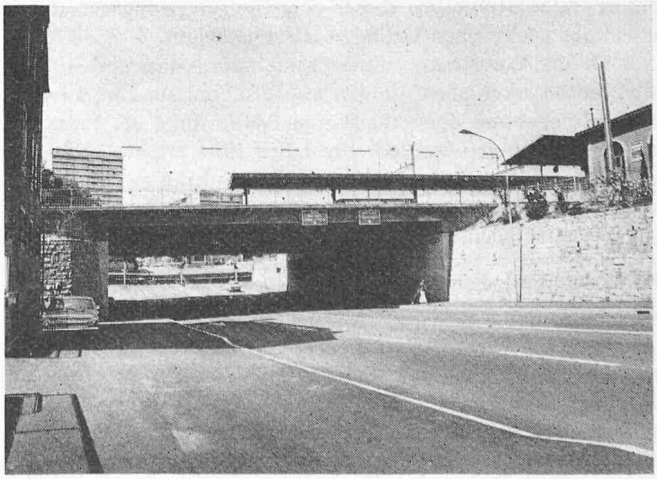
Programme des travaux

Les travaux qui ont débuté à fin 1969 se sont présentés comme suit:

1. Travaux préparatoires, soit reprise en sous-œuvre d'immeubles voisins et modification complète de toutes les canalisations. En effet, le niveau de la route a du être abaissé de 1,5 m pour respecter le gabarit de 4,5 m sous la nouvelle hauteur de construction.
2. Construction de socles en béton sous les voies de part et d'autre du futur ouvrage pour appuyer les ponts provisoires.
3. Démolition partielle des ouvrages existants, pose des ponts provisoires et fin des démolitions tout en maintenant, bien entendu, le trafic sur les cinq voies.
4. Terrassement général, construction des nouvelles culées (fondation et élévation) et construction des voies de ripage provisoires.
5. Construction des quatre dalles en dehors des voies et ripage de celles-ci.

Cette première phase de travaux s'est terminée fin 1970 soit une année après l'ouverture du chantier. Il a fallu encore

Construction des dalles aval, vue après ripage



L'ouvrage terminé (Photos: *Photogare*, Morges)