Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 91 (1973)
Heft: 37: Dolderbahn

Artikel: Die Brücke der Dolderbahn über die Kurhausstrasse
Autor: Wehrli, Klaus
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71989

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: 02.10.2025

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

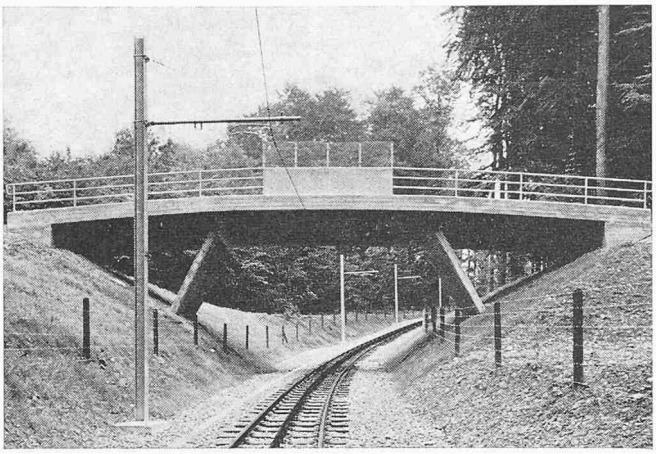


Bild 9. Brücke der rückwärtigen Hotelerschliessung

ihrem Giebeldach gut in die Waldumgebung ein. Eine Unterführung unter der Bahntrasse schafft die Fussgängerverbindung Grand Hotel–Bergstation/Tennisplätze. Da die Station als Wartungs- und Reparaturstation vorgesehen ist, wurden die Kellerräumlichkeiten als einfache Werkstatt ausgebaut. Mit Flaschenzügen können die Triebwagen über die Stahlkonstruktion vom Geleise abgehoben werden. Die Geleise- und Zahnstangenträger in der Wartungsgrube lassen sich seitlich verschieben, so dass der Wagen bequem von unten zugänglich wird. Über die Stirnseite der Station können die Triebwagen vom Strassenrollschemel auf- oder abgegleist werden.

8. Brücken

Während der Betriebseinstellung wurden die bestehenden Brücken Carmenstrasse, Bergstrasse und Aurorastrasse, alles Stahlverbundkonstruktionen alter Bauart, durch die Stadt Zürich saniert. Die baufällige Fahrbahnplatte der Titlisstrassenbrücke wurde durch eine massive Betonplatte ersetzt.

Um mit der Bahn die notwendige Höhe für die Kurhausstrassenüberquerung[4]) zu gewinnen, war es notwendig, die Pilatusstrasse für den durchgehenden Fahrzeugverkehr aufzuheben. Anstelle der alten Fahrbahnplatte entstand ein 2,5 m breiter, ganz talseitig verlegter und leicht angehobener Fussgängersteg. Ein schadhaftesWiderlager wurde bei dieser Gelegenheit saniert.

Schliesslich war in der oberen Sektion zur niveaufreien rückwärtigen Erschliessung des Grand Hotels der Bau einer neuen Brücke notwendig (Bild 9).

9. Bauausführung

Nach vorangegangener Rodung begannen die Bauarbeiten am 31. Mai 1972 an der oberen Sektion. Am 27. August 1972 machte die alte, zu diesem Zweck festlich geschmückte Standseilbahn ihre letzte Fahrt. Es folgten der Abbruch der alten Bahnanlage und der Stationen. Am 5. Februar 1973 waren die Tiefbauarbeiten der oberen Sektion soweit gediehen, dass, von der Bergstation ausgehend, die Oberbauarbeiten begonnen werden konnten. Mit einem Kunstgriff bezüglich Zahnteilungstoleranzen musste die noch immer klaffende Lücke bei der Kurhausbrücke und der Station Waldhaus übersprungen werden, um den Oberbau in der unteren Sektion weiterzuführen.

Zahn um Zahn, wie sich das für eine ordentliche Zahnradbahn schliesslich geziemt, griffen letztlich die Arbeiten der verschiedensten Unternehmungen aller Art ineinander. Die positive Einstellung aller am Projekt Beteiligten ermöglichte es, die Anlage termingemäss für Probe- und Instruktionsfahrten fertigzustellen.

Im kommenden Herbst und Winter wird abschliessend das Waldgebiet entlang der Bahntrasse der oberen Sektion neu aufgeforstet werden.

[4]) Siehe auch in diesem Heft: «Die Brücke der Dolderbahn über die Kurhausstrasse», von *K. Wehrli*.

Adresse des Verfassers: *Hans Weimer*, Teilhaber in Firma Wehrli & Weimer, dipl. Bauingenieure ETH/SIA/ASIC, Grünhaldenstrasse 6, 8050 Zürich.

Die Brücke der Dolderbahn über die Kurhausstrasse

DK 625.33 : 625.1

Von **Klaus Wehrli**, Zürich

1. Lage, Randbedingungen

Die Brücke verläuft von Bahn-km 0,77330 bis 0,84501 mit konstantem Längsgefälle 196,128‰. Sie durchfährt in der Station einen Trakt des neuen Hotels Waldhaus Dolder und überbrückt anschliessend die Kurhausstrasse. Bei der Pfeilerstellung war die benachbarte unübersichtliche Kreuzung Kurhausstrasse–Dolderstrasse zu beachten. Die Immissionen aus dem Bahnbetrieb auf das umgebende Wohngebiet und das Hotelgebäude mussten klein gehalten werden. Dank dem Längsgefälle wirkt sich die Beschränkung des Lichtraumprofils Kurhausstrasse auf 4,20 m Höhe nur lokal am Rande aus.

Baugrund, Grundwasser

Über dem Molassefels liegen 12 bis 15 m Moränenmaterialien, die durchwegs glazial vorbelastet sind. Bis auf etwa 8 m Tiefe treten Sand- und Lehmeinschlüsse auf. Die humosen und lockeren Deckschichten sind 1 bis 3 m stark. Der Boden enthält Hangwässer, die in Abhängigkeit von der Witterung auftreten und in den Anschnitten der Baugruben anfielen.

2. Das Projekt

2.1 Das Tragsystem

Man ging bei der Wahl des Tragsystems davon aus, für die Bauherrschaft eine im Unterhalt anspruchslose und gegen Korrosionsangriff resistente Brücke zu bauen. Sie besteht aus einem über 5 Felder von 12,0 m – 18,4 m – 12,7 m – 13,5 m – 11,1 m (gemessen an der Horizontalen) durchlaufenden weitgehend monolithischen Rahmenwerk und wurde sorgfältig entworfen und berechnet (Bild 1). Soweit die oben und unten eingespannten Pfeiler sichtbar sind, beachtete man auch ihre ästhetische Erscheinung hinsichtlich des Zusammenspiels mit dem Überbau (Bild 2). Die unsymmetrischen Vouten übernehmen die Funktion der Querträger im biegungssteifen Stützenanschluss und betonen durch die Unterbrechung des Längsgefälles gleichzeitig die formale Eleganz des Bauwerks. Gelenke und Lager wurden nur dort angeordnet, wo sie aus dem Deformationsverhalten der Brücke nicht zu vermeiden waren. Im talseitigen 1. Feld wird die Schleppkonstruktion in G 1 auf die in sich bewegliche Brücke aufgelegt. Weitere Brückenlager tragen der kurze Pfeiler 1 und das bergseitige Widerlager (Bild 1).

Besondere Aufmerksamkeit war der Entwicklung von Lärm und Körperschall zu widmen. Der Schotter des Bahnoberbaus wird über die Brücke durchgezogen. Das Fahrgeräusch ist auf der normalen Strecke wie auf der Brücke gleich gering. Diese ist vom Baukörper des Hotels konsequent durch 3 bis 5 cm breite Fugen abgetrennt, welche vorerst als Styroporplatten eingelegt und nachträglich ausgekratzt wurden.

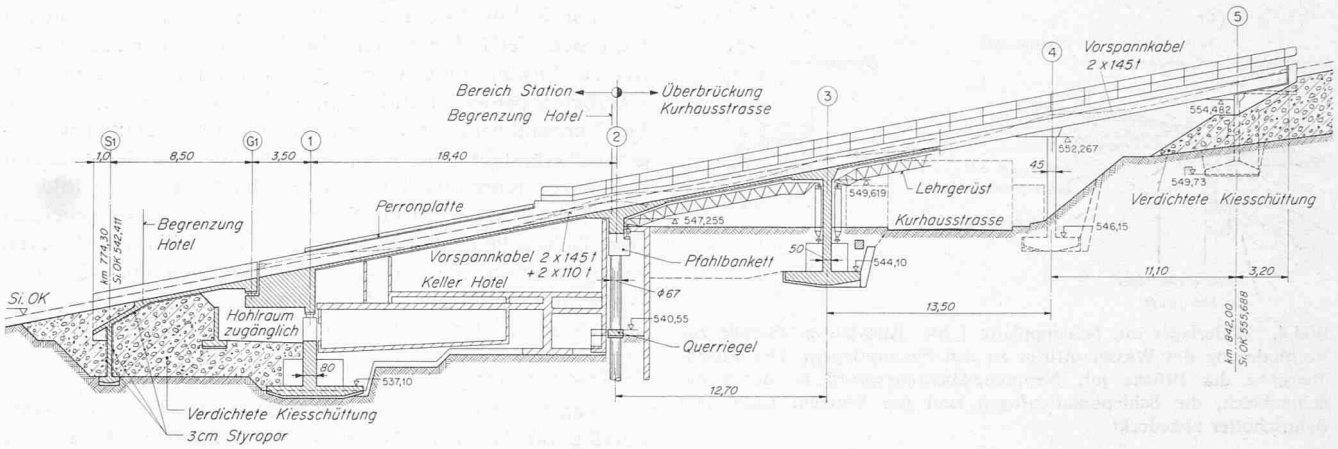


Bild 1. Längsschnitt 1:450. Über 5 Felder durchlaufender Rahmen. Die Schleppkonstruktion im 1. Feld liegt gelenkig auf dem Kragarm beim Pfeiler 1. Der Pfeiler 3 ist der Fixpunkt

Das Tragsystem erweist sich als technisch günstig und ökonomisch: der mittlere Betonaufwand liegt bei 0,96 m³/m², bezogen auf die horizontale Grundrissfläche, der mittlere Armierungsgehalt liegt bei 124 kg/m³. Es gelang, trotz der sehr grossen Längsneigung ein ästhetisch ansprechendes und elegantes Brückenbauwerk entstehen zu lassen (Bild 3).

2.2 Fundationen, Pfeiler, Widerlager

Normalerweise wurde in der Moräne flach gegründet. Der an sich wenig beanspruchte *Pfeiler 1* steht in einem so grossen Fundament, dass die Bodenpressungen unter 2,5 kg/cm² und die Wahrscheinlichkeit indirekter Körperschallübertragungen durch den Untergrund klein bleiben. Durch die mittige Öffnung der oben getrennten Pfeilerscheibe gelangt man zu den Brückenlagern.

Der *Pfeiler 3* ist etwa das Bewegungszentrum der Brücke. Seine Stellung und kleinste Systemhöhe von 4,5 m machen ihn für diese Funktion geeignet (Bilder 1 und 2). Die Gründungskote hatte sich nach einer benachbarten Baugrube zu richten. Mit den Aussteifungsscheiben der Fundamentplatte erreichte man die erforderliche Bewegungsresistenz des Pfeilers. Grosse Bedeutung wurde der Sicherheit für den Fall von Anprallkräften aus Strassenfahrzeugen beigemessen, und zwar weil an der Brücke im Hotelbereich Schäden nur schwer festgestellt werden können. Im Extremfall wäre dort eine Reparatur oder gar Rekonstruktion nur mit grössten Schwierigkeiten auszuführen werden. Der *Pfeiler 4* weist analoge Querschnitte mit ausgerundeten Kanten auf, so dass man ihn in der gleichen Schalung herstellen konnte. Dank grösserer Schlankheit wirkt er im Rahmenwerk sehr flexibel.

Das *Widerlager 5* wurde unter Berücksichtigung der Gesamtstabilität im Hanganschnitt in höchster Lage fundiert. Die längsgeordneten Pfeilerscheiben der aufgelösten Konstruktion vermeiden in dieser Richtung Erddruckwirkungen, während sie die quergerichteten Kräfte zum grossen Teil als Ruhedruck auf die Einschüttung ableiten. Durch rückläufiges Gefälle der oberen Auflagerbank und zwei Unterbrüche im Schleppplattenanschluss wird infiltrierendem Wasser der Zutritt zu den Brückenlagern verhindert. Dank den Unterbrüchen wirkt der monolithische Anschluss der 3 m langen Schleppplatte genügend beweglich (Bild 4).

Eine Besonderheit bildet der *Pfeiler 2* in Form von zwei freigelegten Bohrpfählen, Durchmesser 67 cm, welche zusammen mit der Bohrträgerwand des Hotels entstanden. Sie wurden bis zum Molasseuntergrund vorgetrieben und sind oben durch ein rahmenförmiges Pfahlbankett monolithisch mit dem Überbau verbunden. Ein tiefliegender Querriegel auf der Baugrubensohle garantiert gleichbleibende gegenseitige Lage (Bild 2).

2.3 Der Überbau

Die Wahl der Trogquerschnitte war durch die Lichtraumverhältnisse der überbrückten Räume und der Kurhausstrasse gegeben. Eine schotterlose Gleisbauweise hätte hier – abgese-

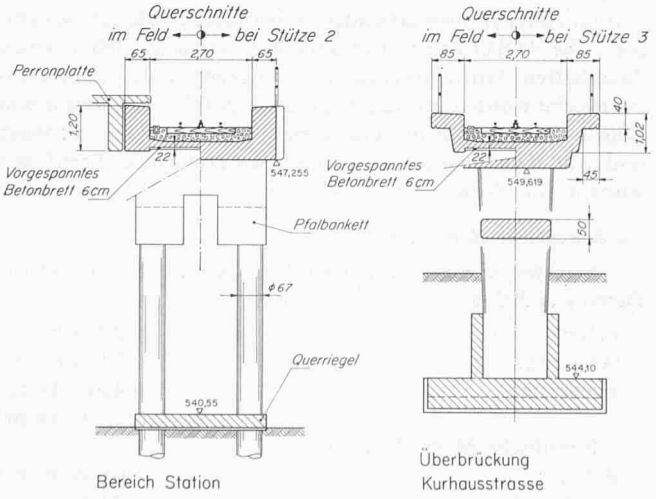
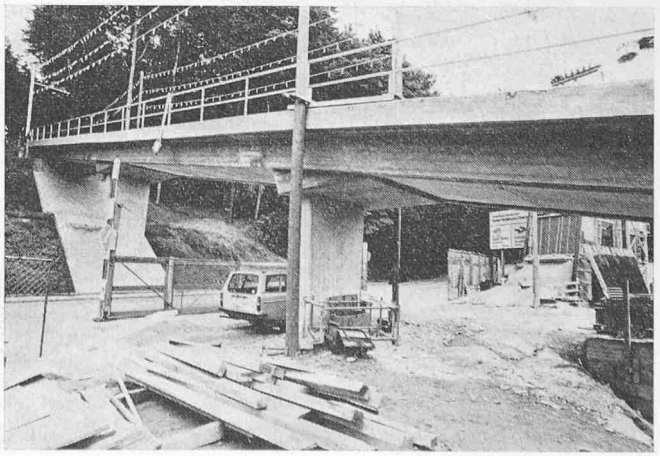


Bild 2. Querschnitte 1:200. Links ist die Hoteldurchfahrt mit dem Pfahljoch des Pfeilers 2 dargestellt, rechts die Überquerung der Strasse. Die Scheiben auf der Fundamentplatte erzeugen die genügende Steifigkeit des Pfeilers 3

Bild 3. Brückenansicht mit dem Fahrleitungsschutz während des Hotelbaues. Das Tragwerk wirkt trotz dem Gefälle von 19,6 % formal elegant. Die unsymmetrischen Vouten arbeiten in den biegungssteifen Stützenanschlüssen als Querträger. Man erkennt die tragenden Betonbretter in der Untersicht



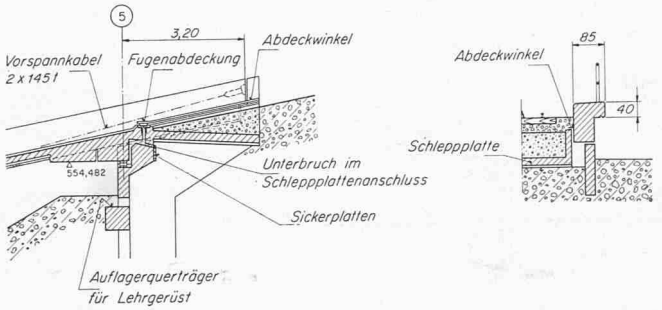
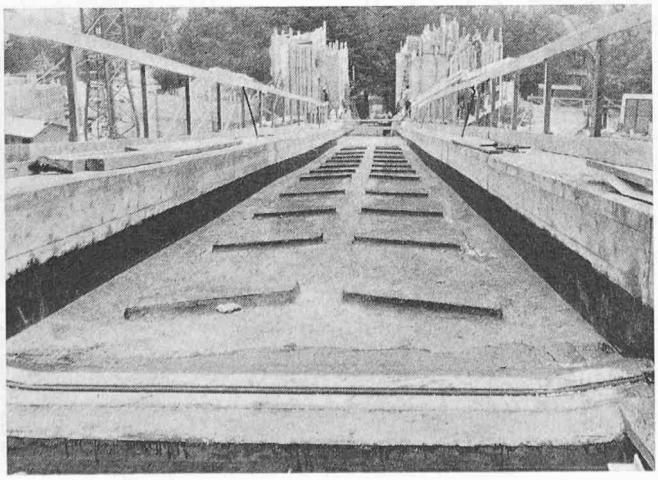


Bild 4. Widerlager mit Schleppplatte 1:200. Rückläufige Gefälle zur Verhinderung des Wasserzutrittes zu den Neotopflagern. Der Fugenübergang der Brücke mit Neoprene-Dichtungsprofil ist durch ein Schutzblech, die Schleppplattenfugen sind mit Winkeln gegen den Bahnschotter abgedeckt

hen von grösserer Lärmentwicklung – durch ihre Konzentration der Radlasten auch statisch-konstruktiv weniger günstig gewirkt. Die Trogwände arbeiten als Längsträger, für die man grosse Schlankheiten bewusst vermied. Mit dem wegen der Perronkonstruktion gewählten rechteckigen Trägerquerschnitt des *Stationsbereiches* entsteht eine wirtschaftliche Lösung (Bild 2). Der talseitige Kragarm bewirkt zusammen mit der Schleppkonstruktion die Durchlaufwirkung und ein schlagfreies, normales Beanspruchungsverhältnis ständige Last/Verkehrslasten. Dank grosser lokaler Steifigkeit bleibt der Knickwinkel in G1 unter Verkehrslasten mit + 1‰ in für das Gleis unschädlichen Grenzen. Die *Schlepp- bzw. Auflaufkonstruktion* bildet den Übergang von der Dammschüttung zur beweglichen Brücke und hat den gleichen Querschnitt wie diese. Sie ist wegen der Hotelbaugrube im Scheibenpfeiler S1 tief fundiert und wurde ohne Gerüst auf der Schüttung betoniert. Durch die Einlage von Styroporplatten bleibt sie flexibel und vermeidet indirekte Körperschallwirkungen. In der *Überbrückung Kurhausstrasse* versteifen die starken Obergurte den Trog in Quer- und Längsrichtung. Sie lassen die Verminderung der Stegstärke auf 30 bis 40 cm zu und ergeben zudem beidseitig je einen willkommenen Dienststeg (Bild 2). Vom Gelenk G1 bis zum bergseitigen Widerlager 5 ist der Überbau voll vorgespannt. Dadurch genügte es, einen billigen Bitumenanstrich als Fahrbahnisolation vorzusehen (Bild 5). An beiden Brückenenden wurden die Kabel in Auskragungen so weit über die Auflagerzonen hinausgezogen, dass auch diese voll vorgespannt sind (Bilder 1 und 4).

Bild 5. Innenansicht des Brückentroges im Bauzustand. Man erkennt die Nocken gegen das Wandern des Schotterkörpers und die Fahrbahnisolation mit Bitumenanstrich. Vorne der Fahrbahnübergang Widerlage 5 vor dem Einbau des Schutzbleches



Zur Rationalisierung des Bauvorganges hat man in der Untersicht der *Fahrbahnplatte* Betonbretter verwendet, welche für die Wirkung unter Gebrauchslasten im Verbund mit dem Überbeton bemessen und im Spannbett vorgespannt wurden. Der Verbund wird den Trägern entlang durch Schubarmierungen sichergestellt. Die Vorspannung und hohe Betonqualität tragen zur Korrosionsresistenz des Bauwerkes bei (Bilder 1 und 4). Dem Wandern des Schotterkörpers auf der geneigten Oberfläche sollen auf je 2,4 m angeordnete, 8 cm hohe Nocken entgegenwirken. Sie wurden zur Vermeidung unerwünschter Wasseransammlungen und Eisbildungen im Grundriss abgewinkelt und in der Brückenachse unterbrochen (Bild 5).

2.4 Lager, Fugenabdeckungen

Lager und Gelenke sind im Verlauf der Zeit zunehmend anfällig für Schäden. Fehler sind bei richtiger Anordnung leicht zu beheben, jedoch direkt nur schwer feststellbar und äussern sich indirekt in Schäden an der Betonkonstruktion. Daher wurden die unvermeidlichen Lager gut zugänglich angeordnet. Auf Pfeiler 1 und Widerlager 5 liegen Neotopf-Gleitlager, auf letzterem eines mit Führung in Längsrichtung. Im Gelenk G1 können die Vertikalreaktionen über Neoprene-Teflonblocklager geleitet werden, weil die Schleppkonstruktion mit dem Untergrund in Kontakt liegt und die Kräfte in Querrichtung wie im Widerlager 5 durch ein Stahl-Führungslager übernommen werden. Das Eindringen von Wasser in die Lager ist praktisch ausgeschlossen, da die beiden Fugenübergänge trotz grossem Längsgefälle mit einem Dichtungsprofil aus Neoprene etwa wie in Gehwegen von Strassenbrücken versehen sind (Bilder 4 und 5). Als Schutz gegen den Bahnschotter dienen eingelegte Bleche, die auch seitlich an den Trägern hochgezogen wurden.

3. Bauvorgang und Ausführungsdetails

3.1 Bauausführung

Das ganze Tragwerk wurde in Ortsbetonbauweise nach Massgabe der Erfordernisse des Bahn- und Hotelneubaues von Juli 1972 bis Juni 1973 etappenweise aufgeführt. Im Stationsbereich wurde synchron mit dem Hotel gebaut, wobei die Brücke jeweils vor den umgebenden Gebäudeteilen entstand. Man arbeitete hier mit den im Hochbau üblichen Spriessgerüsten, während man bei der Überquerung der Strasse von Brückenfundament zu Brückenfundament frei gespannte Lehrgerüste verwendete. Der Überbau wurde mit dem ganzen Querschnitt in einem Arbeitsgang betoniert. Die Erschwernisse aus dem Längsgefälle konnte man durch laufendes Nacharbeiten und Revibrieren der Betonoberflächen im von unten nach oben gehenden Arbeitsvorgang leicht bewältigen. Die Trägeroberflächen erhielten frisch auf frisch einen dauerhaften Mörtelüberzug. Die Nocken in der Fahrbahnoberfläche wurden im nassen Zustand durch Einschlagen von Bügeln armiert und in aufgesetzten Schalungen aufbetoniert und gründlich eingestampft. Alle bewitterten Betonbrettfugen wurden mit Mörtel verschlossen.

3.2 Spezifische Zahlen, Kosten

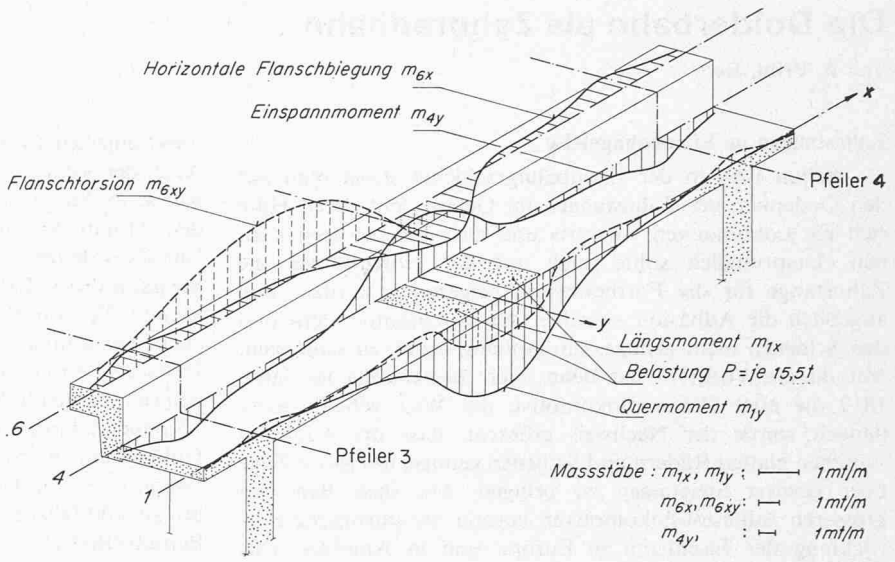
Spezifische Masse Unterbau (bezogen auf die Grundrissfläche von 303 m²:

– Beton:	0,351 m³/m²
– Schalung:	0,931 m²/m²
– Armierung:	44,31 kg/m²
	bzw. 126,29 kg/m³

Spezifische Masse Überbau:

– Beton:	0,609 m³/m²
– Schalung (inkl. Betonbretter):	2,049 m²/m²
– Armierung:	75,73 kg/m²
	bzw. 124,23 kg/m³
– Vorspannung:	12,01 kg/m³

Bild 6. Sekundärmomente im Überbautrog für einen Nutzlastfall im Feld 3–4



Die spezifischen Kosten – 390 Fr./m² für Fundationen und Unterbau, 590 Fr./m² für den Überbau – sind günstig und erweisen, dass die technische Ökonomie sich auch kostenmässig auswirkt.

4. Aus der Statik

Das Tragwerk wurde als hochgradig statisch unbestimmter räumlicher Rahmen elektronisch mit dem Programm STRESS [1]) berechnet. Die Randbedingungen bei den Auflagerpunkten wurden sorgfältig geprüft und Achsverlauf und Querschnittwerte geometrisch möglichst realistisch eingeführt. Etwa legte man bei Pfeiler 2 die Pfahleinspannung rd. 3 m unter den tiefliegenden Querriegel, während die Einspannung des Pfeilers 3 bei der Oberkante der Aussteifungsscheiben angenommen wurde. Durch besonders sorgfältige Detailberechnung und Bemessung des Pfeilerteils zwischen den Scheiben wird diese Annahme – abgesehen von der Wirkung der Einschüttung – hinlänglich gewährleistet. Die Normalkräfte im Überbau zufolge von dessen Längsgefälle wurden berücksichtigt.

Den Achslasten liegen einerseits das zum Einsatz gelangende Triebfahrzeug mit 11,5 m Länge, 5,4 m Radstand und 14 t Achsdruck und anderseits hinsichtlich zukünftiger Veränderungen des Bahnbetriebes der Wagen gemäss SIA-Norm Nr. 160, Art. 6.1 mit 10 t Achsdruck anstatt 14 t zugrunde. Für beide Fahrzeugtypen wurden auch zwei aneinandergehängte Wagen mit reduzierter Nutzlast etwa für den Fall «Abschleppen» untersucht. Eine besondere Berechnung der Belastung aus Schnee ist hinfällig, weil die Bauherrschaft über keine Schneeschleuder auf dem Geleise verfügt und der Fahrbetrieb bei hoher Schneedecke ausgeschlossen ist. Aus oben angeführten Gründen (Abschnitt 2.2) wurden die Schockkräfte aus kollidierenden Strassenfahrzeugen (100 t) im Längs- und Quersinne als normale Zusatzbelastungen in die Bemessungen des Überbaus eingeführt. In den Pfeilern konnten die zulässigen Spannungen für diese Fälle erhöht werden. Besonders wurden die Zwängungen im System zufolge einseitiger Erwärmung der Stützen 3 und 4 um 20 °C bei intensiver Sonnenbestrahlung berechnet.

Im Trogquerschnitt erhält die Einspannung der Fahrbahnplatte für den Fall «Achslasten», insbesondere aber deren Wirkung auf Verdrillung und Biegung im Quersinn der Längsträger, eine gewisse Bedeutung. Diese Untersuchung erfolgte an einem wirklichkeitsnahen Plattenmodell mit dem elektronischen Rechenprogramm FEAPS [2]). Die Ergebnisse zeigen, dass ihre Ermittlung für ein sicheres Erfassen aller Beanspruchungen im Überbau durchaus erforderlich ist (Bild 6).

Die folgenden Werte geben ein Bild der Arbeitsweise des Tragwerkes.

Fundamentpressungen:

- Ständig 0,6 bis 1,9 kg/cm²
- Maximal 2,5 kg/cm²
- Unter Anprallast (Pressungskeil über halbe Fundamentbreite) 4,0 kg/cm²

Spannungen im Überbau:

- Zentrische Vorspannung σ_{v0} = 15 bis 22 kg/cm²
- Randspannungen $\sigma_{b\,max}$ = 43 kg/cm², $\sigma_{b\,min}$ = –8 kg/cm² (Zug)
- Grösste Hauptzugspannung (2achsiger Spannungszustand im Trog) $\sigma_{1\,max}$ = –27 kg/cm²
- Grösste rechnerische Schubspannung τ_{max} = 14 kg/cm²
- Unter Anprallast würden im Pfeiler 3 extremale Spannungen auftreten: $\sigma_{b\,max}$ = 188 kg/cm² σ_e = –3,1 t/cm² τ^*_{max} = 18,3 kg/cm²

Die grösste Durchbiegung der Brücke entsteht unter Nutzlast in Gelenk G 1 mit 2,7 mm, während zufolge einseitiger Stützenerwärmung bei Pfeiler 3 eine max. Querauslenkung von lediglich 1,3 mm zu erwarten ist.

Wie aus diesen wenigen Zahlen hervorgeht, ergaben die Berechnungen ein ausgeglichenes Beanspruchungsbild, das den an die Bemessung gestellten Forderungen in allen Teilen entspricht.

Adresse des Verfassers: *Klaus Wehrli*, Partner in Firma Wehrli & Weimer, dipl. Bauingenieure ETH/SIA/ASIC, Grünhaldenstrasse 6, 8050 Zürich.

[1]) Structural Engineering Systems Solver

[2]) Finite Element Analysis of Plate Structures, Bibliotheksprogramm des FIDES-Rechenzentrums