Die Anwendung eines Vorschubgerüstes beim Bau der Sihlhochstrasse

Autor(en): **Wolf, F. / Kropf, P.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 21

PDF erstellt am: **29.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-72380

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

Die Anwendung eines Vorschubgerüstes beim Bau der Sihlhochstrasse

Von **F. Wolf** und **P. Kropf**, Zürich

DK 624.27.002.2

1. Beschreibung des Bauwerkes

1.1 Gesamtdisposition

Die sechsspurige Hauptbrücke der Hochstrasse hat eine Gesamtlänge von 1493 m und ist in die folgenden drei Dilatationsabschnitte eingeteilt.

– Verzweigungsbauwerk Brunau-Nord	375 m
– Mittelabschnitt über die Sihl	821 m
– Verzweigungsbauwerk Sihlhölzli	297 m
Zusammen	1493 m

Die Hauptbrücke ist im Normalfall 25 m breit. Bei den Ein- und Ausfahrtsrampen verbreitert sie sich aber bis 42 m. Die Normalspannweite beträgt 42,40 m. Bei der Überquerung der Utobrücke musste die Spannweite aus hydraulischen Gründen auf 57,80 m vergrössert werden, während das Verzweigungsbauwerk Brunau-Nord mit Rücksicht auf die darunterliegenden Strassen variable Spannweiten zwischen 40 und 54 m aufweist.

Die Gesamtlänge der doppelspurigen, 7 m breiten Ein- und Ausfahrtsrampen beträgt 600 m und die Spannweiten variieren zwischen 30 und 47 m.

1.2 Überbau

Der 25 m breite Überbau der Hauptbrücke besteht aus zwei Hohlkasten von je 6 m Breite und 1,85 m Höhe. Sie sind durch eine über 7,20 m gespannte, 35 cm starke Platte verbunden. Die Querträger über den Auflagern sind nur innerhalb der beiden Hohlkasten angeordnet und somit von aussen nicht sichtbar. Damit sind die in ihrer Mitte punktgelagerten Hohlkasten nur durch die dazwischenliegende Platte gegen Verdrehung gehalten. Die Ein- und Ausfahrtsrampen haben einen Hohlkasten von 2,50 m konstanter Breite.

Das Gestaltungsprinzip ist das folgende:

- Die Randkonsolplatten bei der Hauptbrücke wie auch bei den Rampen haben eine konstante Breite von 2,49 m.
- Die Breite der beiden Hohlkasten nimmt mit der Brückenbreite zu und weitet sich im Bereiche der Verzweigungen zu einer geschlossenen Untersicht aus.
- Die Konstruktionshöhe beträgt immer 1,85 m mit Ausnahme einzelner verjüngter Endfelder der Rampen.

Die Hauptbrücke ist längs und quer vorgespannt, während die Rampen nur in Längsrichtung vorgespannt sind. Die Spannkräfte betragen im Normalfall 5800 t im Feld und 7200 t über der Stütze, erreichen aber in extremen Fällen Werte bis 19200 t.

Der Randabschluss besteht aus einer vorfabrizierten Betonbrüstung mit einem Leitrohr. Der Mittelabschluss wird durch eine an Ort betonierte Brüstung gebildet, auf welcher die Beleuchtungsmasten montiert sind.

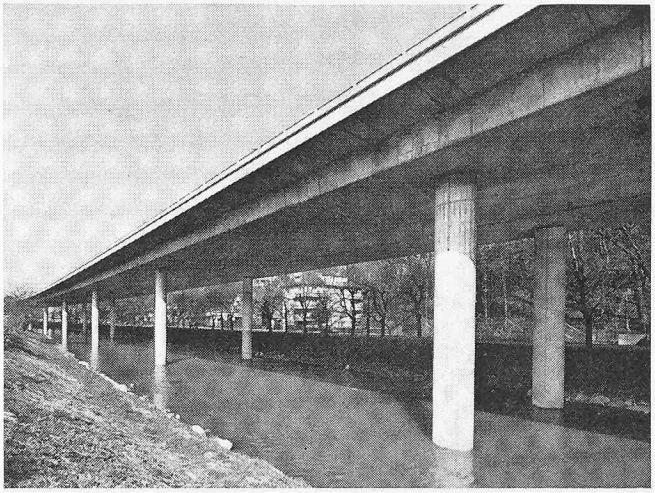

Bild 3. Brückenansicht

Da die Hauptbrücke über dem Fluss ein konstantes Längsgefälle von nur 0,4% aufweist, mussten für die Entwässerung besondere Massnahmen getroffen werden. In jedem Hohlkasten verläuft eine PVC-Sammelleitung, Durchmesser 300 mm bis 400 mm, welche das Oberflächenwasser in einen Ölabscheider beim Sihlhölzli abgeben. Zusätzlich sind alle 200 m Hochwasserentlastungsstutzen eingebaut, die bei extremen Regenfällen die Hochwasserspitze direkt in den Fluss ableiten.

1.3 Pfeiler

Die paarweise angeordneten Pfeiler der Hauptbrücke haben einen elliptischen Querschnitt, variierend je nach Auflast von 1,30 × 2,0 m bis 1,60 × 2,50 m. Die Höhe der Pfeiler im Flussbett beträgt 12 bis 15 m und vermindert sich gegen die Widerlager hin bis auf etwa 5 m.

Das ganze Bauwerk ist auf Neotopflagern mit Teflongleitschicht gelagert. Die maximalen Auflagerkräfte betragen im Normalfall 1200 t je Pfeiler, in Extremfällen bei den Verbreiterungen bis 3300 t je Pfeiler. Eine Anzahl Pfeiler in der Mitte jedes Dilatationsabschnittes hat unverschiebliche Lager zur Aufnahme der im Brückenlängssinn auftretenden Horizontalkräfte aus unterschiedlicher Lagerreibung, Bremswirkung und Erdbeben. Quer zur Brücke sind die Lager im Normalfall unverschieblich, so dass der Seitenwind vom Pfeilerpaar übertragen wird.

Die Anordnung der Rampenpfeiler (Durchmesser 1,30 m) ergibt sich aus der Stabilitätsbedingung des Brückenhohlkastens. So sind Rampenlängen bis 200 m nur mit Einzelpfeilern in Brückenmitte versehen (Ausfahrtsrampe Sihlhölzli), während längere Rampen (Einfahrtsrampe Sihlhölzli) von Zeit zu Zeit mit Pfeilerpaaren stabilisiert worden sind.

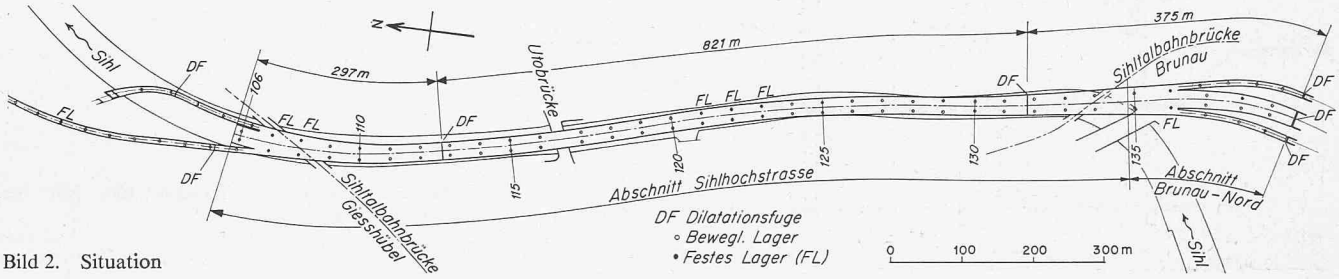

Bild 2. Situation

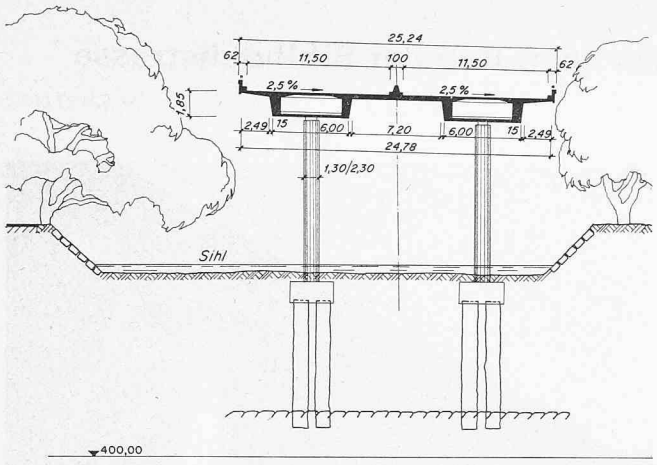

Bild 4. Querschnitt Pfeilerachse 125: Normalfeld

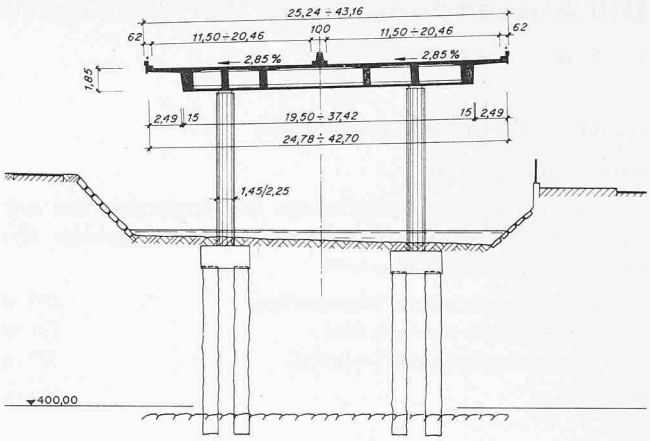

Bild 5. Querschnitt Pfeilerachse 110: Verbreiterung

1.4 Fundation

Der ausserhalb der Sihl liegende Anschluss Brunau-Nord musste mittels Flachfundationen z.T. auf Sihlschotter und z.T. auf Mergel abgestellt werden. Im Gegensatz dazu ist im ganzen Sihlabschnitt die Molasse in einer Tiefe zwischen 0 und 32 m anzutreffen. Die Überlagerung besteht in einer ersten Zone bei der Brunau aus Seebodenlehm, anschliessend taucht die Molasse bis zur Sihlsohle auf (Papierfabrik), während ab Utobrücke vorerst Moräne und nachher Sihlschotter vorkommen. Auf Grund verschiedener Vergleichsberechnungen hat man sich entschlossen, alle Pfeiler auf den Molassefels abzustellen. Die Ermittlung des zweckmässigsten Fundationsverfahrens wollte man der freien Submission überlassen (siehe Abschnitt 3.2).

2. Statische Berechnung

Moderne Brückenbauten werden immer stärker vom Ausführungsverfahren her geprägt. Der projektierende Ingenieur hat sich daher vor allem auch mit den verschiedenen Bauphasen und Montagezuständen zu befassen. In der Vorsubmissionsphase war das zum Einsatz gelangende Gerüst noch nicht bekannt, und es konnte deshalb nur ein Teil der statischen Berechnungen abgeschlossen werden.

2.1 Überbau im Quersinn

Nach dem Verzicht auf den durchgehenden Stützenquerträger werden die in ihrer Achse punktgestützten Hohlkasten der Expressstrasse nur noch durch die dazwischenliegende Platte gegen Verdrehung gehalten. Unter Dauerlasten sind die Biegemomente in dieser Platte verschwindend klein. Der Einfluss von lokalen Einzellasten wurde mit einem Trägerrostmodell eingehend untersucht. Die torsionssteifen Hohlkasten verteilen die Plattenbiegemomente auf eine grosse Länge (Bilder 7 und 8).

Die ebenfalls punktgelagerten Hohlkasten der Rampen sind bedeutend stärker gekrümmt als die Hauptbrücke. Der minimale Radius beträgt 100 m. Die Torsionsmomente infolge Eigengewicht und Vorspannung bleiben verschwindend klein. Hingegen erzeugt das durchweg positive Zwängungsmoment aus der Vorspannung ein beträchtliches Torsionsmoment. Um diese Beanspruchung klein zu halten, wurden die Pfeiler bis zu 15 cm exzentrisch zur Brückenachse nach aussen verschoben.

2.2 Überbau im Längssinn

Die Berechnung der Biegemomente im Längssinn erfolgte für die Lastfälle Eigengewicht des Betons und Vorspannung an den zwei statischen Systemen:

- Durchlaufträger als Eingusssystem
- Durchlaufträger felderweise hergestellt als Summe der Bauzustände

Die daraus erhaltenen Biegemomente bilden die beiden Grenzwerte. Infolge der Variation der *E*-Moduli und der Kriechumlagerungen liegen die wirklichen Biegemomente zwischen diesen Grenzwerten. Eine genaue Berechnung mit Berücksichtigung dieser Einflüsse ist unrealistisch, da die Materialeigenschaften infolge der Temperaturvariation und anderer Einflüsse stark streuen können. Alle Nachweise wurden daher für diese beiden Grenzwerte erbracht. Die Beanspruchungen aus allen weiteren Lastfällen, wie Belag, Rand-

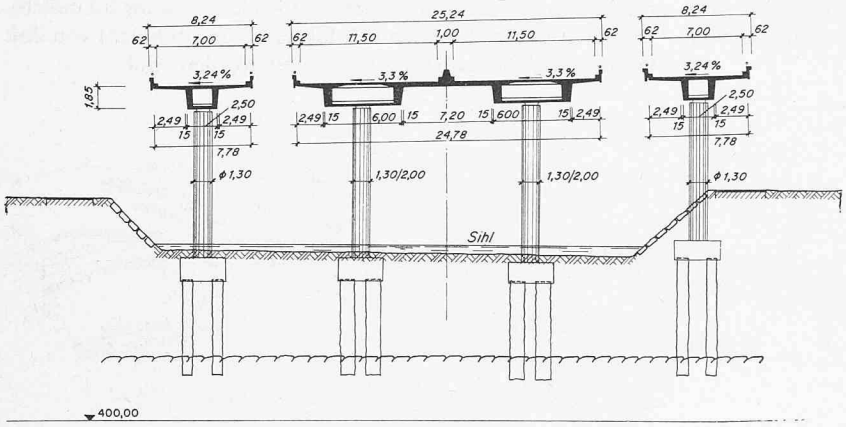

Bild 6. Querschnitt Pfeilerachse 106: Mit Anschlussrampen

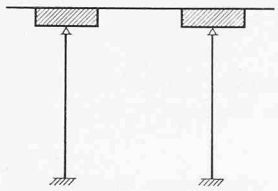

Bild 7. Statisches System im Quersinn

elemente, Nutzlasten, Temperatur- und Setzungsdifferenzen, wurden am Eingusssystem ermittelt.

2.3 Anordnung der festen Lager während der Ausführung

Um die schlanken Pfeiler während der Ausführung des Überbaues nicht zu gefährden, ist ein genaues Studium der Anordnung der Festpunkte in den einzelnen Bauphasen notwendig. Die vom Festpunkt aufzunehmende Horizontalkraft R in Längsrichtung setzt sich aus nachstehenden Werten zusammen:

ΣRg = Summe der Eigengewichtsreibungskräfte links u. rechts

und

ΣRs = Summe der möglichen Streuung der Reibungskoeffizienten links und rechts

In Anlehnung an die Praxis in Deutschland wird für Rs nur die Hälfte des möglichen Grösstwertes als Belastung für die Festpfeiler eingeführt, dadurch ergibt sich folgende Gleichung:

$$R = \Sigma Rg + \tfrac{1}{2}\,\Sigma Rs$$

Aus dieser Rechnung und der Annahme von 2 festen Pfeilerpaaren ergibt sich die Forderung, dass links und rechts des Festpunktes nie ein grösserer Unterschied als 3 Felder sein darf.

Für den 820 m langen Mittelabschnitt ergab sich daraus ein viermaliges Versetzen der Festpunkte während der Ausführung des Überbaus gemäss Bild 10. Das temporäre Blokkieren der Gleitlager erfolgte mit seitlich angebrachten Schuhen, welche den Neotopf und die Platte über dem Teflon verriegelten.

Die Teflongleitlager des langen Dilatationsabschnittes sind für Verschiebungen bis zu ± 25 cm bemessen. Sie wurden um die Verkürzung infolge Kriechens und Schwindens

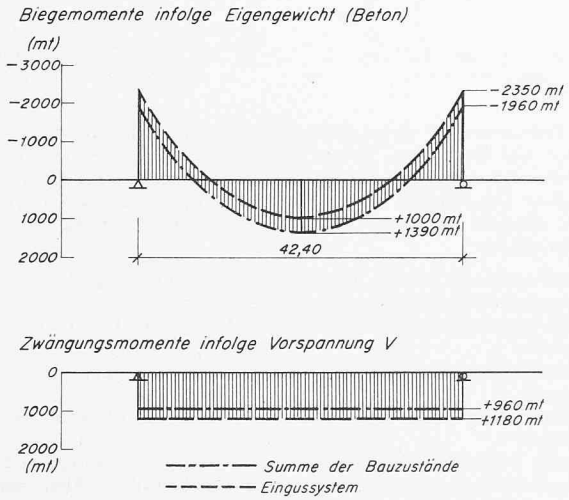

Bild 9. Vergleich der Biegemomente im Längssinn aus der Summe der Bauzustände und im Eingusssystem

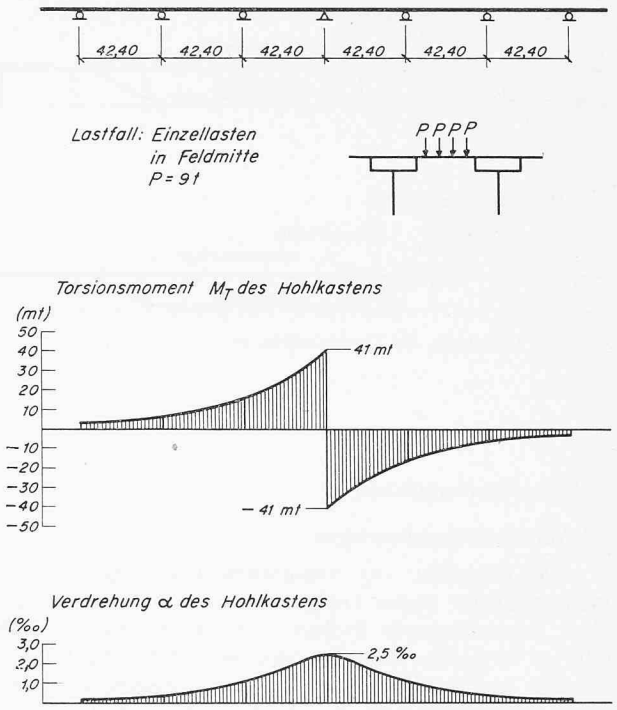

Bild 8. Verlauf der Torsionsmomente und Verdrehungen der Hohlkasten inf. Einzellasten in Feldmitte

voreingestellt. Die Angabe des Voreinstellmasses musste früh erfolgen, da die Lager schon beim Bau der Pfeiler eingebaut wurden. Im Hinblick auf mögliche Terminverschiebungen bei der Herstellung des Überbaus wurden die gerechneten Verschiebungen mit einem Sicherheitsfaktor vergrössert.

2.4 Domino-Effekt

Es musste vermieden werden, dass bei Ausfallen eines Pfeilers durch einen Unglücksfall (Explosion, Krieg usw.) die ganze Brücke über mehrere Dilatationsabschnitte einstürzt. Zu diesem Zwecke wurde im Endfeld des Dilatationsabschnittes eine Sollbruchstelle rund 5 m neben der letzten Stütze eingeplant. Dies erfolgte durch Verstärkung der anschliessenden Stützen- und Feldarmierung durch schlaff eingelegten Vorspannstahl (Durchmesser 12 mm) einerseits und Verstärkung der unteren Platte im Stützenbereich anderseits.

Bei einem Versagen der Brücke in Richtung Dilatationsfuge soll der rund 34 m lange Kragarm nicht auf der Stütze, sondern an der 5 m entfernten Sollbruchstelle abbrechen und damit ein Überspringen des Einsturzes auf den nächsten Dilatationsabschnitt verhindert werden (Bild 11).

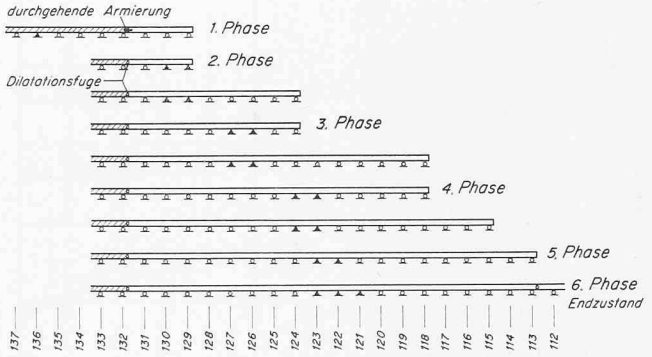

Bild 10. Mittelabschnitt: Anordnung der festen Lager während der Ausführung

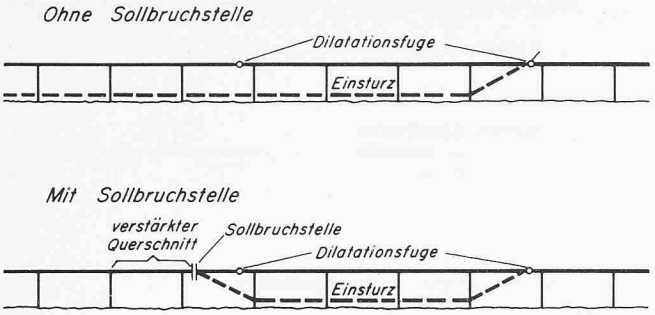

Bild 11. Verhütung des Dominoeffektes

3. Submissionsphase

3.1 Ausschreibungsunterlagen

Der Grundsatz der Ausschreibung war, den Unternehmern möglichst grosse Freiheit in der Ausführung zu lassen, ohne das vorliegende Projekt in seiner Formgebung allzusehr zu verändern. Dazu wurden sowohl für die Fundation als auch für den Überbau nur die Randbedingungen festgehalten. Immerhin war das Projekt schon stark auf einen feldweisen Vorbau mit einem mechanischen Gerüst ausgerichtet (z. B. keine Querträger zwischen den Hohlkasten, möglichst gleiche Spannweiten, konstante Querschnitthöhe und gleichbleibende Konsole). Erschwerend war, dass von den 29 Brückenfeldern nur 15 Normalfelder mit konstanten Abmessungen und 14 Felder mit abweichender Breite oder Spannweite waren. Dem Unternehmer waren in der Submission folgende Möglichkeiten freigehalten:

Fundation

- Schlitzwände bis auf Fels.
- Bohrpfähle mit beliebigem Durchmesser bis auf Fels.
- Flachfundation in der anstehenden Molasse.

Überbau

- Konventionelles Lehrgerüst mit reduzierten Abstützungsmöglichkeiten bei den Verzweigungsbauwerken.
- Erstellen der ganzen Brückenbreite in einem Arbeitsgang.
- Mittelabschnitt (Normalfälle) nur Abstützungen beim Brückenpfeiler.
- Erstellen der ganzen Brückenbreite in einem Arbeitsgang.
- Erstellen der beiden Brückenhälften mit 2 separaten Gerüsten. Hiebei durfte der Abstand dieser Gerüste 2 Normalspannweiten, d. h. rund 85 m nicht übersteigen, da ein Hohlkasten allein dank der Torsionssteifigkeit nur auf diese Länge genügend stabil ist.

Dabei waren die nachstehenden Bedingungen einzuhalten:

- Die Risikowassermenge des Unternehmers betrug 150 m^3/s für die Erstellung der Fundation und der Pfeiler, während sie für das Lehrgerüst mit 550 m^3/s festgelegt wurde.
- Schäden an Installationen und Baumaterialien gingen dagegen in jedem Fall zu Lasten des Unternehmers.
- Das Lichtraumprofil unterhalb der Hochbrücke war z. T. eingeengt durch Bahn- und Strassenbrücken über dem Fluss. Die minimale zur Verfügung stehende Höhe für Schalung und Gerüst betrug 0,90 m.
- Als Installationsplatz für das Vorfahrgerüst war das schon erstellte letzte Brückenfeld des Anschlussbauwerkes Brunau-Nord vorgesehen. Der Überbau sollte sihlabwärts von Brunau-Nord Richtung Sihlhölzli erstellt werden. Die Erschliessung und die Betonzufuhr war nur über die schon erstellte Brücke erlaubt.

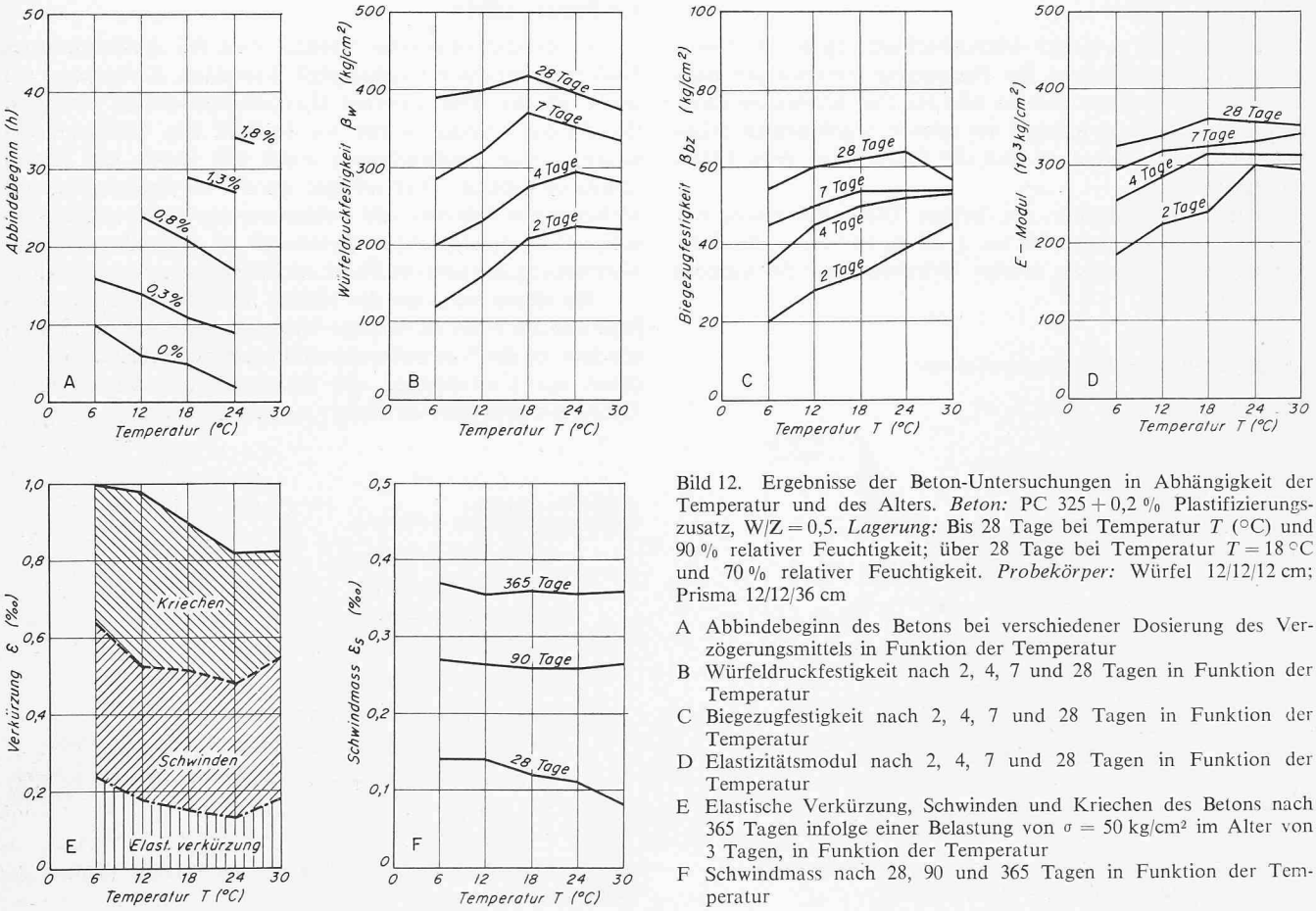

Bild 12. Ergebnisse der Beton-Untersuchungen in Abhängigkeit der Temperatur und des Alters. *Beton:* PC 325 + 0,2 % Plastifizierungszusatz, W/Z = 0,5. *Lagerung:* Bis 28 Tage bei Temperatur T (°C) und 90 % relativer Feuchtigkeit; über 28 Tage bei Temperatur $T = 18$ °C und 70 % relativer Feuchtigkeit. *Probekörper:* Würfel 12/12/12 cm; Prisma 12/12/36 cm

A Abbindebeginn des Betons bei verschiedener Dosierung des Verzögerungsmittels in Funktion der Temperatur
B Würfeldruckfestigkeit nach 2, 4, 7 und 28 Tagen in Funktion der Temperatur
C Biegezugfestigkeit nach 2, 4, 7 und 28 Tagen in Funktion der Temperatur
D Elastizitätsmodul nach 2, 4, 7 und 28 Tagen in Funktion der Temperatur
E Elastische Verkürzung, Schwinden und Kriechen des Betons nach 365 Tagen infolge einer Belastung von $\sigma = 50$ kg/cm² im Alter von 3 Tagen, in Funktion der Temperatur
F Schwindmass nach 28, 90 und 365 Tagen in Funktion der Temperatur

3.2 Vergebung der Arbeit

Fundation

Auf Grund der durchgeführten Submission wurden von 4 Unternehmerkonsortien Schlitzwandpfähle, Bohrpfahlgruppen sowie grosskalibrige Einzelpfähle, Durchmesser 1,60 m bis 2,40 m, angeboten. Für den Vergleich wurden sämtliche Fundationsarten für alle Fundamenttypen gegenübergestellt und technisch und kostenmässig verglichen. Auf diesen Vergleich wird in einem folgenden Aufsatz näher eingetreten.

Die Schlitzwandpfähle schieden aus wegen der Gefahr der Sihlverschmutzung mit Bentonit oder allfälliger Grundwasserverschmutzung in den durchlässigen Sihlschotterzonen. Für die grosskalibrigen Einzelpfähle war mit Schwierigkeiten zu rechnen in den groben Moränen- und Sihlschotterzonen, ausserdem hatte man in der Schweiz im Zeitpunkt der Vergabe noch keine Erfahrung. Schliesslich entschied man sich für verrohrte Ortsbeton-Bohrpfähle. Zur Verwendung gelangten Benoto-Bohrpfähle mit Durchmesser 118 cm für die Hauptbrücke mit einer zulässigen Tragkraft von 680 t und solche mit Durchmesser 88 cm für die Rampen mit einer Tragkraft von 360 t. Die Anzahl der Pfähle je Pfeiler beträgt im Normalfall 4 Stück und in Extremfällen bei den Anschlussbauwerken bis zu 8 Stück. Sie wurden im Minimum 1 m in die Molasse eingebunden.

Überbau

Für den Überbau wurden folgende Lösungen vorgeschlagen:

- 2 Unternehmer: ein obenliegendes Vorschubgerüst für die ganze Brückenbreite.
- 1 Unternehmer: zwei obenliegende Vorschubgerüste für je die halbe Brückenbreite.
- 1 Unternehmer: ein untenliegendes Vorschubgerüst für die normale Brückenbreite und Zusatzgerüste für die Verbreiterungen.

Kein Submittent hatte eine Lösung mit Lehrgerüst vorgeschlagen.

Vorerst mussten diese Vorschläge technisch und kostenmässig auf den gleichen Nenner gebracht werden. Insbesondere waren je nach Ausführungsart verschiedene Mehrleistungen entsprechend zu berücksichtigen.

Auf Grund der Preislage und der Tatsache, dass das betreffende Konsortium bereits ein Gerüst besass und in der Schweiz angewendet hatte, wurde der Auftrag an die Arbeitsgemeinschaft Sihlhochstrasse, AG Heinrich Hatt-Haller, Schafir & Mugglin AG, Spaltenstein AG, in Zürich vergeben.

4. Ausführungsphase

Nachdem das zum Einsatz gelangende Vorschubgerüst bekannt war, mussten folgende Grundlagen erarbeitet werden:

- Betonzusammensetzung im Sommer und im Winter
- Betoncharakteristiken besonders für jungen Beton
- Gerüstüberhöhungen
- Betonierablauf
- Spannprogramm
- statische Nachrechnung der Verschubphasen (Gerüstlasten)
- Verschubprogramm
- Kontrollmassnahmen

4.1 Betontechnologie

Zur Abklärung der Fragen der Betontechnologie wurde die EMPA mit einem Versuchsprogramm beauftragt. In einer ersten Phase sollten die zur Verwendung gelangenden Betonsorten (Dosierung, Betonzusätze, Wasserzementfaktor) optimalisiert und festgelegt werden. In der anschliessenden 2. Phase wurden für die gewählten Betonsorten folgende Charakteristiken für die Temperaturstufen 6, 12, 18, 24 und 30 °C ermittelt.

- Abbindebeginn
- Würfeldruckfestigkeit nach 2, 4, 7 und 28 Tagen
- Biegezugfestigkeit nach 2, 4, 7 und 28 Tagen
- E-Modul nach 2, 4, 7 und 28 Tagen
- Kriechen: Kriechverlauf bei Aufbringen einer Druckspannung von 50 kg/cm² nach 33 Tagen
- Schwindmass nach 28, 90 und 365 Tagen

Nach Prüfung der Ergebnisse der ersten Phase wurden folgende Betonsorten gewählt:

Sommerbeton:

PC 325 mit 0,2% Plastifizierungsmittel mit leicht verzögernder Wirkung, Wasserzementfaktor 0,5

Winterbeton:

HPC 300 mit 0,2% Plastifizierungsmittel, Wasserzementfaktor 0,5

Die Grenze zwischen Sommer- und Winterbeton liegt bei einer Temperatur von 12 °C (Mittel zwischen Mischguttemperatur und mittlerer Tagestemperatur).

In den Diagrammen (Bild 12) ist eine Auswahl der Resultate aus der Untersuchung der 2. Phase für den Sommerbeton dargestellt. Auf Grund dieser Ergebnisse wurden verschiedene Betoniervorgänge in bezug auf Verformungen des jungen Betons, Rissgefahr usw. untersucht. Daraus ergab sich der nachstehende Arbeitsablauf als der günstigste. Für die Ausführung des Normalfeldes auf der Baustelle wurde ein Pflichtenheft, sog. Ausführungsbestimmungen, aufgestellt, dem die folgenden Kapitel in gekürzter Form entnommen sind.

4.2 Ausführung des Normalfeldes

Betoniervorgang und Spannprogramm

Für die Ausführung eines Normalfeldes wurden 3 Wochen benötigt (siehe auch Taktprogramm, Bild 23).

Am Montag der 3. Taktwoche wurden die untere Platte, Längsrippen und Querträger mit zusammen rund 250 m³ Beton gegenläufig zur Vorschubrichtung betoniert. Am Mittwoch, nach Erreichen einer min. Betonwürfeldruckfestigkeit von 200 kg/cm², sind je Längsrippe 2 Kabel auf 50% der Nenn-Spannkraft vorgespannt worden. Am Donnerstagnachmittag und am Freitag wurde dann die Brückenplatte mit total 320 m³ Beton eingebracht, worauf am nächsten Montag (1. Taktwoche) alle Vorspannkabel auf 100% vorgespannt wurden (vorgeschriebene Betonfestigkeit des zuletzt eingebrachten Betons 250 kg/cm²). Bereits an den nächsten beiden Tagen wurde das mobile Schalungsgerät vorgeschoben.

Wie anfänglich durchgeführte Versuche zeigten, konnte auf ein Nachspannen der Kabel verzichtet werden, da daraus nur ein unwesentlicher Gewinn von rund 1% der aufgebrachten Vorspannkraft resultierte. Das Injizieren der Kabel erfolgte jeweils nach dem Verschub des mobilen Schalungsgeräts.

Dieser Betoniervorgang hat verschiedene Vorteile: grössere Sicherheit, da ein Teil der Brückenplatte durch den vorgespannten Trog getragen wird und eine Entlastung des Gerüsts stattfindet; der eingebrachte Beton wird nach kurzer Zeit vorgespannt; keine Verwendung von starken Verzögererdosierungen.

Abstützung des mobilen Schalungsgeräts

Nach der Erstellung der Pfeiler wurden sofort die definitiven Neotopf-Brückenlager versetzt und darüber ein kubischer Aufstandsblock mit Spreizkraft- und Anschlussarmierungen als Bestandteil des definitiven Brückenquerträgers betoniert. Dieser Betonigel diente zur Abstützung des vorderen Stützbockes R 2. Mittels Stahlspindeln und Lastoblockla-

Bild 13. MS-Gerät im Normalfeld

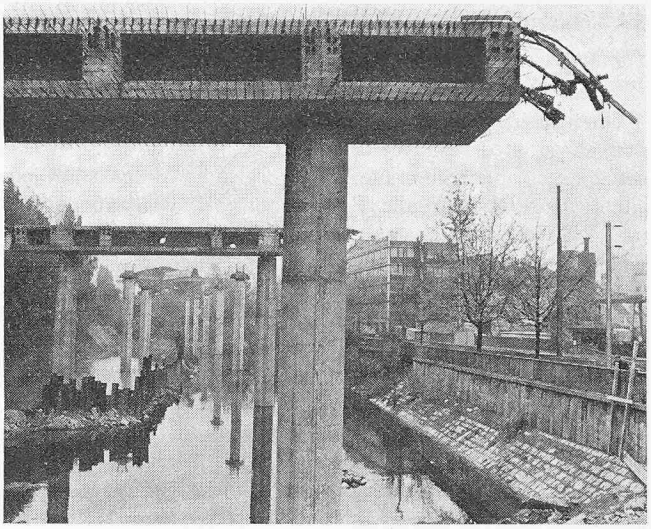

Bild 15. Vorgängig erstellte Querträger bei der Verzweigung im Sihlhölzli

gern ist das definitive Lager für den Bauzustand in Längs- und Querrichtung blockiert worden. Das Lösen der Blockierung erfolgte erst nach dem Betonieren des Troges.

In der Betonierstellung war das Vorschubgerüst mit 2 weiteren Stützböcken auf dem Überbau des zuvor erstellten Brückenfeldes abgestützt. Der eine Stützbock R 1 stand in einem Abstand von 6,70 m vom Pfeiler auf dem Kragarm, während der zweite Stützbock R 3 direkt über dem Pfeiler angeordnet wurde. Mittels der hydraulischen Steuerung konnte die Lastverteilung zwischen diesen beiden Böcken in gewissen Grenzen variiert werden. Die Belastung von Stützbock R 1 wurde so gewählt, dass sie im wesentlichen der später wirkenden Querkraft infolge Eigengewicht entsprach, d. h. rund 480 t. Damit war der Momentenverlauf unmittelbar in den anschliessenden Brückenfeldern ähnlich dem späteren Verlauf am Durchlaufträger.

Der Vorschub des Schalungsgeräts in das nächste Feld erfolgte in 10 verschiedenen Phasen, d. h. Stützbockstellungen. In einer dieser kurzfristigen Vorschubphasen wurde auf dem Kragarm, rund 5,80 m von der Pfeilerachse entfernt, eine Last von 920 t abgegeben. Die Bruchsicherheit für diesen Lastfall betrug nur 1,5, da die Längskabel noch nicht injiziert waren. Die Durchbiegung des Kragarms erreichte 3,5 cm. Dieser Lastfall war für jedes Feld gleichzeitig Belastungsprobe.

Überhöhungen

Für sämtliche Aufhängepunkte mussten die Überhöhungen des Gerüsts berechnet werden. Sie betrugen in Feldmitte im Normalfall 5 cm, erreichten aber in den überbreiten Zonen am Ende der seitlichen Gerüstkragarme Werte bis zu 15 cm. Dies erforderte eine sehr sorgfältige Berechnung und Einstellung dieser Überhöhungen.

Kontrollen

Während des Betonierens wurde der Wasser-Zement-Faktor mit der Vebe-Vibrierzeit bzw. mit der Kugeleindringzeit überprüft. Die Prüfung der Festigkeit erfolgte jeweils vor dem Vorspannen mit dem Betonhammer sowie nach 3, 7 und 28 Tagen mit Hilfe von je 3 Betonprismen.

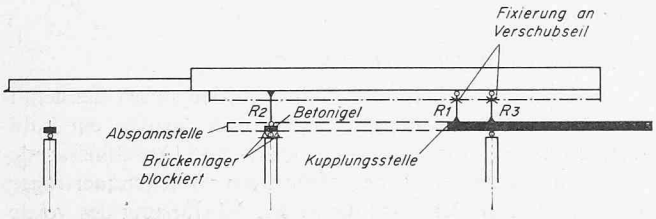

Bild 14. Schema des MS-Gerätes in der Betonierstellung

Die vorgeschriebenen Festigkeiten wurden im allgemeinen erreicht, nur vor dem Wechsel von Sommer- auf Winterbeton mussten die Erhärtungszeiten des Betons zum Teil um einen Tag verlängert werden.

Während des Blockierens des vorderen Pfeilers mit dem Gerüst war es notwendig, die horizontalen Deformationen des Pfeilerkopfes zu überwachen (Temperatur- und Kriecheinfluss der Hauptbrücke ab Festpunkt). Dazu wurde der Pfeiler mit einem Theodolit laufend kontrolliert. Die horizontale Auslenkung durfte höchstens 10 mm betragen, der Pfeiler wurde jedoch bereits bei 5 mm nachgestellt.

Für den Überbau hatte der Unternehmer Richtwerte für die Durchbiegungen bei jeder Betonier- oder Vorspannphase. Diese mussten laufend mittels Nivellements überprüft werden. Anschliessend wurde ein langfristiges Messprogramm der Deformationen durchgeführt.

4.3 Ausführung von Sonderfällen

Die ersten Spannweiten nach der Verzweigung Brunau-Nord und die letzten bei der Verzweigung Sihlhölzli wiesen variable Brückenbreiten bis maximal 40 m auf.

Die zusätzliche Breite der Brücke wurde durch breitere Hohlkasten mit zusätzlichen Längsrippen gewonnen. Die Pfeiler befinden sich stets in der Mitte des Hohlkastens, um Biegemomente in der Fahrbahnplatte zwischen den Hohlkasten klein zu halten. Dadurch ist der Abstand der beiden Pfeiler variabel. Das mobile Schalungsgerät konnte den Abstand zwischen den beiden Auflagern des Stützbockes auf den Pfeilern von 13,50 bis 15,30 m variieren. Überstieg der Pfeilerabstand den Wert von 15,30 m, so wurde zu dessen Lagerung ein durchgehender Querträger notwendig und die Untersicht von diesem Punkt an geschlossen.

Dieses Vorgehen wurde bei den Stützenachsen Nr. 134, 133, 110 und 109 angewendet. Die Querträger wurden vorgängig auf einem Lehrgerüst erstellt und vorgespannt. Die Lagerung des Gerüsts und die Blockierung der Brückenlager zwischen Querträger und Pfeiler entsprachen derjenigen des Normalfeldes (Bild 16).

Verzweigung Brunau

Für die ersten Felder des 35 m breiten Anschlussbereichs konnte das Vorschubgerät als Lehrgerüst verwendet werden, die Schalungen mussten aber behelfsmässig transportiert werden.

Zum Schalen der Überbreite wurden die Querträger und die Stichträger des Vorschubgerüsts verlängert. Das Gerüst war aber nicht in der Lage, die Betonlast über die ganze Breite zu tragen. Insbesondere wurden die Durchbiegungen der Querträger zu gross. Deshalb wurde der Querschnitt durch Längsfugen in unterer und oberer Platte in Tagesetappen von rund 250 m³ Beton eingeteilt. Jede Etappe umfasste je einen Längsstreifen auf beiden Seiten des Hauptträgers. Diese wurden gleichzeitig betoniert, um Verdrehungen des Hauptträgers zu verhindern. Nach dem Erhärten der einzelnen Etappen wurden diese teilweise vorgespannt, um das Gerüst zu entlasten. Als letztes wurden die Längsfugen zwischen den einzelnen Etappen geschlossen und die ganze Längs- und Quervorspannung aufgebracht.

Diese Ausführungsart führte zu Bauzeiten, wie sie im Lehrgerüstbau üblich sind, verminderte aber durch den Wegfall normaler Lehrgerüste das Hochwasserrisiko erheblich.

Die Erstellung der Brücke im Taktverfahren konnte ab einer Brückenbreite unter 27,0 m erfolgen.

Überquerung der Utobrücke

Einen weiteren Sonderfall stellte die grosse Spannweite von 57,80 m (Schlankheit $H/L = 1/31$) über die Utobrücke dar. Die äussere Querschnittsform wurde unverändert durchgeführt, hingegen mussten die Längsrippen nach innen verbreitert werden, um die zusätzlichen Längskabel aufzunehmen.

Der Kragarm der zuvor erstellten Spannweite wurde auf 10 m verlängert, damit hatte das Gerüst eine Spannweite von rund 50 m zu überbrücken. Im Gegensatz zum Normalfeld erhielt aber der Abstützungsbock auf dem verlängerten Kragarm bedeutend höhere Lasten. Deshalb wurden unter dem Kragarm 4 Hilfsstützen ins Flussbett hinunter notwendig. Zwischen Hilfsstützen und Kragarm waren Pressen eingebaut, um Belastungen und Deformationen zu steuern.

Verzweigung Sihlhölzli

Hier kreuzen sich Sihl, Sihltalbahn, Sihlhochstrasse, und am gleichen Ort schliessen die Ein- und Ausfahrtsrampen an. Vorgängig der überbreiten Sihlhochstrasse war eine neue doppelspurige Sihltalbahnbrücke zu erstellen. Die Fundationen und Pfeiler beider Brücken konnten mit denselben Baugrubenabschlüssen ausgeführt werden.

Die freie Konstruktionshöhe von 0,90 m zwischen Bahnlichtraum und Unterkante Sihlhochstrassenbrücke verunmöglichte die Durchfahrt des Vorschubgerüsts, so dass für die letzten 4 Felder ein konventionelles Lehrgerüst mit feldweiser Umstellung verwendet wurde. Auch die anschliessenden Rampenbrücken wurden mit Hilfe von Lehrgerüsten erstellt. Dank dieser Massnahme konnte Zeit gespart werden (Gleichzeitigkeit der Erstellung mit dem Vorschubgerüst), und ausserdem musste das Vorschubgerüst nicht mehr auf die überbreite Version umgebaut werden.

Schlussbetrachtung

Mit dem vorliegenden Aufsatz wurde versucht, die Besonderheiten des Brückenbaus mit Vorschubgerüsten aufzuzeigen. Die Vorteile dieses Bauverfahrens widerspiegeln sich deutlich in der beachtlichen Jahresleistung von 14000 m² Brückenfläche im Normalteil der Sihlhochstrasse. Die Unregelmässigkeiten in den Zonen mit variablen Brückenbreiten zwischen 25 und 40 m hingegen hatten einen beträchtlichen Mehraufwand an Gerüst und Zeit zur Folge.

Die Kosten der Brücke, einschliesslich Belag, Beleuchtung, Signalisation und Geländer, betragen ohne Ingenieurhonorare ungefähr 40,0 Mio Fr., d.h. 800 Fr/m². Im Kostenvoranschlag aus dem Jahre 1961 wurde ein Preis von 805 Fr/m² ausgewiesen. Der Vergleich dieser beiden Beträge bestätigt einmal mehr, dass es im Brückenbau in den letzten 10 Jahren gelungen ist, durch Rationalisierung und Modernisierung der Bauverfahren die Teuerung auf dem Material- und dem Lohnsektor aufzufangen, betrug doch im Zeitraum 1963 bis 1973 die Teuerung der Materialkosten gemäss Grosshandelspreisindex für Baumaterialien rund 40% und die Lohnerhöhungen im Baugewerbe auf Grund der Statistik des Schweiz. Baumeisterverbandes rund 130% (Landesdurchschnitt des mittleren Stundenlohnes ohne Soziallasten).

Ein weiteres Merkmal dieser grossen Baustelle war das gute Einvernehmen zwischen dem Bauherrn, der Oberbauleitung, der Bauleitung, dem Unternehmerkonsortium und den Projektverfassern. Der gemeinsame Wille, ein grosses Werk technisch einwandfrei zu verwirklichen, bietet immer noch die beste Gewähr für einen erfolgreichen Abschluss eines anspruchsvollen Bauvorhabens.

Adresse der Verfasser: *F. Wolf*, dipl. Bauingenieur ETH, und P. Kropf, Ingenieur-Techniker HTL, im Ingenieurbüro Schalcher & Partner, Witikonerstrasse 295, Postfach, 8053 Zürich.

Bild 17. Das vorläufige Ende im Sihlhölzli

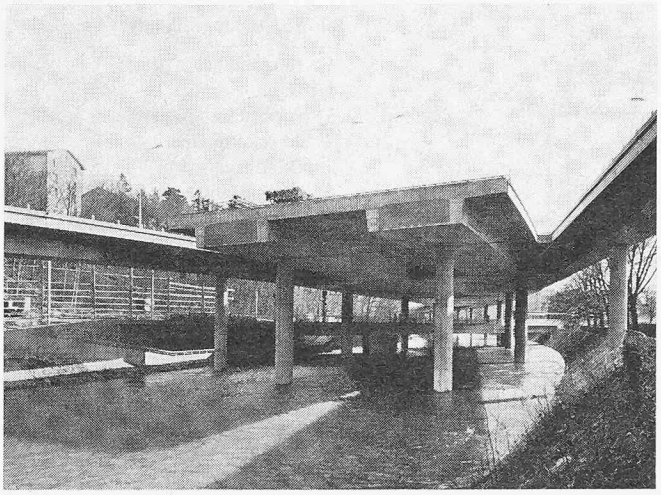
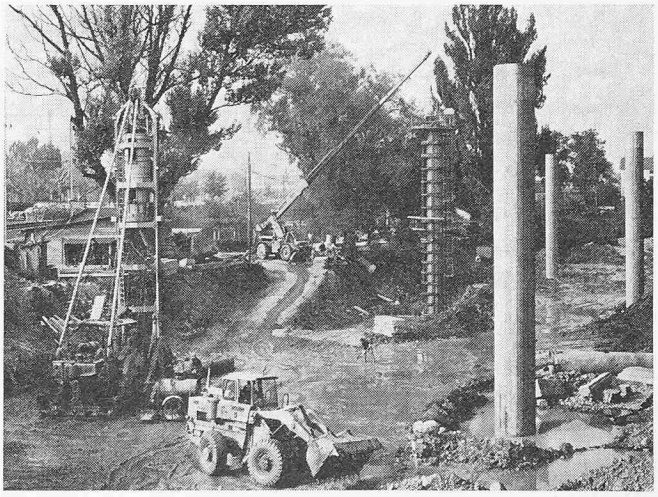
Bild 18. Unterbauarbeiten im Sihlbett