



Spannbeton in der Schweiz
Béton précontraint en Suisse

AURELIO MUTTONI PRIMO 178

Spannbeton in der Schweiz

Béton précontraint en Suisse

Zum 7. FIP-Kongress 1974

Herausgegeben von der Technischen Forschungs-
und Beratungsstelle der Schweizerischen Zement-
industrie, Wildegg 1974

Copyright bei der
Technischen Forschungs- und Beratungsstelle
der Schweizerischen Zementindustrie,
Wildeggen

1974 Druck: H. Keller & Cie., Brugg

Die schweizerische Bauindustrie ist bestrebt, anlässlich des 7. Kongresses der Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) die Leistungen im schweizerischen Spannbetonbau darzustellen und einige ausgesuchte Beispiele von Realisationen in dieser Bauweise zu zeigen. Der vorliegende Bericht zeigt, dass der Spannbeton in der Schweiz sehr mannigfaltig angewandt wird und einen hohen technischen Stand erreicht hat. Durch die Zusammenarbeit der Ingenieure für die Projektierung, der Spezialfirmen für Spannbeton, der Bauunternehmer und der Hochschulen entstanden eine Reihe von Bauwerken auf den Gebieten des Brücken-, Hoch- und Tiefbaues, die weltweit Anerkennung gefunden haben.

Die Zementindustrie hat ein grosses Interesse an der Ausbreitung des Spannbetons. Aus diesem Grunde hat es die Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie (TFB) gerne übernommen, die Beiträge zu sammeln, ihre Herausgabe zu organisieren und zu finanzieren. Es ist uns eine Freude, den Bericht herauszubringen; wir danken allen, die daran mitgeholfen haben und hoffen, dass er Studierenden und Projektierenden nützlich sein werde.

Technische Forschungs- und Beratungsstelle
der Schweizerischen Zementindustrie (TFB)

Inhaltsverzeichnis - Sommaire

Art des Bauwerkes Genre de l'ouvrage		Seite/Page
D	SBB Flughafenbahnhof Kloten	9
A	Anschlussbauwerk Meggenhus Schweizerische Nationalstrasse N 1, Wil — St. Margrethen (I)	11
A	Anschlussbauwerk Meggenhus Schweizerische Nationalstrasse N 1, Wil — St. Margrethen (II)	14
C	Couverture de l'Aula de l'Ecole de Chimie — Université de Neuchâtel	17
D	Silos d'homogénéisation et de réserve pour farine «cruée» à la cimenterie d'Eclépens	19
A	Felsenaubrücke	21
C, F	Hängeschale für den Neubau des Stadttheaters in Basel	24
A	Hardbrücke in Zürich	27
C, E	Neubau Kinderklinik des Insel- spitals Bern	29
A	Viaduc de l'Ecu à Genève	31
B, C	Bâtiment universitaire «Uni II» à Genève	34
A	Les ponts sur la Paudèze	37
A	Förderbandbrücke aus vorgespanntem Leichtbeton in Olten	40
C	Lehrgebäude der ETH Hönggerberg, Zürich/Schweiz	43
C	ZD-Schale (Patent angemeldet)	46
A	Hammermühlebrücke Kempthal	48
A	Sihlhochstrasse Zürich	50

Zeichenerklärung

A = Brücke, Überführung
B = Tragwerk
C = Wände, Decken
D = Behälter, Wanne
E = Verankerung
F = Hängekonstruktion

Légende

A = Pont, passage supérieur
B = Structure précontrainte
C = Cloisons, dalles
D = Caisson, cuvelage
E = Ancrage
F = Construction suspendue

Art des Bauwerkes Genre de l'ouvrage		Seite/Page
A, F	SAPPRO Fussgängersteg Lignon-Löex, Genf	52
C	Lagerhaus in Rapperswil mit neuartiger Flachdeckenvorspannung	55
C, D, E	Geschäftshaus Immobiliare S. Balestra, Lugano	57
B	Centre de Recherches Médicales à Genève	59
D	Klinkersilo Zementfabrik Thayngen	61
D	La Piscina Olimpionica in c. a. precom- presso del nuovo Bagno Pubblico di Bellinzona	63
B, C	Nouveau Siège du Bureau International du Travail à Genève	66
A	Anschlussbrücken zu den National- strassen N 2 und N 13 über die Moesa bei Bellinzona (Kt. Tessin)	69
A, E	Intschireussbrücke der Schweizerischen Bundesbahnen	71
A	Limmatbrücke der Nationalstrasse N 1, Objekt 520, Würenlos, Aargau	74
A	Der Traversa-Viadukt der N 13	76
A	Überführung der Nationalstrasse N 4 im Anschluss Mutzentäli, Schaff- hausen	78
C	Hallen- und Freiband «IM LETTICH», Baar/ZG	81
C	Sporthallen Allmend-Fluntern der Schweizerischen Kreditanstalt in Zürich	84
C, F	Werkstattgebäude in Grolley (Kt. Freiburg)	87

Zeichenerklärung

A = Brücke, Überführung
 B = Tragwerk
 C = Wände, Decken
 D = Behälter, Wanne
 E = Verankerung
 F = Hängekonstruktion

Légende

A = Pont, passage supérieur
 B = Structure précontrainte
 C = Cloisons, dalles
 D = Caisson, cuvelage
 E = Ancrage
 F = Construction suspendue

SBB Flughafenbahnhof Kloten

Projekt und Bauleitung: Ingenieurgemeinschaft Locher & Cie. AG / Aschwanden + Speck, Zürich
Baujahre: 1971—1977

Auftriebssicherung mit Permanentankern

Um den internationalen Flughafen Kloten an das Netz der Schweizerischen Bundesbahnen anzuschliessen, wurde eine neue Schnellzuglinie ab Zürich-Glattbrugg über Kloten nach Bassersdorf projektiert. Die Bauarbeiten dieser 5,5 km langen Flughafenlinie wurden im Jahre 1971 begonnen und mit der Eröffnung ist im Jahre 1980 zu rechnen. Die neue Linie ist praktisch durchgehend unterirdisch angelegt. Der zentrale Teil dieses Bauvorhabens wird durch den viergleisigen Durchgangsbahnhof, der nur für Schnellzüge und Personenverkehr ausgelegt ist, gebildet. Das Perrongeschoss ist zwischen den Weichenköpfen 800 m lang und gestattet die Anordnung von zwei 450 m langen Perrons variabler Breite. Die in die Breite stark ausgeweitete Bahnhofshalle liegt über dem Perrongeschoss, ungefähr in dessen mittlerem Bereich und bildet gleichzeitig das Basisgeschoss des darüberliegenden 9stöckigen Parkhauses, von welchem der direkte Übergang in den Terminal B möglich ist (Abb. 1).

Die UK. der Fundamentsohle des Bahnhofes liegt 14—18 m unter Terrain und ca. 12 m im Grundwasser. Der ein-, bzw. zweigeschossige Kastenquerschnitt weist 3 Stützenreihen auf, von welchen diejenigen die auf die Perronachsen zu liegen kommen, als massive Stahlstützen ausgebildet sind (Abb. 3). Die Lasten über dem Bahnhof sind mannigfaltig und be-

trächtlich, um so mehr als auch noch möglichen künftigen Entwicklungen des Flughafenkopfes Rechnung getragen werden muss: Rollwege, Terminals, Parkhaus, Autobahn usw. Die hochbelasteten Flachdecken sind auf Flächenlasten von 15 t/m^2 und Einzellasten bis 900 t ausgelegt. Der Raster liegt in der Grössenordnung $8,5 \times 12 \text{ m}$.

Da der ganze Bahnhof unter dem Grundwasserspiegel liegt und das Eigengewicht der Konstruktion nicht genügt, mussten in allen Bereichen wo keine ausreichenden Auflasten vorhanden sind oder wo in einem späteren Zeitpunkt heute vorhandene Auflasten entfernt werden könnten, Auftriebssicherungen angeordnet werden. Diese Lösung wurde aus konstruktiven und wirtschaftlichen Überlegungen einer Ballastlösung vorgezogen (Abb. 2).

Für die Auftriebssicherung wurden vorgespannte Lockergesteinsanker gewählt, um durch die eingeführte Bodenpressung die Setzungenbewegungen der Fundamentsohle am fertigen Bauwerk auf ein Minimum zu beschränken. Die über die ganze Fläche verteilten Anker haben einen Spannstahlquerschnitt von $20 \text{ } \phi 6$ und sind in vorgängig eingesetzte und verpresste Stahlrohre $\phi 80/76$ eingebaut (System BBRV Tubfix). Die rechnerische Gebrauchslast je Anker beträgt 50 t. Die Verankerungstrecke in einer Wechsellagerung von Mittel- bis Feinsanden und sandigem bis tonigem Silt wurde auf Grund von Versuchsanker-

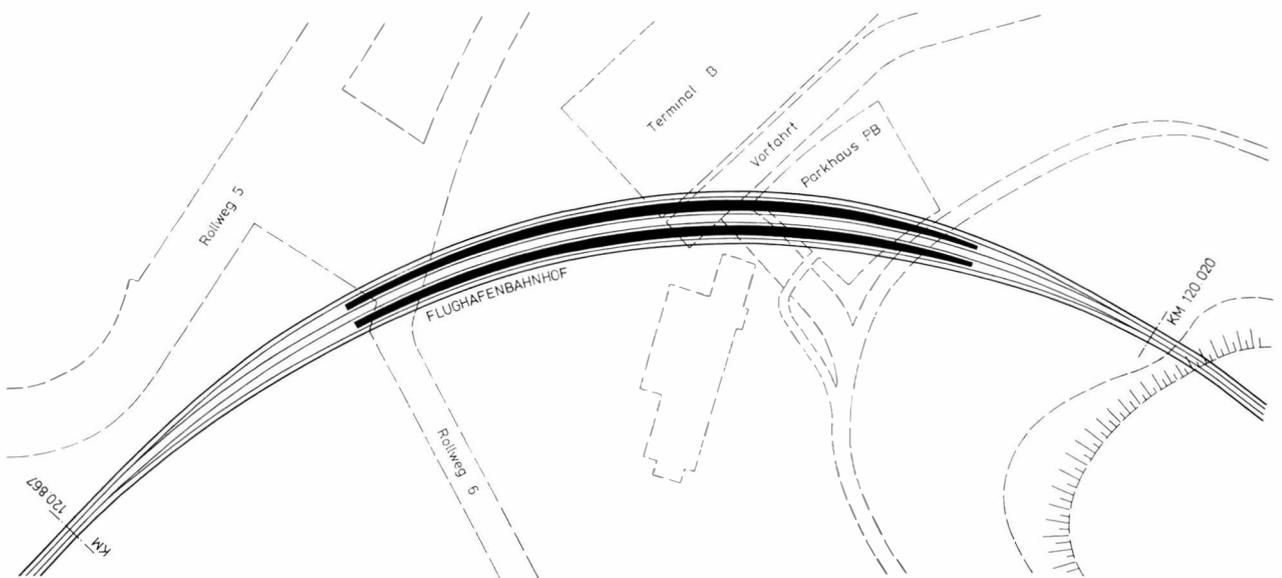


Abb. 1 Grundriss des unterirdischen Perrongeschosses mit darüberliegenden Bauten



Abb. 2 Draufsicht auf die Bodenplatte mit eingebauten Auftriebsankerreihen

ergebnissen auf 8—10 m festgelegt. Die totale Ankerlänge misst je nach geologischer Schichtung ca. 20 m, teilweise in schlechteren Zonen bis 43 m. Insgesamt kommen rund 750 solcher Anker zum Einsatz. Neben diesem eminenten Anteil am Rohbaukonzept kommt die Vorspanntechnik noch bei der vorgespannten vertikalen Schubarmierung der hochbelasteten Flachdecken im Durchstanzbereich der Stahlsäulen und bei der Deckenvorspannung im Bereich der Weichenköpfe, wo die freien Spannweiten in

Querrichtung ihre Maximalwerte erreichen, vor. Zur Überprüfung der Wirkungsweise und des Bruchverhaltens des oben erwähnten neuen Konzepts einer vorgespannten Schubarmierung zur Erhöhung des Durchstanzwiderstandes von Flachdecken wurden an der EMPA entsprechende Versuche vorgenommen, bei denen die erforderlichen Sicherheiten nachgewiesen wurden.

F. Speck

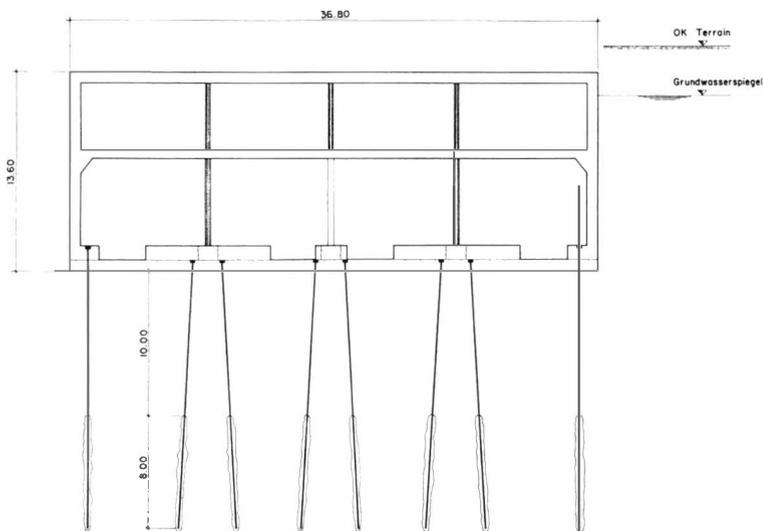


Abb. 3 Querschnitt im zweigeschossigen Abschnitt

Anschlussbauwerk Meggenhus

Schweizerische Nationalstrasse N 1, Wil – St. Margrethen

Projektverfasser und Bauleitung: D. J. Bänziger, Dipl. Ing. ETH/ SIA/ ASIC Zürich und Buchs SG
Baujahre: 1971—1974

Brücken über die SBB und Brücken über das Nonnentobel

Allgemeines

Durch das Anschlussbauwerk Meggenhus wird einerseits die zukünftige autobahnähnliche Talstrasse T 13 von Konstanz her in Form einer Autobahngabelung an die Nationalstrasse N 1 angeschlossen, andererseits das Lokalstrassennetz der bevölkerungsreichen Region Rorschach, Goldach, Tübach, Horn und Morschwil mit der T 13 über eine halbe Raute mit Viertelkleeblatt verknüpft.

Der Anschlusssteil Meggenhus erfordert die normalen Rampenbrücken einer Autobahnverzweigung. Es sind dies die Objekte 06 und 07, die als vorgespannte Rahmenbrücken ausgebildet sind und bei denen die Rampen Konstanz—Chur und St. Gallen—Konstanz unter die N 1 unterführt werden (total 5 Einzelobjekte). Die abzweigende T 13 überquert die bestehende Kantonsstrasse St. Gallen—Rorschach über die Objekte 08 und 09, die aus vorgefertigten vorgespannten Trägern hergestellt wurden, um den starken Verkehr während der Bauzeit möglichst wenig zu behindern (total 4 Einzelobjekte, 2 Einfeldbrücken und 2 Dreifeldbrücken als Balkenkette mit Betongelenk in der Fahrbahn).

Anschließend nach Norden führt die T 13 zuerst über das Meggenmülitobel mit der darin eingebetteten SBB-Linie St. Gallen—Rorschach, welches durch das Objekt 033 «Brücken über die SBB» überquert wird. Dann folgt die Ueberquerung des Nonnentobels, Objekt 034 «Brücken über das Nonnentobel», zum Anschluss Kohlengruben. Um von der bestehenden Staatsstrasse zu diesem Anschluss zu gelangen, muss mit einer neuen Zubringerstrasse von der Kurve «Waldegg» her das Tübachtobel über-

quert werden... Dies erfordert die Erstellung des Objektes 035 «Brücke über den Tübacherbach» (Abb. 1 und 2).

Geometrie

Im Bereich der Brücken über die SBB teilt sich die Linienführung der T 13 in die zwei Anschlussrampenpaare an die N 1. Entsprechend der Topographie liegen die Rampen der beiden Fahrrichtungen in Anschlussnähe nicht auf gleicher Höhe, weshalb zwei getrennte Brücken erforderlich sind.

Die für den Anschlussbereich charakteristische Geometrie ist für den Brückenbau recht kompliziert. Alle 3 Raumparameter, die Brückenbreite, das Längs- und das Quergefälle sind variabel, alle Brücken sind im Grundriss gekrümmt, zum Teil sogar s-förmig, was eine einfache Konzeption für den Brückenquerschnitt erfordert. Die Höhe über Terrain beträgt bei den SBB-Brücken im max. 28 m, bei den Nonnentobelbrücken 24 m.

Baugrund und Foundation

Bei den Brücken über die SBB liegt die Felsoberfläche der oberen Süsswassermolasse in max. 9 m Tiefe und ist teilweise den Bächen entlang aufgeschlossen, somit in einer für Flachfundationen wirtschaftlich erreichbaren Tiefe (Ausnahme WL Süd).

Bei den Brücken über das Nonnentobel liegt die Felsoberfläche dagegen in der Talsohle 12 m, in den Flanken im Bereich der Widerlager 25 bis 30 m unter der Geländeoberfläche. Über dem Fels liegt eine 5 bis 7 m starke Grundmoräne, darüber die vorbelasteten Seeablagerungen. Nördlich des Baches befinden sich unbekannte, eingestürzte alte Kohlenstollen. Im Süden wurde flach auf die Seeablagerungen fundiert, im Norden und in der Talsohle mittels Bohrpfählen ϕ 1,30 m von 14,70 bis 40,60 m Tiefe auf den Molassefels.

Erwägungen zur konstruktiven Lösung

Das Grundkonzept beider Brückenobjekte, SBB- und Nonnentobelbrücken, wurde im Hinblick auf eine rationelle und wirtschaftliche Ausführung gleich gewählt und die Vergebung beider Objekte an einen Unternehmer vorgesehen.

Längsrichtung

- Es wurden für alle Brücken möglichst gleiche Spannweiten angestrebt, wobei wegen der Wiederverwendung von Schalungs- und Lehrgerüstelementen alle Spannweiten ein Vielfaches von 2,50 m sein sollten.
- Die Länge der Endfelder wurde auf ca. 0,8 l begrenzt, damit ein konstanter Kabelstrang vorgesehen werden konnte (partielle Vorspannung) und keine Zuglager notwendig wurden.

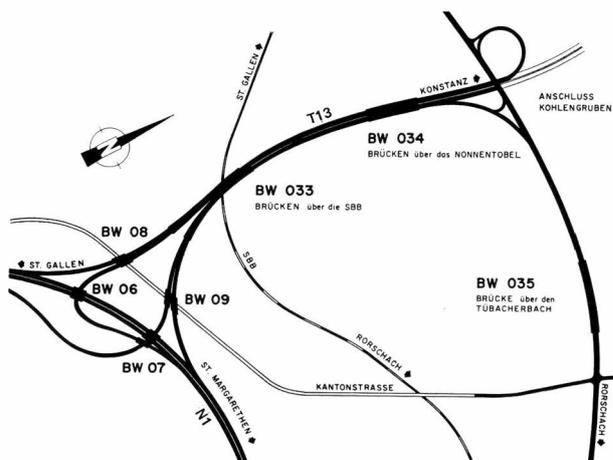


Abb. 1 Übersicht Anschluss Meggenhus

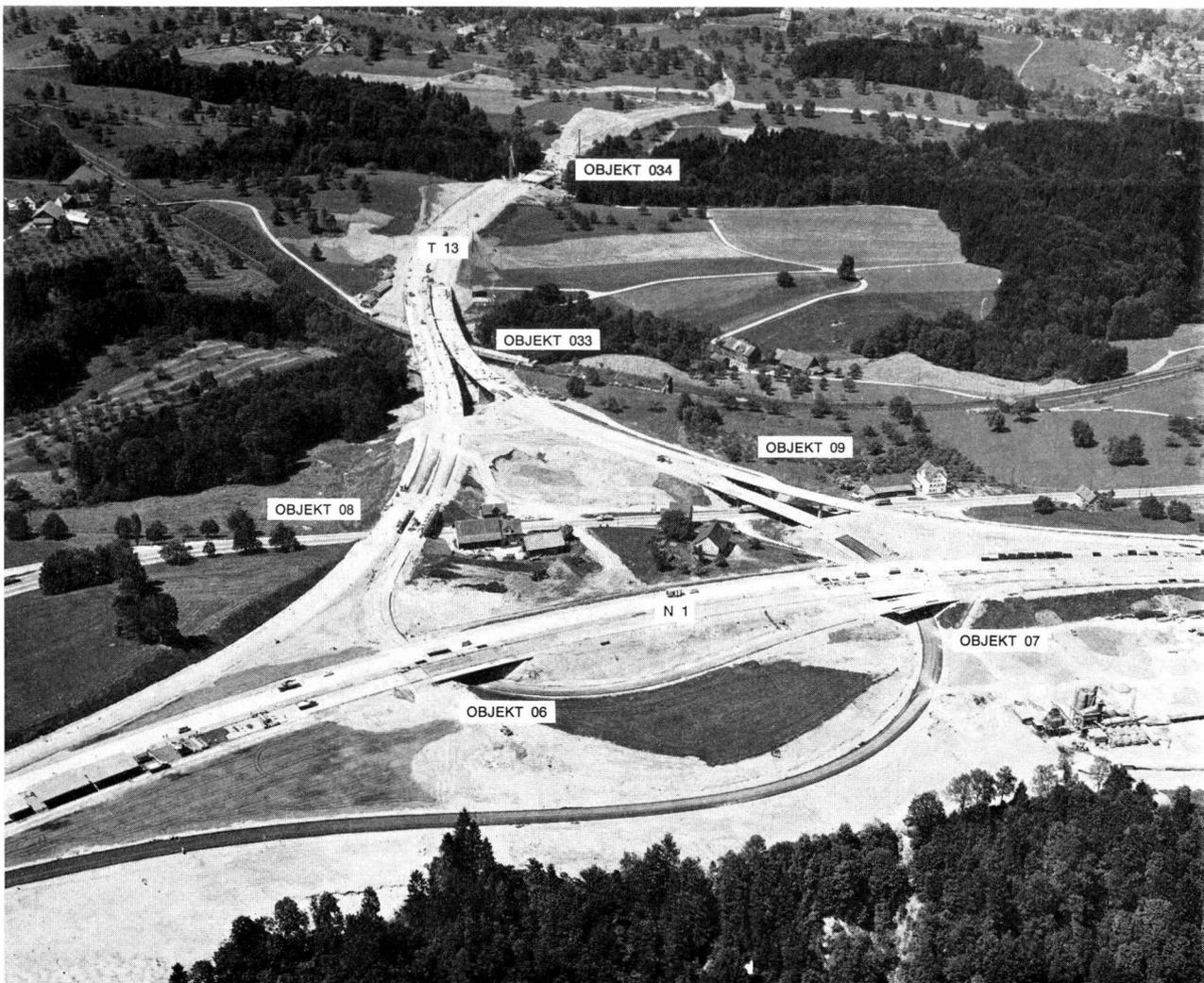


Abb. 2 Der Anschluss Meggenhus hat die Bedeutung einer Autobahngabelung

Flugbild von Walter Baer vom 15. 6. 1973

- Die wirtschaftlich optimale Lage der Widerlager und damit die Länge der Brücken wurde durch eingehende Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen bestimmt.
- Die wirtschaftlichsten Stützweiten für die vorliegenden, zum grössten Teil einfachen Fundamentverhältnisse und für Pfeilerhöhen von 20—25 m wurden zwischen 30 bis 40 m ermittelt.
- Mit diesen Grundsätzen und Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen wurden folgende Stützweiten ausgeführt:

SBB-Brücke West	37,50	4 x 40,0	32,50	=	230	m
SBB-Brücke Ost	32,50	4 x 40,0	25,00	=	217,5	m
Nonnen- tobelbrücken	25,00	2 x 37,5	25,00	=	125	m

Querrichtung

- **Konstruktionshöhe**
Da keine einengenden Lichtraumprofile einzuhalten waren und überdies nur unbedeutende Setzungsdifferenzen zu erwarten sind, konnte die Konstruktionshöhe wirtschaftlich optimal bestimmt werden. Mit 2,20 m beträgt die Schlankheit $h_k : l$ bei den SBB-Brücken 1 : 18, bei den Nonnentobelbrücken 1 : 17.
- **Querschnittsart**
Bei der Wahl der Querschnittsart wurde vom Grundsatz ausgegangen, möglichst viele konstante Schalungselemente bei allen Brücken anwenden zu können. Wegen der Krümmung der

Brücken bis zum Radius von $R = 300$ m wurde wegen der einfachen Aufnahme der Torsion, ferner wegen der Möglichkeit, den ganzen Querschnitt bei den Quergefälleänderungen in sich geschlossen zu drehen (Druckplatte parallel zur Fahrbahnplatte), sowie wegen zahlreicher weiterer Vorteile der Kastenquerschnitt gewählt. Da die Breitenvariation von 13,15 bis 20,24 m recht beträchtlich ist, konnte diese auf einfachste Weise bei einem zweizelligen Hohlkasten zwischen den Längsträgern in der Fahrbahn- und Druckplatte verwirklicht werden. Die Konsolausladungen sind mit 3,15 m überall gleich. Die Fahrbahnplatte ist nicht quer vorgespannt.

Stützen

Die Durchrechnung verschiedener Möglichkeiten, wie Doppelpfeiler, Scheibepfeiler, Hohlpfeiler zeigte keine nennenswerten Kostenunterschiede. Gewählt wurde der Hohlpfeiler mit 30 cm Wandstärke und mit den Aussenmassen 1,60 m x (4,70—8,59) m und einer max. Höhe von 30,63 m. Die Pfeilerbreite variiert mit der Brückenbreite, so dass der Abstand von Aussenkant Pfeiler bis Aussenkant Brückenkasten, bzw. Konsolkopf konstant bleibt.

Erwägungen zum Bauvorgang und Baubericht

Der gesamte Entwurf ist trotz den gegebenen Variablen des Strassenprojektes auf möglichst einfache und rationelle Ausführung ausgerichtet.

Der Bauvorgang des Überbaus erfolgte feldweise mit Kragarmen. Obwohl Vorschubgerüste möglich gewesen wären und gut hätten abgestützt werden können, wurde vom Unternehmer eine konventionelle Rüstung gewählt.

Er erreichte durchgehend jeweils von März bis November einen Arbeitstakt von 5 Wochen pro Überbaufeld, was eine bemerkenswerte Leistung darstellt. Die Bauzeit für den Rohbau der SBB-Brücken dauerte vom Juni 1971 bis April 1973, also 22 Monate, jene der Nonnentobelbrücken vom Juli 1972 bis Juni 1974, also 23 Monate.

Die Brücken erhalten einen min. 8 cm starken fugenlosen Betondeckbelag.

D. J. Bänziger



Abb. 3 Objekt 033: Brücken über die SBB

Flugbild von Walter Baer vom 15. 6. 1973

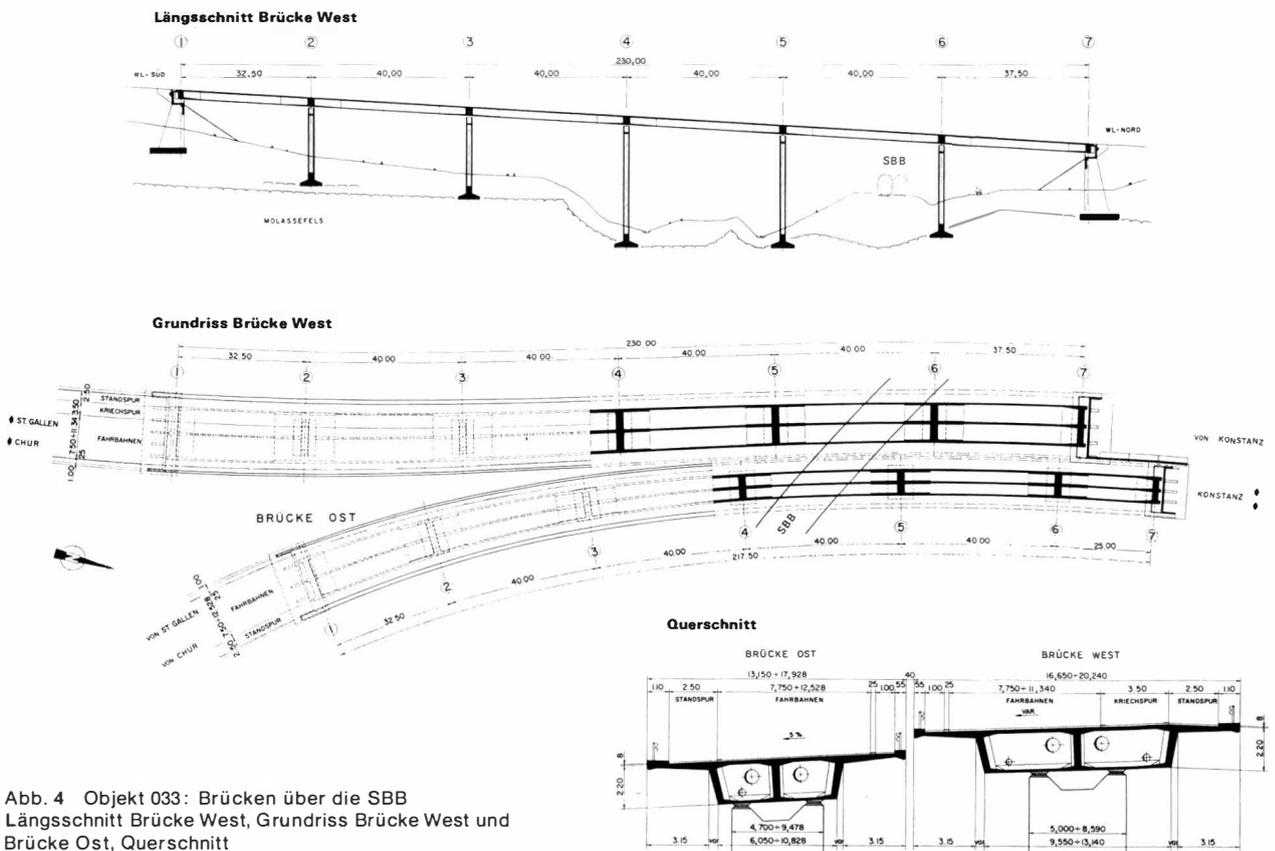


Abb. 4 Objekt 033: Brücken über die SBB Längsschnitt Brücke West, Grundriss Brücke West und Brücke Ost, Querschnitt

Anschlussbauwerk Meggenhus Schweizerische Nationalstrasse N1 Wil–St. Margrethen

Projektverfasser und Bauleitung: D. J. Bänziger, Dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC
Zürich und Buchs SG
Baujahre: 1971–1972

Brücke über den Tübacherbach

Allgemeines

Die topographisch bedingte bauliche Gestaltung des Anschlusses Meggenhus mit der räumlichen Trennung von Autobahngabelung und Anschluss des Lokalverkehrs bei Kohlengruben erfordert eine neue Zubringerstrasse. Diese zweigt von der bestehenden Staatsstrasse bei der Kurve «Waldegg» ab und überquert das Tübachtobel.

Geometrie

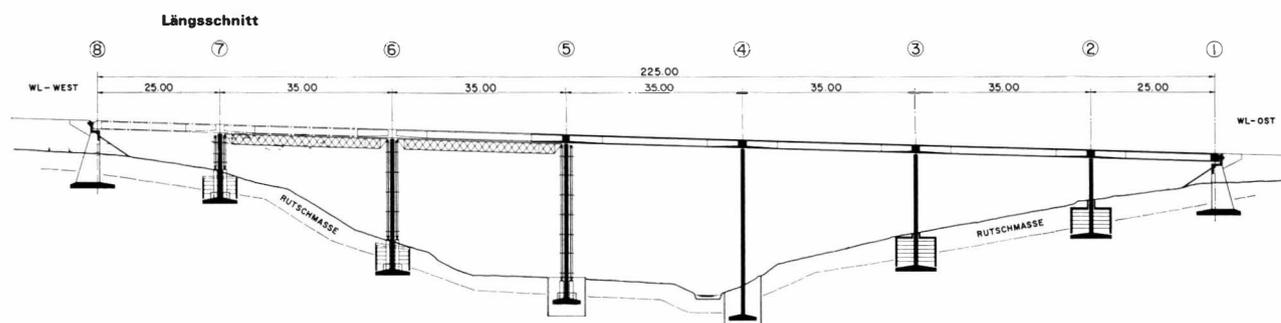
Das Trasse überbrückt das Tübachtobel mit einer grössten Höhe von 32 m über dem Bachlauf. Wegen der Vorsortierung des Verkehrs nimmt die Brückenbreite von 11,10 m auf 15,40 m zu. Das Längsgefälle variiert von 1,2 bis 4% mit einer Wannenausrundung.

Die Strassenachse liegt auf einem horizontalen Kreisbogen. Das Quergefälle beträgt konstant 2,5%.

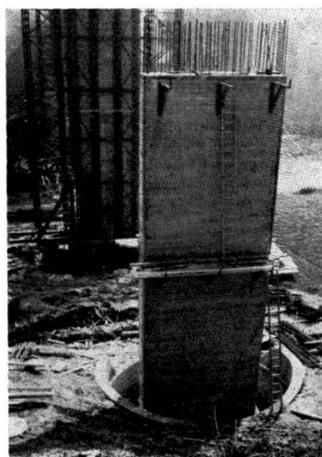
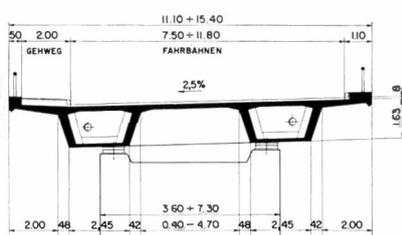
Baugrund und Foundation

Die obersten Schichten der beiden Talflanken bestehen aus Rutschmassen oder kriechenden Deckschichten mit einer Mächtigkeit von 5 bis 7 m. Auf den darunterliegenden, glazial vorbelasteten Seeablagerungen ist eine Flachfundation möglich. Nach einer Grundmoräne aus Silt und Sand mit wenig Kies wird die Molasseoberfläche im Minimum bei 14 m, im Maximum bei 45 m ab Terrainoberfläche erreicht.

Wegen der Rutschgefahr der Deckschichten wurde mit einer separaten Schachtfundation aus armierten Ortsbetonringen von 7,0 bis 8,20 m Durchmesser und einer Wandstärke von 30 cm, welche in Abschnitten



Querschnitt



Pfeiler mit Schachtfundation

Abb. 1 Objekt 035, Brücke über den Tübacherbach. Längsschnitt und Querschnitt, Pfeiler mit Schachtfundation
Der kreisförmige Schacht wurde in Abschnitten von ca. 1 m Höhe von oben nach unten direkt gegen das Erdreich betoniert. Wegen der Kriechbewegung des Rutschhanges sind Schacht und Pfeiler vollständig voneinander getrennt

von 1,0 m Höhe gegen das Erdreich von oben nach unten betoniert wurden, der Kriechdruck von den Hangpfeilern ferngehalten.

Die Pfeiler und Widerlagerfundamente sind in die vorwiegend siltig-sandigen Seeablagerungen eingebunden. Ihre Abmessungen wurden so festgelegt, dass die vorausgerechneten Setzungen ca. 3 cm betragen. Es muss mit Setzungsdifferenzen von ca. 2 cm gerechnet werden, welche vom Überbau noch gut aufgenommen werden können.

Erwägungen zur konstruktiven Lösung

Folgende Gesichtspunkte führten zur gewählten Lösung:

- schwierige Fundationsverhältnisse im Rutschhang
- Keine Lehrgerüstabstützungen im Hangbereich
- Möglichst einfache konstruktive Ausbildung
- Optimale Wirtschaftlichkeit
- Gute Ästhetik
- Geringer Unterhalt

Längsrichtung

Nach Durchführung von eingehenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen für die optimale Stützweite wurde ein über 7 Felder durchlaufender 225 m langer gekrümmter Balken mit den Stützweiten 25-5x35-25 m gewählt. Der Balken ist in Längsrichtung teilweise vorgespannt. Dies erlaubt eine sehr einfache Kabelführung mit durchgehenden Kabelsträngen ohne Stützensulagen.

Querrichtung

— Konstruktionshöhe:

Für die Wahl der Konstruktionshöhe mussten die zu erwartenden Setzungsdifferenzen berücksichtigt werden. Dementsprechend wurde für diesen Träger eine Konstruktionshöhe von $h_k = 1,65$ m gewählt, was eine Schlankheit von $h_k / l = 1 : 21$ ergibt.

— Querschnittsart:

Der Querschnitt ist als Doppelkasten ausgebildet. Die Variation der Brückenbreite (11,10 bis 15,40 m) erfolgt ausschliesslich mit der zwischen den beiden Kasten liegenden Fahrbahnplatte. Diese einfachste Lösung war bei der vorliegenden Variation gerade noch möglich. Bei allen Pfeilern und Widerlagern ist in und zwischen den Hohlkasten ein Querträger ausgeführt, welcher im Quersinn über 2 Lager auf der Pfeilerscheibe ruht. Die Fahrbahnplatte ist in Querrichtung nicht vorgespannt.

Stützen

Von der kreisförmigen Schachtfundation im Rutschhang her wurden die Möglichkeiten für die Pfeilergestaltung eingegrenzt. Eine Aufteilung der Scheiben in 2 Einzelstützen hätte bei der Fundation der Hangpfeiler zu erheblichen Mehrkosten geführt. Mit einer relativ dünnen Pfeilerscheibe von 80 cm Stärke konnten die Schachtabmessungen minimal gehalten werden.

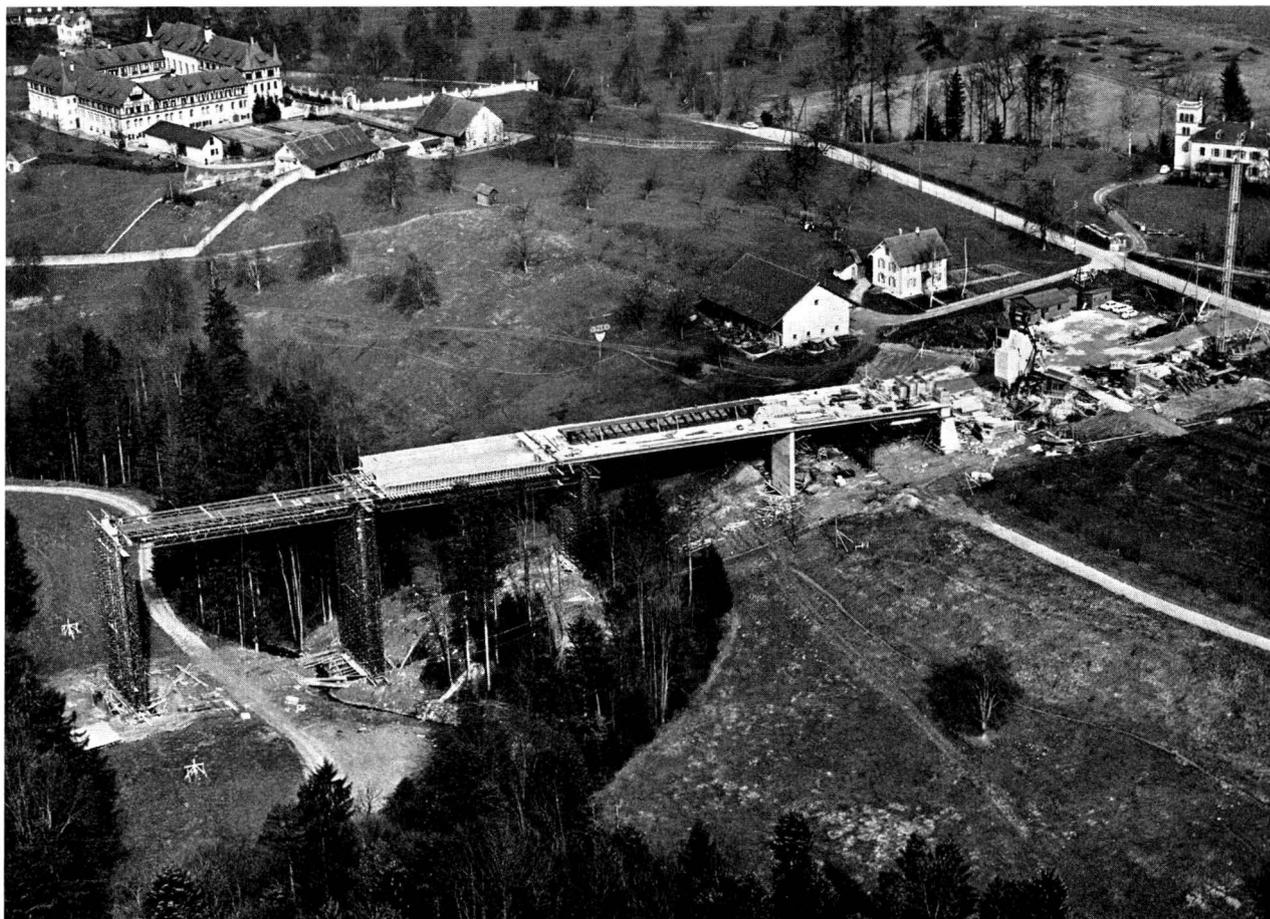


Abb. 2 Brücke über den Tübacherbach
Flugaufnahme östlicher Teil der Brücke über den Tübacherbach.
Bauzustand 6. März 1972 mit 33,3 m weit gespannten Lehrgerüst-trägern

Comet-Foto

Die Scheibenbreite variiert entsprechend der Brückenbreite von 3,60 bis 7,30 m, so dass der Abstand von Aussenkant Pfeiler bis Aussenkant Brückenträger stets konstant ist. Die Pfeilerhöhe von U. K. Brücke bis O. K. Fundament schwankt zwischen 13,0 und 34,0 m.

Erwägungen zum Bauvorgang und Baubericht

Der Entwurf ist auf grösstmögliche Einfachheit ausgerichtet. Die Schachtfundation mit dem ringweisen Unterfangen erwies sich als sehr einfach, rasch und preisgünstig.

Beim Lehrgerüst durften im Bereich der 35-m-Felder keine Zwischenabstützungen in den Rutschhang ausgeführt werden. Die Abstützungen erfolgten bei den Brückenpfeilern mit Normstützenelementen H 45 Hünnebeck. Die Überbrückung von Joch zu Joch, resp. von der Aufhängekonstruktion am Kragarmende bis zum Joch erfolgte mit 20 Stück Rüstträgern H 33 Hünnebeck pro Feld (grösste Stützweite 33,30 m im Feld 2). Der durchschnittliche Arbeitstakt pro 35 m Feld betrug 8 Wochen.

Die Bauzeit für den Rohbau dauerte vom Februar 1971 bis Dezember 1972, somit 23 Monate.

Schlussbetrachtungen

Die starke Vergrösserung des Bauvolumens im letzten Jahrzehnt bewirkte im Zusammenhang mit dem zunehmenden Mangel an qualifizierten Arbeitskräften einen steilen Lohnanstieg, während die Materialpreise, vor allem bei Stahl und Zement, praktisch konstant blieben. Dies führte im Brückenbau dazu, dass nicht mehr das Minimum an Materialaufwand, sondern die Wahl des Brückensystems, welches einen rationellen, das heisst lohnsparenden Bauvorgang erlaubt, für die Wirtschaftlichkeit massgebend ist. Dies betrifft vor allem die Möglichkeit der wiederholten Verwendung von Lehrgerüsten und Schalungen, welche die höchsten Lohnanteile aufweisen. Diese Erkenntnis wurde bei den Brückenbauten des Anschlusses Meggenhus konsequent angewendet, trotz der Schwierigkeiten, die wegen der starken Variabilität der Geometrie, bedingt durch die Linienführung der Strassen, zu überwinden waren. Die Bauausführung, die sehr rasch und reibungslos erfolgte, hat gezeigt, dass das gewählte Konzept optimal war.

D. J. Bänziger

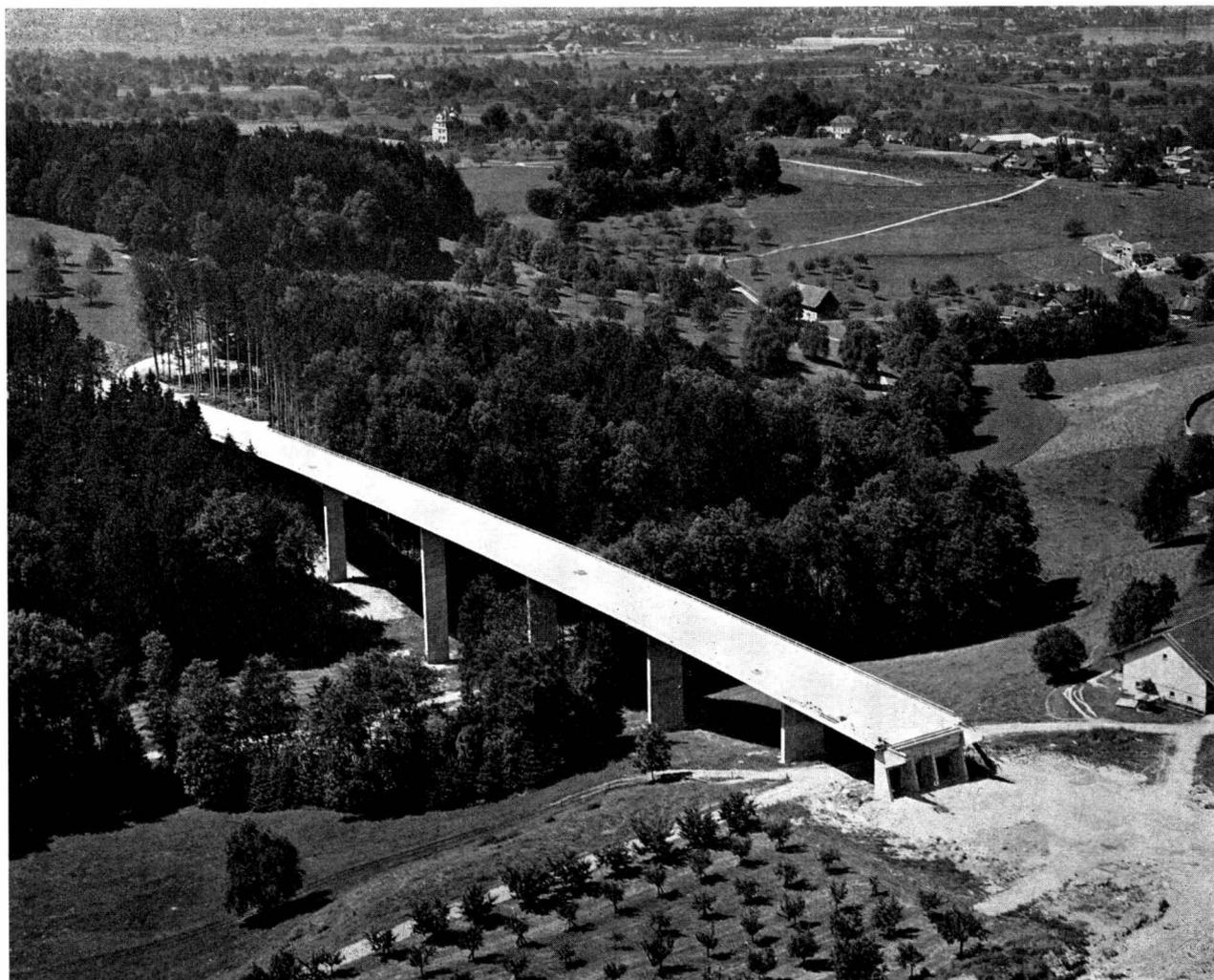


Abb. 3 Brücke über den Tübacherbach

Flugbild von Walter Baer vom 15. 6. 1973

Couverture de l'Aula de l'Ecole de Chimie – Université de Neuchâtel

Architecte: A. Lozeron †, Genève
 Ingénieur: a) couverture Aula: G. H. Béguin, Dr. ing., Genève
 b) autres parties: MM. Hirsch & Hess, Neuchâtel
 Année de construction: 1968

Voile mince à double courbure sur base ovoïde avec anneau de base précontraint.

A côté de l'Ecole de Chimie, projetée également par A. Lozeron, arch., se trouve l'aula, bâtiment en forme d'ove. Pour sa couverture, on adopta un voile mince dont la ceinture de base ne débord pas — pour des raisons architecturales — au-delà du nu de la façade.

La forme en plan était définie graphiquement; il fallut d'abord l'exprimer analytiquement. Pour la forme de l'intrados en coupe longitudinale (fig. 2) on choisit une courbe du 3e degré. Le plan de l'anneau de base n'était pas horizontal, mais incliné de 8 ‰.

A l'aide de ces éléments on définit, en utilisant une calculatrice électronique, une surface régulière convexe à double courbure; cette surface possède les rayons de courbure extrêmes suivants: $R_{\min} = 12,3$ m, $R_{\max} = 33,2$ m. On détermina aussi, à l'aide de la calculatrice, les ordonnées des cintres et les lignes de niveau de la surface.

L'enceinte verticale de l'aula se compose de: (de l'intérieur vers l'extérieur)

- un revêtement en lames de bois,
- un mur en béton armé de 30 cm d'épais,
- une isolation thermique (8 cm de béton léger),
- un revêtement de façade (plaques préfabriquées mesurant 7 m de haut et 0,7 m de large).

La très grande rigidité à la flexion du bord supérieur du mur en béton armé interdisait une liaison par continuité entre voile et paroi.

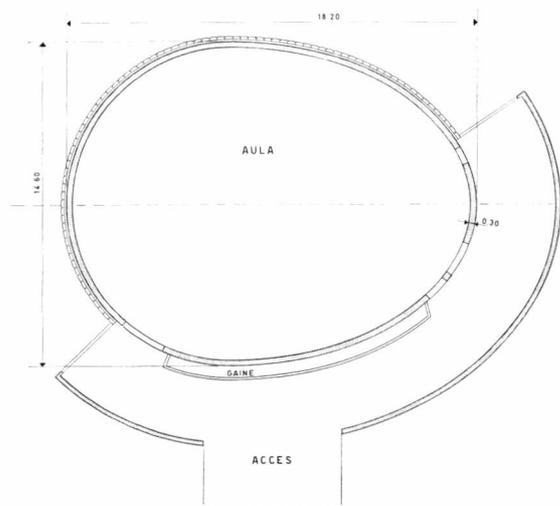


Fig. 1 Vue en plan

On mit ainsi au point une solution caractérisée par:

- absence de liaison entre mur et voile: l'anneau de base repose simplement appuyé sur le mur;
- introduction d'une précontrainte radiale qui compense partiellement l'effet de la faible rigidité de l'anneau dans le sens radial;
- création de cette précontrainte au moyen de 2 faisceaux de fils enroulés à l'extérieur de l'anneau.

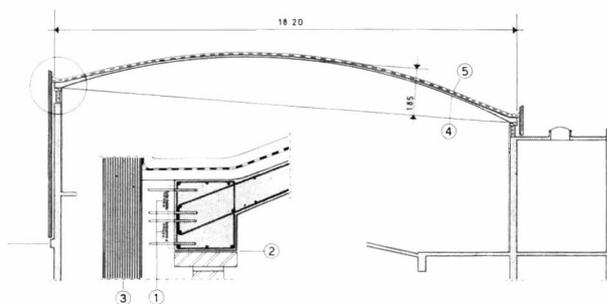


Fig. 2 Coupe longitudinale

- | | |
|--------------------------------|----------------------------------|
| 1 2×12 fils \varnothing 5 mm | 4 Voile 8 cm |
| 2 Appui Neoprene + Teflon | 5 Isolation + Etanchéité + Chape |
| 3 Elément préfabriqué (Façade) | |

En plan (fig. 1), le voile mesure 18,2 m dans le sens longitudinal, et 14,6 m transversalement; le surbaissement atteint 1,85 m. Bien qu'une épaisseur de béton de 6 cm eut suffi, on choisit 8 cm pour des raisons pratiques (pose des conduites d'alimentation de l'éclairage). Au voisinage du bord, c'est-à-dire dans la zone de transition entre voile et anneau, l'épaisseur augmente progressivement jusqu'à 12 cm.

Pour réduire le plus possible l'entrave de la ceinture sur son appui, on introduisit entre mur et ceinture une série d'éléments juxtaposés, hauts de 66 cm et formés de briques en ciment sur l'arasé desquels fut disposé une mince bande de néoprène/teflon. En 2 points symétriques le voile est lié au mur par 2 appuis-pendule en béton armé larges de 1 m.

L'armature comprenait:

- dans la zone centrale: un treillis,
- dans la zone bordure: un quadrillage à mailles de 15 cm.

Le voile fut bétonné en continu, en partant de la ceinture de rive, et en progressant circonférentiellement sur une largeur de 3 m environ (photo).

La mise en œuvre de la précontrainte exigea:

1. La création de niches à intervalles réguliers dans l'anneau périphérique pour permettre de saisir les 2 faisceaux de fils;
2. la pose de tiges de guidage scellées sur le pourtour de la ceinture;
3. la mise en place de 2 faisceaux de 12 fils de ϕ 5 mm par enroulement autour du pourtour de l'anneau.

La mise en tension eut lieu en 2 étapes; lors de la première (à 65%), les 2 faisceaux furent progressivement écartés de leur support au moyen de vérins, puis calés provisoirement. Lors de la 2e étape, les faisceaux furent amenés en leur position définitive, calés, puis enrobés de mortier.

Pour suivre la progression de la mise en tension, et contrôler sa régularité, on mesura:

- a) au droit de chaque niche: la force appliquée par le vérin et l'écartement résultant;
- b) le mouvement vertical de 5 points situés sur le voile;
- c) les longueurs initiale et finale des 2 faisceaux de fils.

En stade final la tension circonférentielle atteignit un maximum de 50 t.

Le procédé appliqué a permis de réaliser à peu de frais un état de précontrainte qui affecte très favorablement le comportement statique du voile. Et, à ce jour (1973), le dit ouvrage n'a donné lieu à aucun ennui.

G. H. Béguin

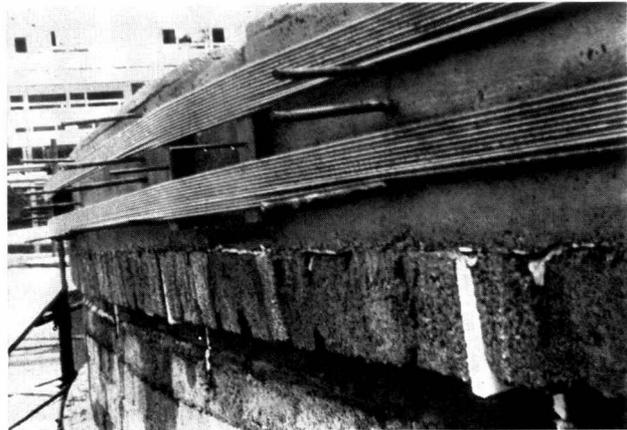


Fig. 3 Les deux faisceaux de fils ϕ 5 mm



Fig. 4 Bétonnage du voile

Silos d'homogénéisation et de réserve pour farine «cru» à la cimenterie d'Eclépens

Maître de l'ouvrage: Société des Chaux & Ciments de la Suisse romande
 Ingénieur: Bureau Curchod & Cie. S.A., Yverdon
 Ing. collaborateurs MM. A. Perret-Gentil et J. J. Hitz
 Entreprise: Losinger S.A., Lausanne
 Année de construction: 1971—1972

Description générale du projet

En vue de l'augmentation de sa production et de l'automatisation de son usine d'Eclépens, la Société des Chaux et Ciments de la Suisse romande a prévu la construction de deux silos d'homogénéisation de farine «cru» et de deux silos de réserve d'une capacité respective de 2000 t et 5000 t chacun.

L'homogénéisation a pour but de mélanger intimement des proportions déterminées de farine «cru» de calcaire, argile, quartz, pyrite avant de cuire celle-ci dans un four à ciment.

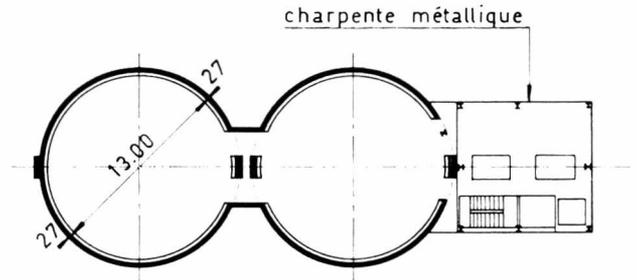


Fig. 2 Coupe horizontale, au niveau du local de distribution d'air comprimé

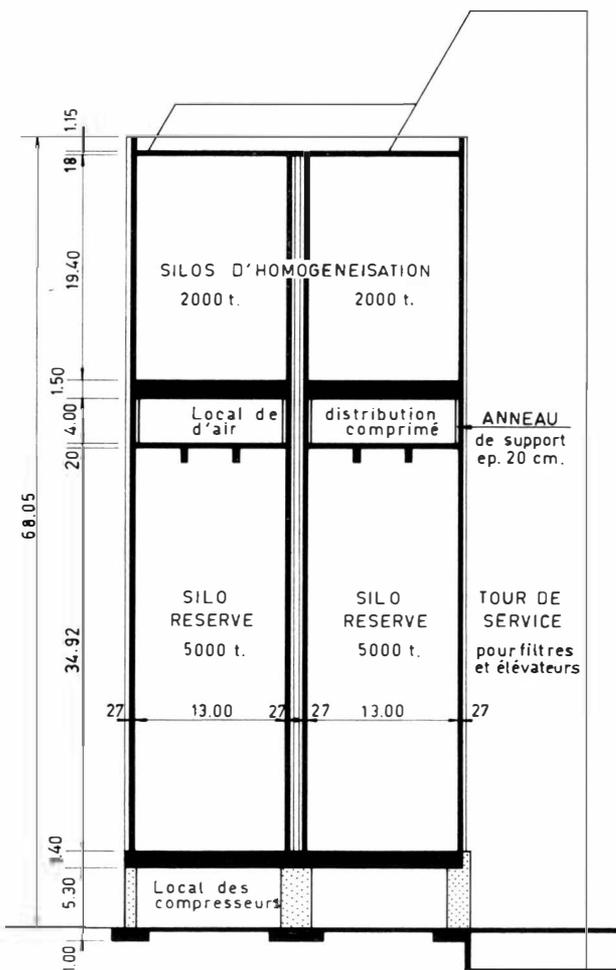


Fig. 1 Coupe longitudinale

Le principe de l'homogénéisation adopté consiste à injecter de l'air sous pression à 2 bars environ et d'une température de 110° C à la base des silos, à raison de 4500 m³/h. Cette injection se fait par quart de silo en plan et alternativement, ce qui entraîne un mouvement hélicoïdal de la matière et par là un mélange. Pour améliorer l'étanchéité des silos, nous avons choisi d'en précontraindre les parois annulairement.

Description technique

Le sol de fondation est constitué d'un bon rocher calcaire. Le diamètre et la hauteur des silos ont été définis par le principe d'homogénéisation; l'épaisseur des parois par le système de précontrainte et le mode de construction de celles-ci.

Les dalles ont été coffrées selon un système traditionnel après la construction complète des parois des silos.

La dalle de fond du silo d'homogénéisation est librement appuyée sur un anneau lié à la paroi du silo à l'aide d'ergots en béton armé de 20 x 60 x 100 cm, pour lesquels on a prévu des évidements lors des coffrages glissants (fig. 1 et 2). Entre les bords de cette dalle et la paroi du silo, nous avons prévu un joint de 10 mm, pour éviter que les déformations dues aux effets de température sur la dalle ne se répercutent dans les parois des silos. Les silos sont encastrés dans la dalle de fond des silos de réserve.

Sollicitations des parois

En dehors des sollicitations habituelles rencontrées pour des silos, nous avons eu à tenir compte de l'effet de la température élevée et de la poussée non uniforme en plan due au procédé d'homogénéisation. La variation de température uniforme amène des sollicitations à l'encastrement des silos et au niveau de l'étage technique. Le gradient de température entraîne des moments fléchissants M_x et M_y dans la

paroi. La pression non uniforme en plan et la pression variable en élévation entraînent des moments fléchissants M_x et M_y dans la paroi, qui s'ajoutent aux efforts de tractions. C'est pourquoi nous avons admis, en plus de la précontrainte annulaire, un réseau de deux nappes d'armatures intérieures et extérieures.

Précontrainte

La précontrainte est réalisée à l'aide de câbles à torons $\phi 1/2$ " (système VSL). Les unités utilisées varient de 3 à 7 torons. Leur écartement est de 80 cm au maximum. La gaine des câbles est métallique. Pour des raisons économiques, nous avons décidé que chaque câble ferait le tour complet de l'anneau, avec deux têtes mobiles à chaque bout. Pour obtenir une précontrainte plus uniforme, nous avons alterné la position des têtes mobiles sur une nervure puis sur l'autre (fig. 2).

Réalisation des parois

Les parois des deux silos ont été réalisées en coffrages glissants (système VSL) simultanément. L'avance journalière moyenne a été de 4 m par 24 h. Les câbles de précontrainte de 43 m de longueur ont été mis en place à l'aide d'un monorail fixé à l'ossature des coffrages glissants (fig. 3, photo). Le béton mis en place est composé de gravier roulé de granulométrie 0—20 mm et de CP 300.

Conclusion

La réalisation de l'ouvrage n'a pas causé de problème majeur. L'exécution des parois de silos s'est effectuée sans encombre. La pose des câbles par le système du monorail a évité tout retard à l'avancement des travaux. L'exécution des dalles intermédiaires aurait pu être réalisée en construction mixte pour les dalles intermédiaires des silos et en trois phases successives pour les dalles de fond des silos d'homogénéisation (ép. 1,5 m). Mais ce dernier procédé aurait été plus coûteux que celui adopté. J. J. Hitz

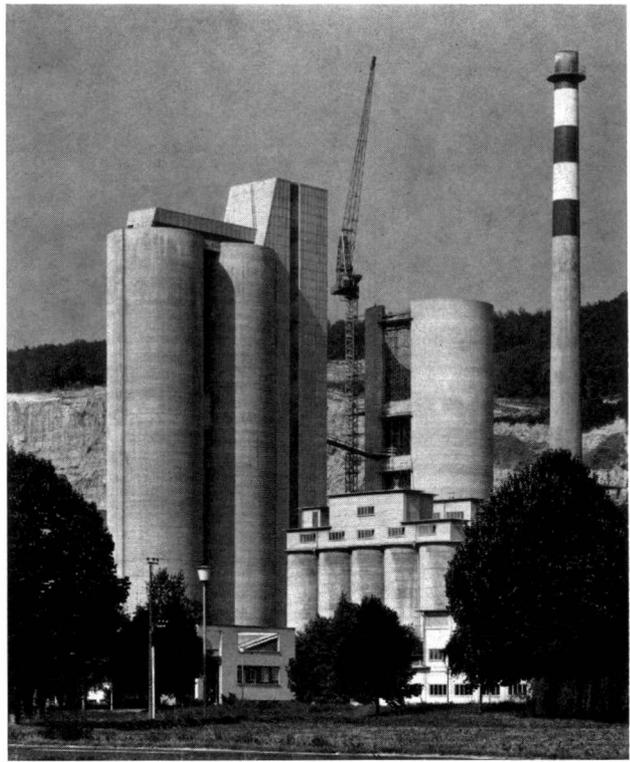


Fig. 4 Vue générale

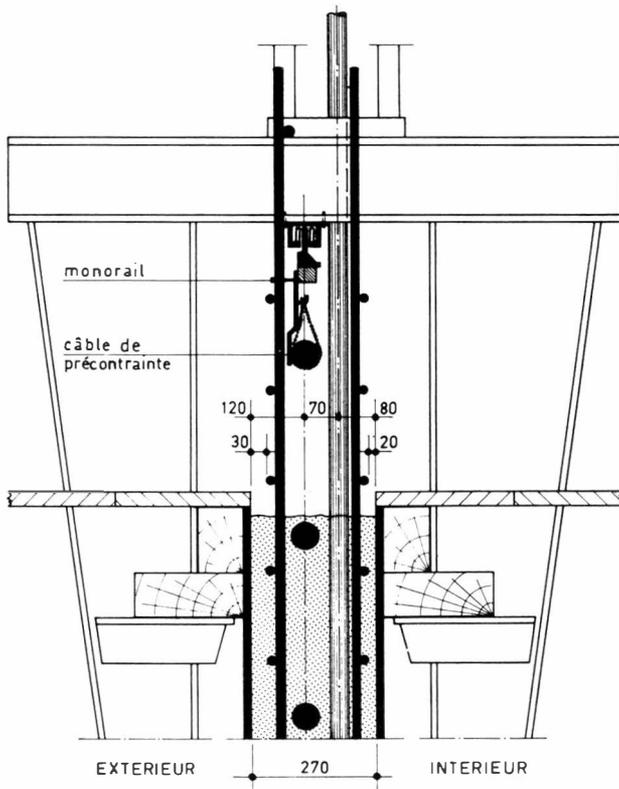


Fig. 3 Coffrages glissants

Felsenaubrücke

Bauherrschaft: Kanton Bern
 Projekt und Bauleitung: Emch + Berger Bern AG
 Dr. C. Menn, Chur
 Bauunternehmung: Arbeitsgemeinschaft
 A. Marti + Cie. AG, Bern / Locher + Cie., Zürich
 Vorspanntechnik: Spannbeton AG, System VSL
 Baujahr: 1973

In Bern überquert die Nationalstrasse N 1, die schweizerische Ost—West-Verbindung Zürich—Genf, in ca. 60 m Höhe die Aare. Dies erforderte den Bau einer 1116 m langen Talbrücke. Zur Erlangung eines geeigneten Entwurfes für das aussergewöhnliche Bauwerk führte das Autobahnbüro des Kantons Bern einen Projektwettbewerb durch, an dem sieben schweizerische Ingenieurgesellschaften teilnahmen. Als Grundlage für die Planung und Ausführung der Brücke diente der folgende Zeitplan:

- Juli 1970 — Beginn des Wettbewerbs
- 1. 3. 1971 — Abgabe der Wettbewerbsprojekte
- 30. 6. 1971 — Entscheidung der Jury
- 22. 11. 1971 — Ausschreibung der Bauarbeiten
- 6. 3. 1972 — Eingabe der Unternehmer-Offerten
- 7. 4. 1972 — Auftragserteilung
an den Unternehmer
- 15. 4. 1972 — Baubeginn
- 31. 12. 1974 — Fertigstellung des Bauwerkes

Das topographische Längenprofil im Bereich der Felsenaubrücke gliedert sich in drei verschiedenartige Abschnitte. Im Osten führt die Brückennivelle auf einer Länge von 300 m knapp über den Wylerwald, dann folgt das etwa 550 m breite, offene und mit Wohnhäusern besiedelte Aaretal. Der Westabschnitt der Brücke liegt jenseits der Felsenaubrücke und kann nicht gleichzeitig mit dem Hauptteil des Viaduktes gesehen werden.

Diese speziellen topographischen Verhältnisse und die sehr kurze zur Verfügung stehende Bauzeit von nur 2 1/2 Jahren für eine Brücke, deren Oberfläche — bei 26,2 m Breite — 29 200 m² beträgt, waren

neben der verlangten Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit der Konstruktion von entscheidender Bedeutung. Die geologischen Verhältnisse boten keine aussergewöhnlichen Schwierigkeiten; im Ostabschnitt konnten die Stützen flach auf tragfähigem Schotter fundiert werden, im Aaretal und im Westabschnitt sind die Pfeiler dagegen mit Schächten oder grosskalibrigen Bohrpfeilen in 10—15 m Tiefe in Molassefels oder in tragfähiger Moräne gegründet. Im Hinblick auf diese Entwurfsgrundlagen wurde für die östlichen und westlichen Randabschnitte eine möglichst wirtschaftliche Lösung mit einem Durchlaufträger über relativ kleine Öffnungen von 48 m gewählt, während das Aaretal mit grosszügigen Spannweiten von 100/156/156/100 m überbrückt wird. Der Brückenüberbau besteht aus Spezialbeton BS 325 ($\beta_w 28 = 450 \text{ kg/cm}^2$). Für die schlaffe Armierung wurde Stahl III, für die Vorspannung Litzenkabel des Systems VSL verwendet. Die Bauarbeiten im Mittelteil, der im Freivorbau ausgeführt wird, liessen sich von jenen in den Rampenabschnitten vollständig trennen und konnten gleichzeitig in Angriff genommen werden.

Der Brückenquerschnitt besteht aus einem einzelnen Hohlkasten mit weitausragenden Konsolen. Dies ist eine Querschnittsform, die vor allem bei den beidseitigen Rampenbrücken grosse wirtschaftliche Vorteile aufweist. Der Trägerquerschnitt wird hier in drei Etappen hergestellt. In der ersten Etappe wird der Trog — untere Hohlkastenplatte und Hauptträgerstege — betoniert und nach zwei Tagen teilweise vorgespannt. Durch die Vorspannung wird das Lehrgerüst weitgehend entlastet und dient nun zur Aufnahme des Gewichtes der zweiten Etappe, der Fahr-

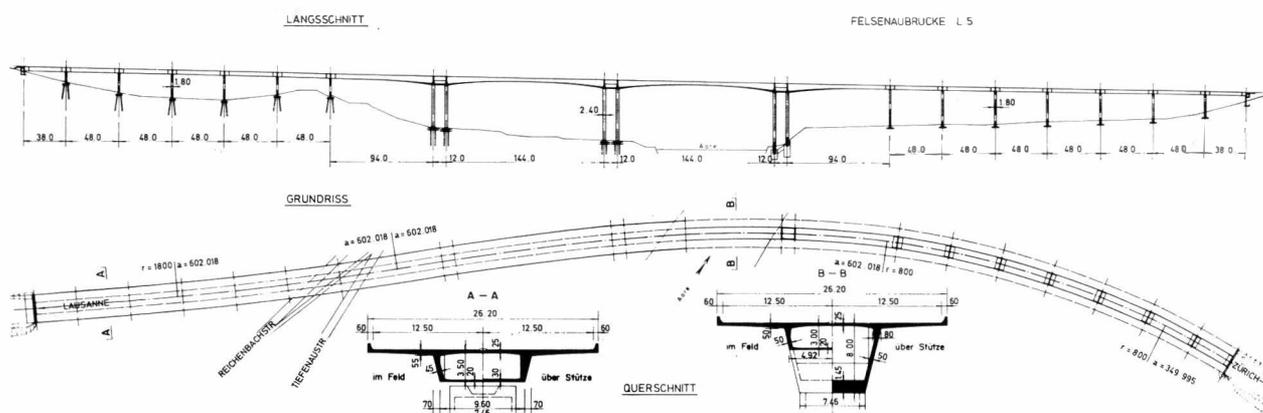


Abb. 1 Übersichtsplan

bahnplatte zwischen den Hauptträgerstegen. Nach der Herstellung der zweiten Etappe werden die Vorspannkabel auf 80% gespannt und das Lehrgerüst kann ausgebaut werden. Die Herstellung der Fahrbahnkonsolen erfolgt erst einige Wochen später in einer dritten Etappe, die von den beiden vorhergehenden vollständig unabhängig ist, auf einem ca. 6 m langen Schalwagen. Die beiden ersten Etappen werden feldweise — 4 Wochen pro 48-m-Feld — ausgeführt, die Konsoletappe von 6 m Länge wird zweimal wöchentlich betoniert und vorgespannt.

Dieser Arbeitsvorgang ermöglicht nicht nur ein äusserst leichtes und wirtschaftliches Lehrgerüst — 12 m Breite und 14 t/m¹ Tragkraft bei Querschnittabmessungen von 26,2 m Breite und einem Trägergewicht von 32,5 t/m¹ — sondern auch zwei voneinander unabhängige Arbeitsstellen in den Rampenabschnitten, was eine wesentliche Beschleunigung des Baufortschrittes ermöglicht.

Die Ausführung eines einzelligen Hohlkastens von 26 m Breite bereitete im Freivorbauverfahren einige schwierige statische und konstruktive Probleme. So

mussten zum Beispiel die Stege zur Aufnahme von Schub und Querbiegung vertikal vorgespannt werden. Sie ist deshalb eher teurer als die Herstellung von zwei 13 m breiten Parallelbrücken. Der Standort des Bauwerkes — in unmittelbarer Nähe der Stadt Bern — rechtfertigt jedoch diesen kleinen zusätzlichen Aufwand für eine grosszügige, kühne und elegante Lösung.

Dank der zahlreichen Angriffstellen für die Bauausführung beträgt der Baufortschritt etwa 2200 m² Brückenoberfläche pro Monat. Die Baukosten belaufen sich gesamthaft auf 25 Mio. Franken oder 855 Fr./m².

Prof. Dr. C. Menn

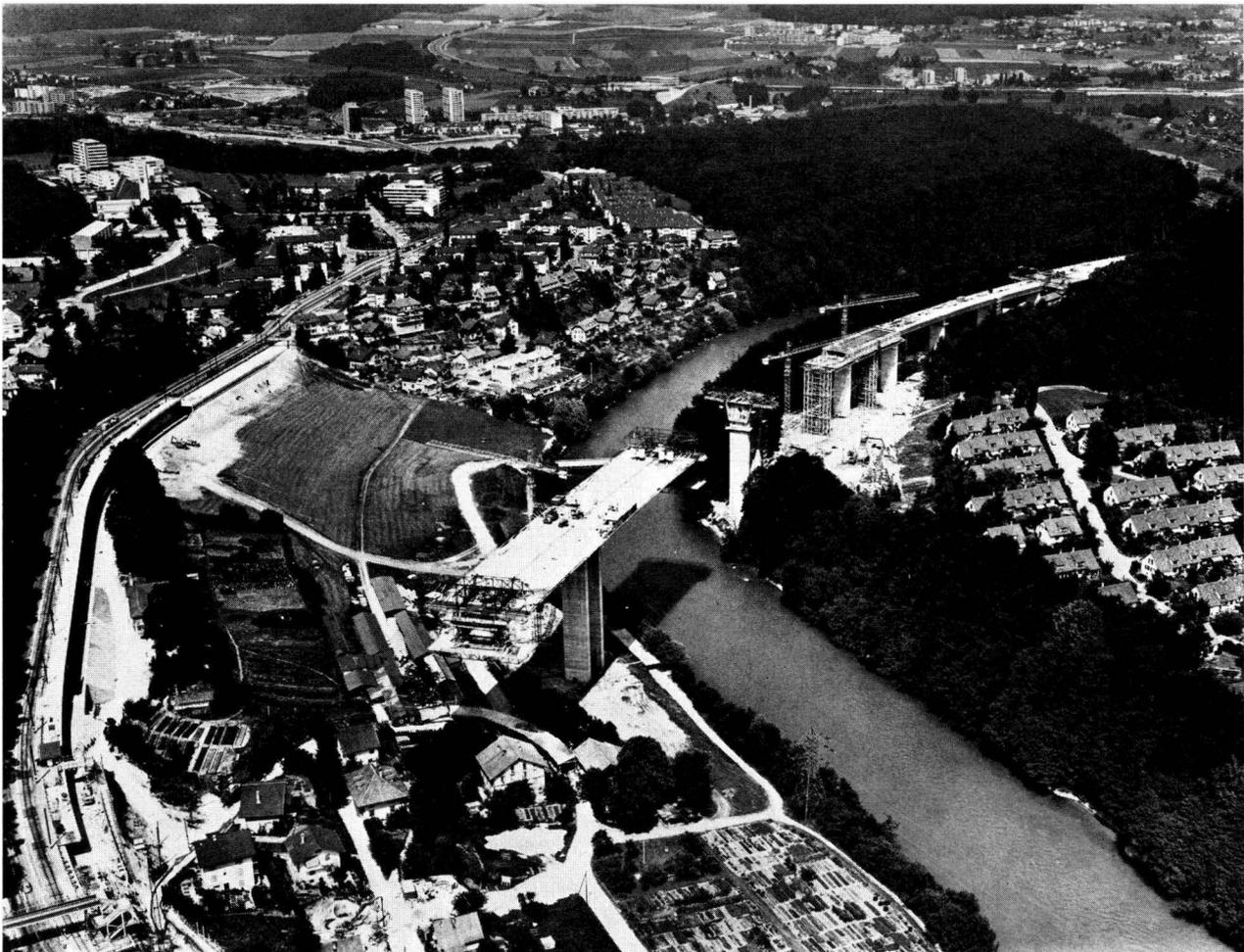
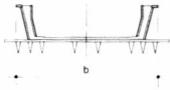


Abb. 2 Luftaufnahme

1. Phase



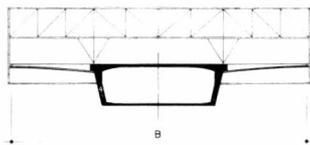
- 1a Herstellen des Trogquerschnittes auf dem Lehrgerüst, bemessen für
 $g_{Tr} = 12.0 \text{ t/m}^1$
 $b = 11.0 \text{ m}$
- 1b Entfernen der Innenschalung

2. Phase



- 2a Vorspannen des Trogquerschnittes
Entlastung des Lehrgerüsts
- 2b Herstellen der Fahrbahnplatte über dem Trog
- 2c Vorspannen des Kastenquerschnittes
Entfernen des Lehrgerüsts

3. Phase



- 3a Herstellen der Fahrbahnkonsolen mit Schalwagen
- 3b Volle Vorspannung
Gewicht des Gesamtquerschnittes
 $g_{tot} = 32.5 \text{ t/m}^1$
 $B = 26.2 \text{ m}$

Abb. 3 Bauvorgang



Abb. 4 Freivorbau

Hängeschale für den Neubau des Stadttheaters in Basel

Architekt: Schwarz und Gutmann, Arch. BSA SIA, Zürich
Ingenieur: H. Hossdorf, Ing. SIA ASIC, Basel
Ausführung: Arbeitsgemeinschaft U. Stamm und Stehelin & Vischer AG, Basel

Bei der Projektierung des Theaters stellte sich Architekt und Ingenieur die Aufgabe, die verschiedenartigen und funktionell doch zusammengehörigen Räume des Foyers, des Zuschauerraumes und der Bühne in einem innerlich wie äusserlich als Einheit wirkenden

Baukörper unterzubringen. Das gesteckte Ziel wurde mit einem Hängedach erreicht, welches sich als vorgespannte, 12 cm starke Betonkonstruktion von den Fassadenwänden frei über eine Fläche von 2600 m² zum Bühnenturm hinspannt.



Abb. 1 Ausführungsstand nach ca. 4 Stunden Betonierzeit.

Beidseitig der Sattellinie bringen je 4 Arbeitsequipen den Beton ein und verdichten diesen mit Balkenvibratoren.

Der obere, steile Bereich des Daches ist noch mit Blachen abgedeckt, um beim Auftreten eines Gewitters das Wasser seitlich ab-leiten zu können.

Die geometrische Form ist, etwas vereinfacht beschrieben, die Rotationsfläche einer kubischen Parabel, welche aus schalungstechnischen Gründen in sechs radiale, nur einfach gekrümmte Segmente aufgeteilt ist.

Das Tragverhalten der vor allem am äusseren Rand sehr unregelmässig geformten Schale ist nicht formulierbar und die Berechnung daher auch mit den modernsten Computermethoden völlig unmöglich. Die Tragwirkung des Daches wurde deshalb mittels elektronischer Messtechnik an einem Modell 1 : 50 (siehe Abb. 2) im Laboratorium für experimentelle Statik H. Hossdorf untersucht. Die Messergebnisse führten zu konstruktiven Massnahmen, welche auch spürbar zum architektonischen Ausdruck des Bauwerkes beitragen.

Um die Zugspannungen zu eliminieren, welche natürlicherweise im Beton unter der Hängelast entstünden, wurde die Schale mit einem Fächer von 60 ausschliesslich radial verlaufenden Einzellitzen-Kabeln, Durchmesser 0,7", System VSL, die eine Kraft von ca. 2000 Tonnen einleiten, vorgespannt. Einzig für die Aufhängung am Bühnenturm war eine Quervorspannung notwendig, und die Schalenstärke musste in diesem Bereich aus konstruktiven Gründen bis auf 25 cm erhöht werden.

Bei der Wahl des Ausführungsvorganges musste man vor allem darauf achten, dass die radialen Vorspannkraft tatsächlich in die Schale geleitet werden, ohne dass diese, bewirkt durch die Verkürzung der Schale, teilweise direkt von den starren Auflagern abgefangen werden. Das Dach wurde deshalb im ersten Gang nur bis an das obere Auflager erstellt und der obere Verankerungsbereich erst nach dem Vorspannen der Dachhaut ausbetoniert.

Die Schalung bestand aus ungehobelten, versetzt gestossenen Nut- und Kambrettern von konstanter Breite, die, in radialer Richtung verlegt, eine knickfreie Einhaltung der gewünschten Krümmung ermöglichten. Das Ausblühen und Verfärben der Betonunterseite durch die Einwirkung der Gerbsäure des frischen Holzes während der langen Einschalzeit konnte durch das vorgängige Abwaschen der verlegten Schalung mit Zementmilch vermieden werden. Der Beton bestand aus einer Kies-Sandmischung mit einer maximalen Korngrösse von 18 mm, 325 kg Portlandzement und 50 kg Filler pro m³.

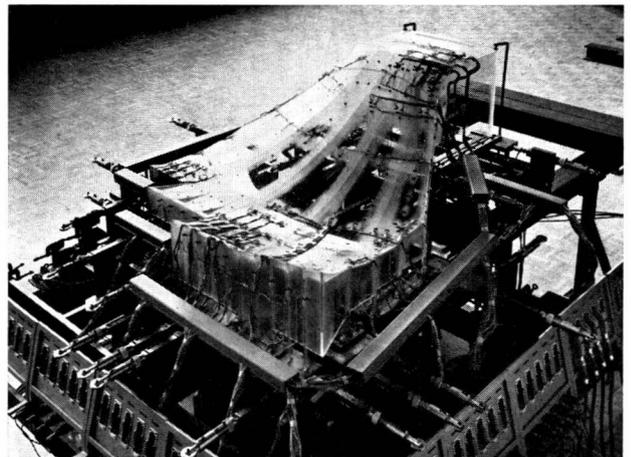


Abb. 2 Aufbau des Modellversuches.

Das Modell aus Plexiglas im Massstab 1 : 50 ist zum Bestimmen der Auflagerreaktionen und deren Verteilung auf acht separat messbaren Blöcken gelagert. Die Spannungsverteilung in der Dachfläche wurde mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen ermittelt.

Um eine möglichst helle Betonunterseite zu erhalten, wurde die Verwendung von Weisszement geprüft. Die lange Verarbeitungszeit und die Möglichkeit von Verzögerungen in der Zulieferung vom Betonwerk bis zu der in der Stadtmitte gelegenen Baustelle erforderte jedoch einen möglichst späten Abbindebeginn, was die Verwendung von Weisszement mit einem Abbindebeginn von weniger als 2 Stunden ausschloss. Die Probleme des Schwindens und der Bewahrung einer sauberen Sichtbetonfläche erforderten ein Betonieren in einem Guss.

Mit dem Einbringen des Betons wurde auf der Sattellinie begonnen, von wo aus sich beidseitig je 4 Equipen, bestehend aus 6 Mann, streifenweise, in radialen Sektoren hocharbeiteten, wobei die Zeitdifferenz von 2 Stunden für den Anschluss an ein bereits betoniertes Feld nicht überschritten wurde (Abb. 1).

Auch in den steilsten Partien mit einer Neigung von 80% konnte ohne Contre-Schalung betoniert werden. Ermöglicht wurde dies einerseits durch die Verwendung eines sehr trockenen Betons, welcher mit der Beimischung von Filler gleichwohl eine saubere Sichtfläche ergab, andererseits durch den Aufbau der Armierung, bestehend aus zwei gebundenen Netzen und dazwischenliegenden Vorspannkabeln mit höch-

stens 15 bis 20 cm Maschenweite. Das Verdichten des Betons erfolgte mit Balkenvibratoren, welche im steilen Teil mit Seilen hinaufgezogen wurden. Die Betonierarbeiten dauerten 18 Stunden und wurden im Juli ausgeführt, also zu einer Zeit, wo trotz schönen Wetters mit dem Auftreten eines Gewitters gerechnet werden musste. Um die Bildung von Sturzbächen zu verhindern, wurde vor dem Betonierbeginn der obere steile Teil der Schalung mit Blachen abgedeckt, um allfälliges Wasser seitlich ableiten zu können.

R. Guillod, Ingenieurbüro H. Hossdorf, Basel

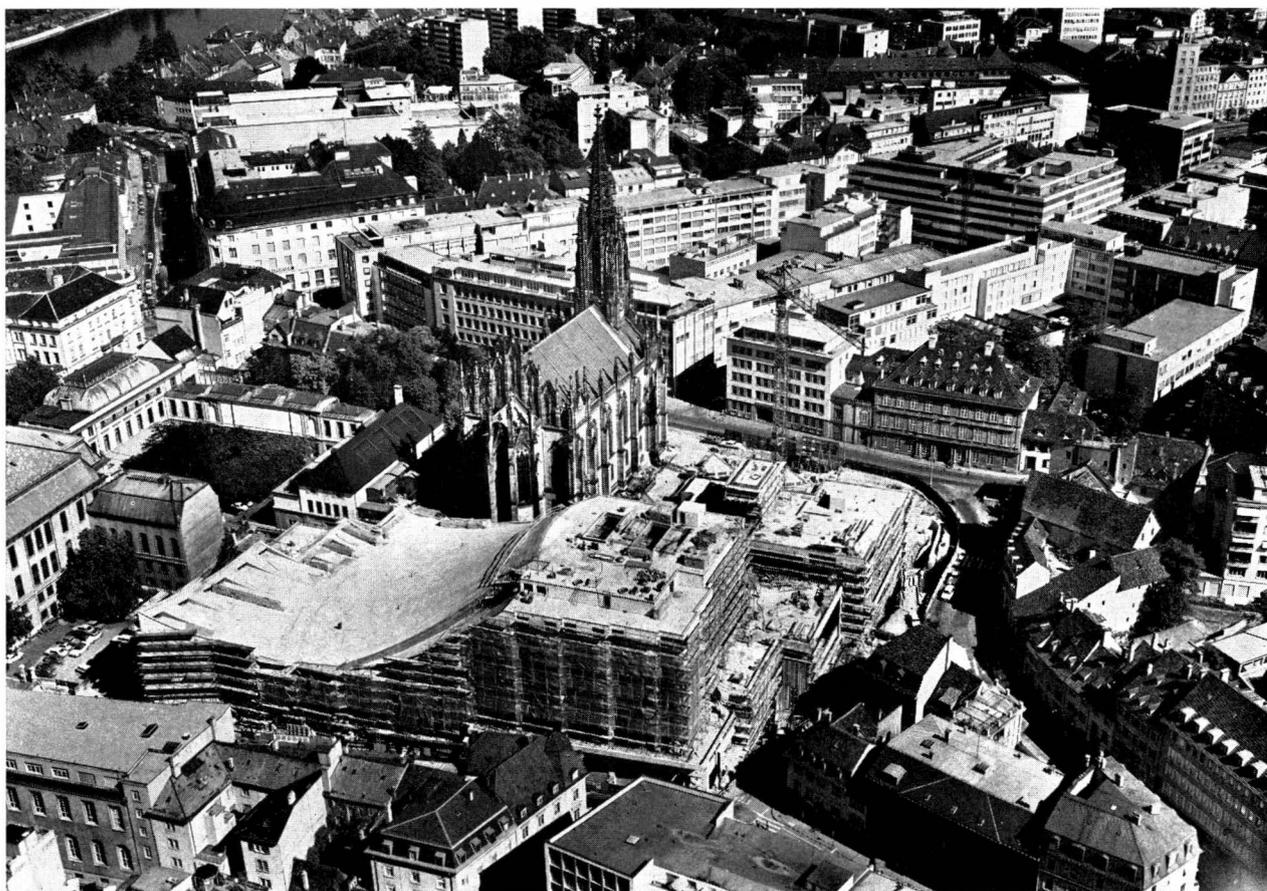


Abb. 3 Flugaufnahme des fertig betonierten Daches.

Hardbrücke in Zürich

Projektverfasser: Ingenieurbüro B. Bernardi, Zürich
 Bauausführung: Fietz + Leuthold AG, Zürich
 Baujahre: 1971—1973

Spannbetonbrücke, feldweise mit Kragarm erstellt, unter Verwendung eines Vorschubgerüsts, das für die Bauaufgabe unter erschwerten Bedingungen speziell entworfen wurde.

Die Brücke ist Teil einer innerstädtischen Expressstrasse (Westtangente). Mit 204 m Länge überquert sie 24 Durchfahrts- und Gütergeleise des Hauptbahnhofs Zürich. Sie ist 28,90 m breit mit 2 x 2 Fahrspuren und mit 2 seitlichen Gehwegen. Sie ersetzt die alte Hardbrücke, eine vor 1900 gebaute Fachwerk-Stahlbrücke, die mit den seitlichen Gehwegbrücken nur 19,50 m breit war. Sie hatte die gleiche gerade Fahrbahnachse wie die neue Brücke, lag aber mit der Fahrbahnoberkante ca. 5 m tiefer.

Folgende Bedingungen waren für Projektierung und Ausführung einzuhalten:

- Stützenachsen mit geringer Variabilität, vorbestimmt durch die Geleisenzwischenräume. Sie stehen mit veränderlichem Winkel schief zur Brückenachse.
- Mögliche Sperrzeiten für Geleise vorgeschrieben, teilweise maximal 3 1/2 Std. während der Nacht. Daneben möglichst wenig Sperrungen erwünscht.
- Lehrgerüstabstützungen zwischen den Stützenachsen in den meisten Brückenfeldern nicht möglich (Ablaufberg des Güterbahnhofes).

- Alte Hardbrücke steht für den Bau zur Verfügung. Ihr Abbruch am Bauende ist in Projekt und Offerte einzubeziehen.
- Zufahrten zur alten Hardbrücke: eine vor, eine nach Baubeginn unterbrochen.
- Die neue Brücke liegt innerhalb eines langen Brückenbauwerkes und hat an den Enden keine Widerlager.

Das zur Ausführung gelangte Projekt war aus einem Wettbewerb unter 6 eingeladenen Arbeitsgemeinschaften Unternehmer/Ingenieur hervorgegangen (Pauschalofferte für Projekt und Ausführung).

Während die 6 Spannweiten von 30,95/40,75/40,74/30,61/27,33/33,67 = 204,05 m praktisch vorgegeben waren, konnten Variationen nur in der Querschnittsausbildung in den Fundationen und den Stützen vorgenommen und dem Bauvorgang angepasst werden. Ohne Lehrgerüstabstützungen im Geleisefeld standen für eine vorgespannte Ortsbetonbrücke nur 2 Möglichkeiten offen: Einsatz der alten Hardbrücke als Lehrgerüstunterlage oder Einsatz eines über der Fahrbahn liegenden, weit gespannten Lehrgerüsts bzw. Vorschubgerüsts. Die Arbeitsgemeinschaft hat den zweiten Weg beschritten, da die alte Hardbrücke in ihrer Tragfähigkeit beschränkt war und zu wenig Breite hatte. Dafür konnte die alte Brücke als Kran- und Dienstbrücke herangezogen werden. Der Brückenquerschnitt wurde in 2 Kasträger aufgelöst, die am Schluss mit einer Fahrbahnplatte verbunden wurden. Direkt unter den 4 Kasträgen stehen runde Stützen $\phi = 1,20$ m. Die Stützen sind in grosskalibrige Bohrpfähle $\phi = 1,25$ m von 13—16 m Länge eingespannt. Die maximale Pfahllast beträgt 680 t. Diese Fundation konnte ab alter Hardbrücke mit einer Hochstrasser-Weise-Ausrüstung der Firma Losinger AG, Bern, ohne Störung des Bahnbetriebes ausgeführt werden. Für die feldweise Erstellung der Brückenkasten kam ein für dieses Bauvorhaben speziell entworfenes Vorschubgerüst zum Einsatz. Die Ausrüstung war im Wettbewerb konkurrenzfähig, obwohl damit in 12maliger Verwendung nur 408 m Brücke zu erstellen waren. Der Gerüstträger war als 6 m hohes Fachwerk 44,8 m lang. Seine grösste Stützweite betrug 36,4 m, sein Gewicht war 108 t. Die Schalelemente, an Dywidag-Stangen aufgehängt, waren im Querschnitt in 3 Elemente geteilt. Die Hängestangen konnten direkt über der Betonfahrbahnplatte abgekuppelt werden, so dass nach Absenken des Gerüsts die Schalungen an der betonierten Etappe hängen bleiben konnten. Somit konnte das Gerüst separat in die nächste Etappe vorgeschoben werden (Abb. 1). Es wurde seitlich auf teleskopierbare Vorschubwagen ausgeschoben, die auf Kranuntergestellen auf dem Kranbahngeleise vorfahren konnten. Die seitlichen Schalelemente wurden

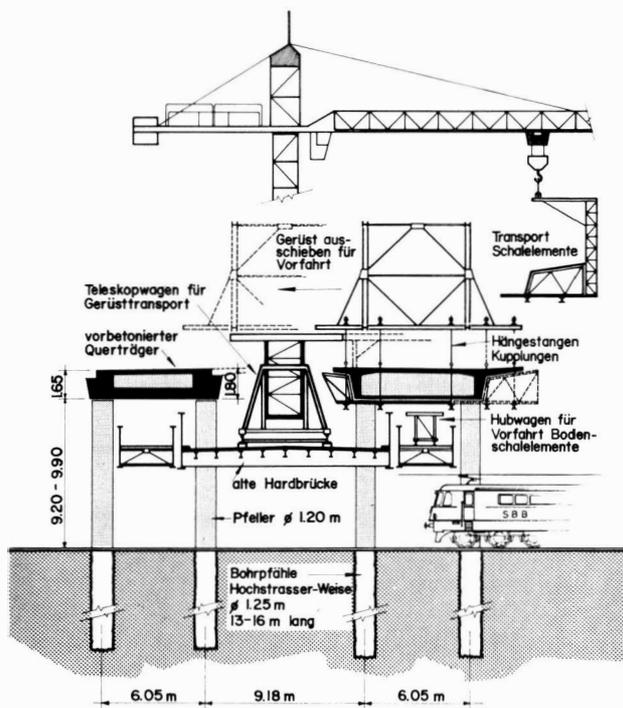


Abb. 1 Bauvorgang im Querschnitt

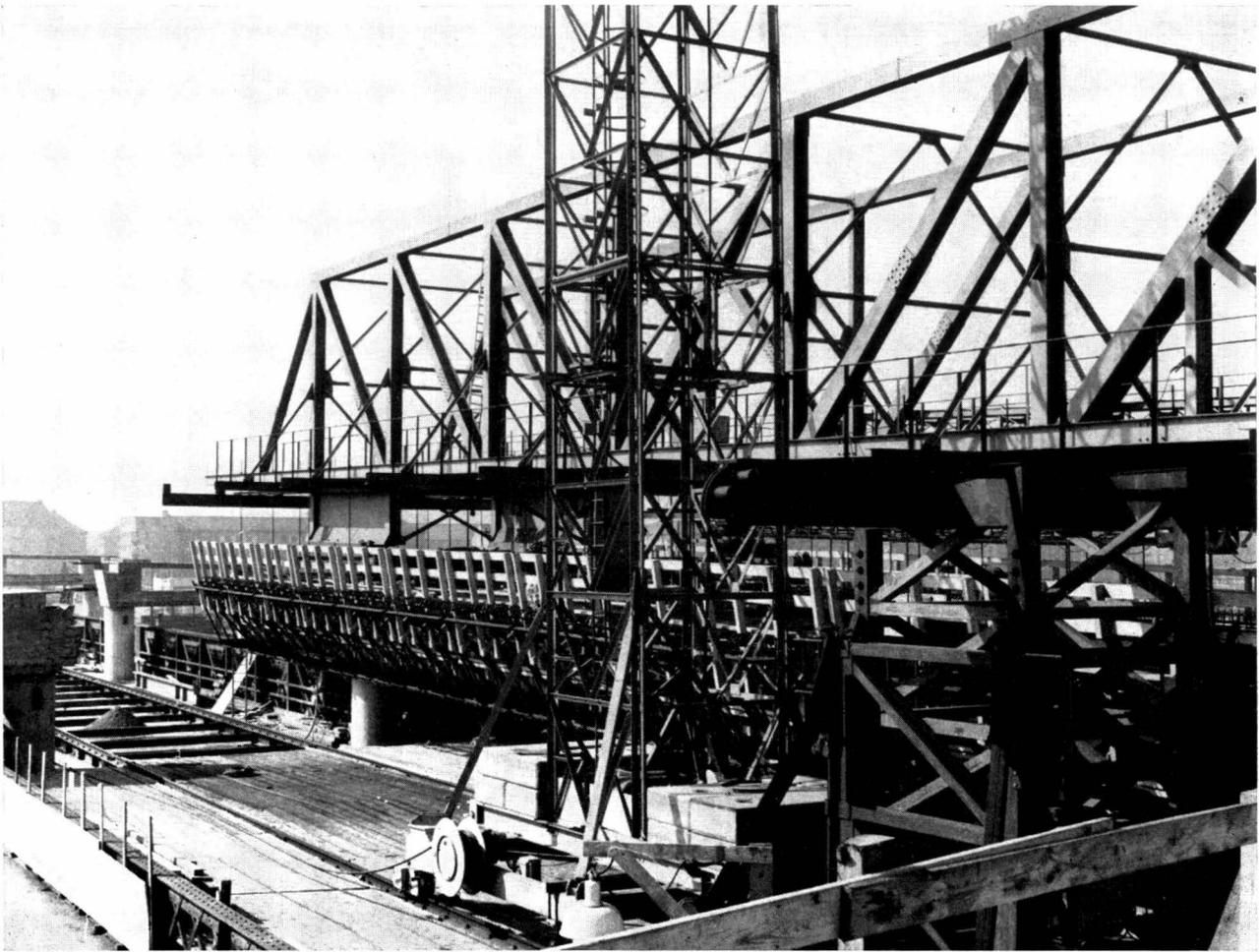


Abb. 2 Vorschubgerüst in Betonierstellung



Abb. 3 Vorschubgerüst beim Querverschub

einzel, mit Hilfe des Krans und einem Entenschnabel von der vorhergehenden Etappe in die neue Betonierstellung gebracht. Die Bodenschalelemente konnten auf einem speziellen Hubwagen auf den Gehwegen der alten Hardbrücke zwischen den Pfeilern vorfahren.

Die Vorspannung erfolgte mit Litzenkabeln nach dem System VSL (keine Quervorspannung). Entsprechend dem Bauvorgang sind die Kabel an jeder Kragarmfuge gekuppelt, teils mit Abspannkupplung, teils mit verschieblicher Kupplung. Pro Etappe wurden jeweils 60—70% der Kabel in einer Stufe auf 107% mit Ablassen auf 100% gespannt. Betoniert wurde an einem Freitag. Das Spannen der Kabel und das Ablassen des Gerüsts geschah am Montag, bei einer nachgewiesenen Betonwürfeldruckfestigkeit von 300 kg pro cm². Pro Brückenfeld wurden mit Ausnahme der Startetappe Taktzeiten von 2—3 Wochen, je nach Spannweite, eingehalten. Betoniert wurde mit einer am Gerüst montierten Förderbandanlage, zu einem geringen Teil zusätzlich mit dem Kran. Der ganze Kastenquerschnitt wurde in einer Etappe betoniert. Maximale Betonkubatur von 230 m³ in ca. 11 Stunden eingebracht. Kurzfristige Geleisesperrungen waren nur beim Abbruch der alten Hardbrücke notwendig. Dieser Abbruch erfolgte grösstenteils durch die Zwischenöffnung zwischen den Kastenträgern.

B. Bernardi

Neubau Kinderklinik des Inselspitals Bern

Projektverfasser: Ingenieurbüro Dr. Staudacher+Siegenthaler AG, Bern
 Unternehmer: Losinger AG, Spezialarbeiten, Bern
 Baujahre: 1972—1973

Die erste vorgefertigte Schlitzwand in der Schweiz

Einleitung

Schon seit einiger Zeit sind besonders in Frankreich Verfahren entwickelt worden, welche durch Verwendung von vorgefertigten Elementen gewisse Mängel der konventionellen Schlitzwandbauweise vermeiden. Sie sind unter dem Namen «Procédé Panazol» und «Procédé Préfasif» aus der Literatur bekannt. Da diese Verfahren einen weitgehend kontinuierlichen Arbeitsablauf voraussetzen, ergeben sich für die Anwendung in der Schweiz gewisse Schwierigkeiten. Die Gründe sind einerseits oft wechselnde Bodenarten mit Erschwernissen durch Findlinge und andererseits streng begrenzte Arbeitszeiten, welche eine Beendigung begonnener Arbeitsabläufe in die Nacht hinein oder am Samstag unmöglich machen.

Vorgefertigte Schlitzwand «System Losinger»

Um den erwähnten Schwierigkeiten zu entgehen, wurde ein möglichst einfaches Verfahren entwickelt, welches auch bei Verzögerungen im Aushub z. B. bei Antreffen von Findlingen, bei Wartezeiten über Samstag/Sonntag usw. eine reibungslose Ausführung gestattet.

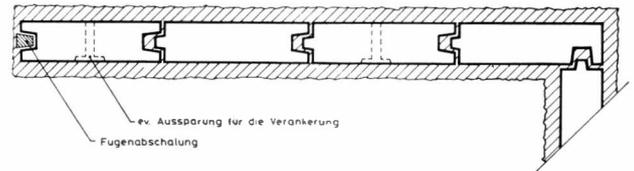


Abb. 2 Elementform

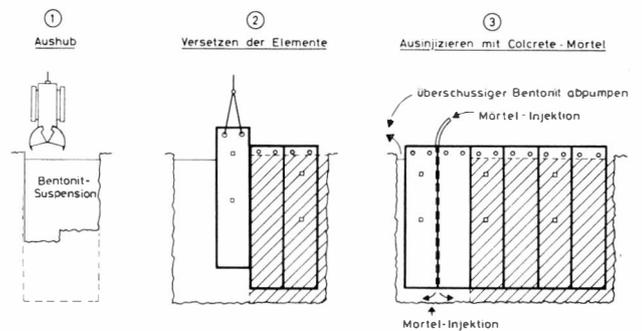


Abb. 3 Herstellungsvorgang

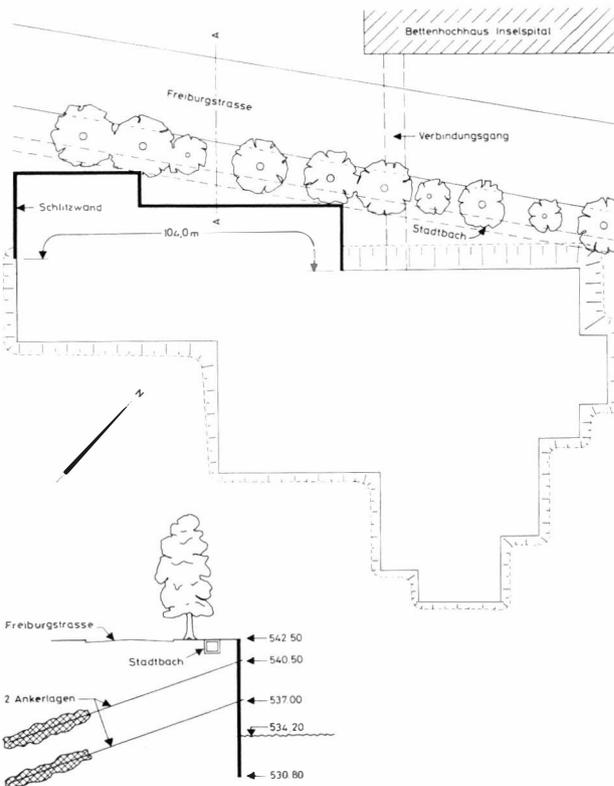


Abb. 1 Situation Baugrube mit Schnitt A—A

Gemäss Abb. 1 kommen folgende Arbeitsetappen zur Ausführung:

- Aushub eines Wandabschnittes unter Bentonit-suspension mit Schlitzgreifer und evtl. Durchmeisseln harter Bodenschichten.
- Versetzen der Fertigelemente (2 bis 5 Stück pro Aushubabschnitt). Die Elemente werden auf der Führungsmauer aufgelagert, in die vorgeschriebene Lage gebracht und genau vertikal gerichtet.
- Ausinjizieren des Elementfusses, der Fugen und des Zwischenraumes zwischen Aushub und Element mit Colcretemörtel. Die Anschlussfuge ans nächste Element wird abgeschalt.

Die Elementfugen sind gemäss Abb. 2 mit Nut und Kamm ausgebildet. Der annähernd quadratische Hohlraum dient der Einführung der Injektionsleitung, welche bis auf die Aushubsohle reicht und beim Füllen sukzessive zurückgezogen wird.

Erfahrungen bei der Erstauführung

Die neue Kinderklinik des Inselspitals Bern kommt an einem Abhang unterhalb des 16-stöckigen Bettenhochhauses zu liegen (Abb. 3 und 5). Beim Baugrubenaushub wurden, wie erwartet, hangwasserführende Schichten angeschnitten. Um jegliche Verminderung der Hangstabilität zu vermeiden, wurde bergseits eine verankerte, 60 cm starke Schlitzwand

vorgesehen und ausgeschrieben. Die Schlitztiefe betrug 12 m, die Aushubtiefe der Baugrube rund 8,5 m. Die Firma Losinger offerierte die vorgefertigte Wand als Variante.

Bei der Ausführung sind keine Schwierigkeiten aufgetreten. Der Schlitzaushub begann im September 1972, und am 1. November wurde das letzte Element versetzt und ausinjiziert. Zum Versetzen der 11,7 m langen, 1,25 m breiten und 12 t schweren Elemente diente ein 40-t-Bagger (Abb. 4). Eine besondere Aufhängevorrichtung gestattete es, die Fertigelemente vor dem Injizieren in Lage und Höhe genau zu richten und vertikal zu stellen. Injiziert wurde mit Colcrete-Mörtel. Besonders sorgfältig wurden dabei die Fugen zwischen den Elementen behandelt.



Abb. 4 Versetzen eines Elementes. Im Hintergrund das Bettenhochhaus

Da die Wand mit zwei Reihen Bodenankern zurückgehalten wird, wurde die Baugrube in drei Etappen ausgehoben.

Schon nach der ersten Etappe, beim Bohren der obersten Ankerlage, konnte festgestellt werden, dass die Wandelemente wie erhofft sehr genau vertikal standen. Abb. 5 zeigt die Wand nach der zweiten Aushubetappe, auch die untere Ankerreihe ist gebohrt und versetzt. Die Fugen sind dicht. Der Mörtel auf der Innenseite der Wand lässt sich in grösseren Stücken leicht ablösen. Darunter erscheint eine vertikale, glatte Wand. Unvermeidbare Abweichungen beim Schlitzaushub konnten beim Versetzen der Elemente korrigiert werden, so dass die Wand höchstens 2 bis 3 cm von der Soll-Lage abweicht.

Bodenanker

Die Wand wurde durch 2 Reihen Bodenanker zurückgehalten. Es handelt sich um mehrfach injizierbare, temporäre Anker, System VSL, mit folgenden Merkmalen:

Ankertyp:	VSL EA 5—4
Stahlqualität:	Litze 0,5", St 160/180
Stahlquerschnitt:	372 mm ²
Prüflast:	50 t (0,75 β _z)
Gebrauchslast:	35 t (0,52 β _z)
Ankerlängen:	13—25 m
Haftstrecke:	6 m
Bodenart:	Lehm bis feiner Sand
Injektionsdruck:	30—40 atü

Zusammenfassung

Die Schlitzwand mit vorgefertigten Elementen bietet gegenüber der konventionellen Wand folgende Vorteile:

- Die Möglichkeit von Fehlstellen in der Wand durch Material- und Bentoniteinschlüsse fällt weg. Dadurch wird auch das Risiko von gefährlichen Wasser- und Materialeinbrüchen bei solchen Fehlstellen ausgeschaltet.
- Die Mörtelschicht auf der Wandinnenseite und allfälliges Überprofil kann einfach und ohne grosse Spitzarbeiten entfernt werden.
- Es entsteht eine glatte und plangemäss genaue Wand. Abweichungen des Aushubes können beim Versetzen der Elemente korrigiert werden.
- Hochwertiger Beton und genaue Lage der Armierung erlauben eine gute Ausnützung der zulässigen Spannungen.
- Reparaturen von Wandbeton und Drainieren von Fugen fallen weg.
- Die im Vergleich dünnere und genauere Wand ergibt im Innern der Baugrube einen Platzgewinn bis zu 20 cm.

Diesen gewichtigen Vorteilen stehen einige Nachteile gegenüber:

- Aus Transport- und Gewichtsründen sind der Tiefe von vorgefertigten Elementen Grenzen gesetzt. Vorläufig können Wände bis 15 m gebaut werden.
- Der Verlust an statischer Höhe. Er wird aber durch bessere Ausnützung der zulässigen Spannungen grösstenteils zurückgewonnen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Ergebnisse dieser ersten Anwendung einer vorgefertigten, verankerten Schlitzwand ermutigend sind.

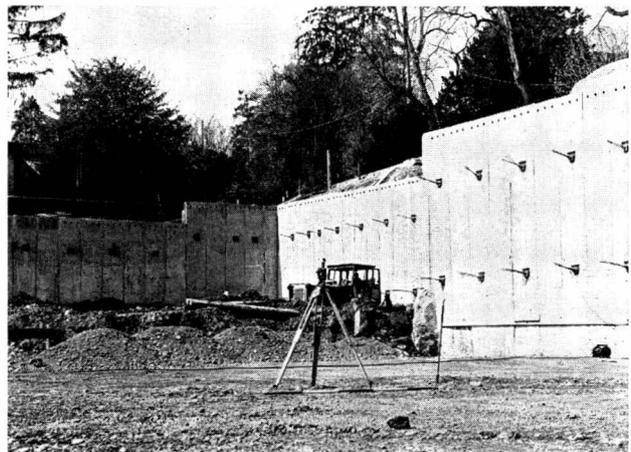


Abb. 5 Teilansicht der verankerten Wand nach dem Ablösen des überschüssigen Injektionsmörtels

Viaduc de l'Ecu à Genève

Maître de l'ouvrage: Département des Travaux Publics, Genève
Auteur du projet: Bureau H. Naïmi, Genève
Entreprise: S.A. Conrad Zschokke, Genève
Précontrainte: Système BBRV, Stahlton S.A.
Années de construction: 1971—1973

Description de l'ouvrage

Le tracé en plan du viaduc est en forme de S, dû aux points fixes donnés tels qu'immeubles tranchée du chemin de fer, axes de routes existantes, etc. (fig. 1 et 4). Il est composé de quatre clothoïdes, paramètre $a = 62$, et d'un rayon de cercle $R = 100$ m. Les sollicitations dues à la torsion sont très importantes, car l'angle d'ouverture d'une travée atteint 35° .

Du point de vue statique, ce viaduc forme une poutre continue sur six travées (fig. 2). Toutes les piles, à l'exception de celle située au milieu du viaduc, sont en paroi pendulaire et ont des articulations en béton armé, type «Mesnager», à leurs sommets et bases. La pile centrale est encastrée à sa base dans la fondation et constitue ainsi le point fixe de l'ouvrage. Ces piles pendulaires, de 1×3 m de section, permettent les mouvements dans la direction de l'axe du viaduc, tout en étant rigides dans le sens transversal, pour reprendre les moments de torsion de la superstructure. Les appuis glissants sur les culées sont du type Teflon-Néoprène, ayant un guidage latéral pour empêcher les mouvements transversaux.

La particularité du viaduc de l'Ecu réside dans la forme semi-elliptique de sa section transversale (fig. 3). Cette forme, peu habituelle, a été essentielle-

ment choisie pour sa grande rigidité à la torsion.

Dans le choix de la solution, l'aspect esthétique devait également être considéré, car ce viaduc est situé dans un carrefour en ville et il est visible de tous les côtés (fig. 6).

Calcul statique et exécution

En plus des charges, les effets des raccourcissements élastiques et plastiques dus à la précontrainte, le retrait, le fluage et la température ont été calculés. Vu la courbure en plan de l'axe du viaduc et la rigidité latérale des piles (fig. 4), ces effets secondaires provoquent des sollicitations non-négligeables, surtout dans les piles.

Le calcul des contraintes de cisaillement dues à la torsion et à l'effort tranchant a été effectué selon la méthode établie pour les sections à alvéoles multiples.

Pour réutiliser les coffrages et étayages, le viaduc a été bétonné en quatre étapes et mis en précontrainte monolithiquement (fig. 2).

Dans le sens longitudinal, le viaduc est précontraint avec douze câbles BBRV de 480 t chacun. Ces câbles sont situés par groupes de quatre dans les trois sommiers. Dans le sens transversal, seules les cinq entretoises sur piles ont été mises en précontrainte avec six câbles BBRV de 240 t (fig. 5).

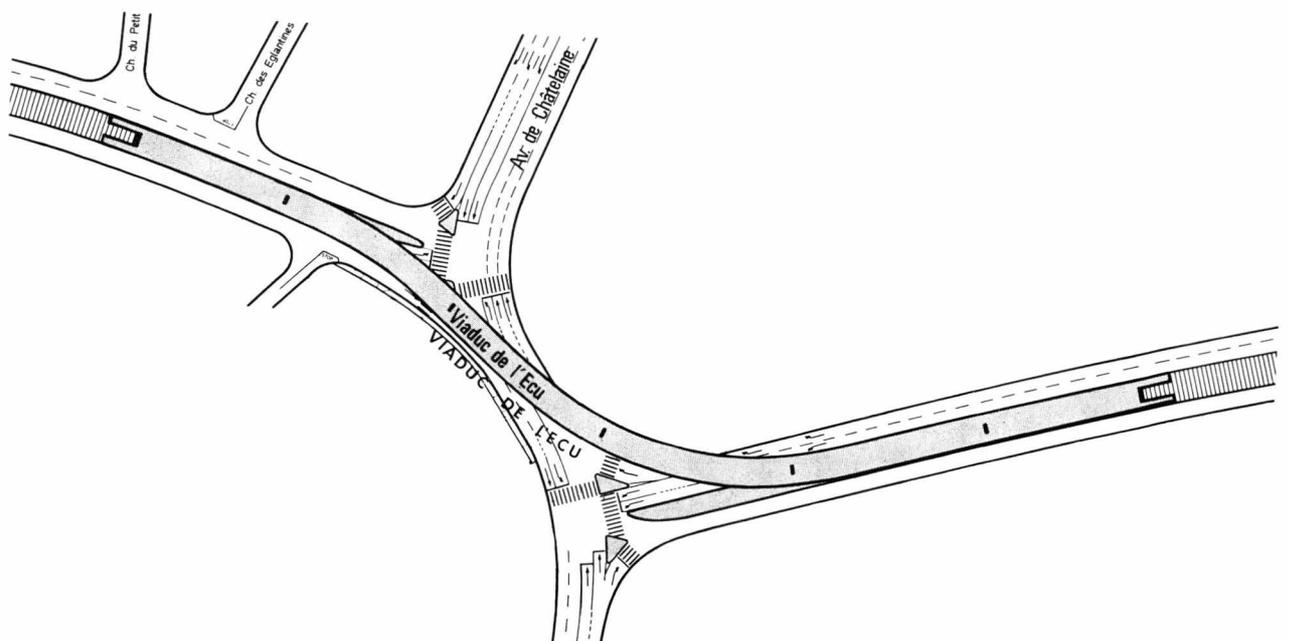


Fig. 1 Situation

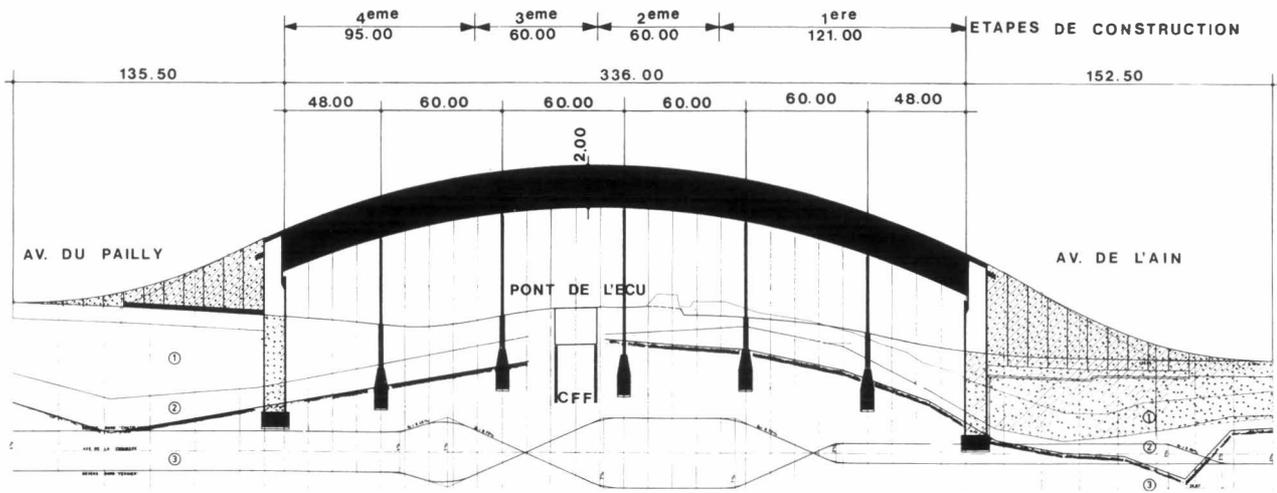


Fig. 2 Profil en long

L'extrados en forme semi-elliptique du viaduc reste inchangé sur toute la longueur et pivote autour de l'axe de la chaussée en suivant les dévers. Ce fait a permis de construire l'ensemble de la superstructure, d'une façon rationnelle, par l'utilisation d'éléments préfabriqués de coffrage.

L'exécution du coffrage extérieur du viaduc n'a exigé que deux types de ces éléments d'environ 2 m de longueur et 3 m de largeur, ayant une simple courbure. Pour réaliser la courbure de l'axe du viaduc, l'entreprise ajustait ces éléments de coffrage en

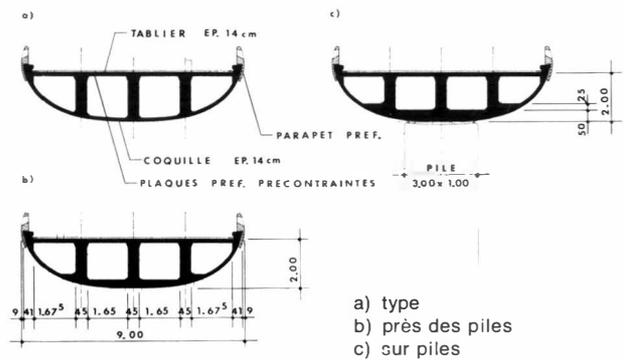


Fig. 3 Coupes



Fig. 4 Vue aérienne

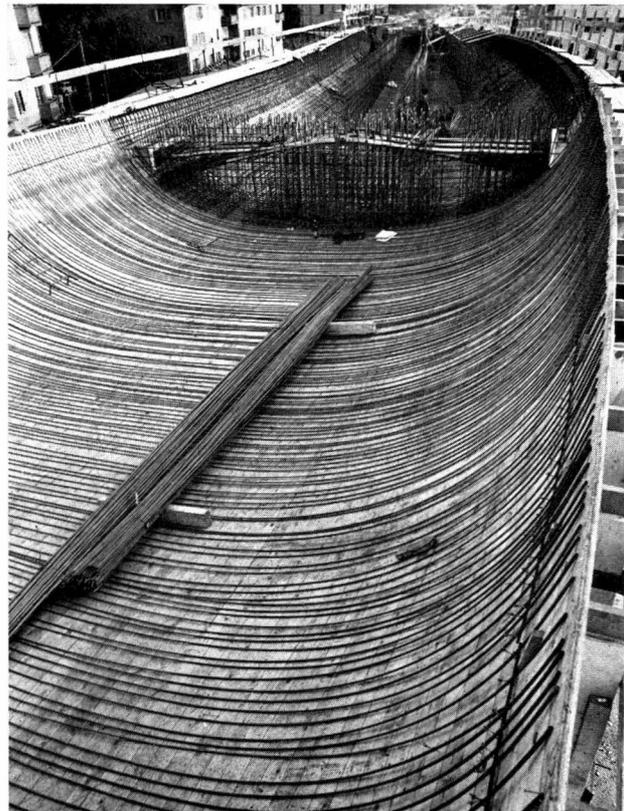


Fig. 5 Coffrage et ferrillage

coupant les bords des planches sur quelques centimètres. La construction en étapes du viaduc a permis de réutiliser les éléments de coffrage quatre fois. Les coffrages intérieurs des alvéoles ont été également préfabriqués, mais avec une longueur de 4 m. Le bétonnage de la superstructure a été exécuté en deux phases par étape:

1. bétonnage de la coquille, des sommiers et des entretoises jusqu'au niveau des plaques préfabriquées précontraintes du tablier (fig. 3). Ce bétonnage, effectué d'une façon continue au moyen d'un retardateur de prise, exigeait 2 à 4 jours de travail.
2. décoffrage des alvéoles, montage de la conduite d'écoulement, pose des plaques préfabriquées précontraintes, ferrailage et bétonnage du tablier de 14 cm d'épaisseur. Ce bétonnage, s'effectuant en 1 à 2 jours, intervenait deux à trois semaines après la terminaison de la première phase.

La mise en précontrainte a été faite en trois étapes de 30 %, 70 % et 100 %; la première étape de 30 % était appliquée trois à quatre jours après la fin du bétonnage de la deuxième phase. Malgré le décalage de trois à quatre semaines entre le bétonnage de la coquille et la première mise en tension, aucune fissure due au retrait et à la température n'a été constatée. Le décintrage suivait l'étape de 70 %.

En ce qui concerne les parapets du viaduc, 588 pièces d'un seul type d'éléments préfabriqués en béton armé de 2 m de longueur ont été utilisées dans la construction du viaduc et de ses rampes. En plus de leur fonction de barrière, calculée pour une force de 30 t/m, ces parapets préfabriqués forment la goutte-pendante pour protéger la coquille du viaduc contre la pluie (fig. 6).

Dr. ing. H. Naïmi

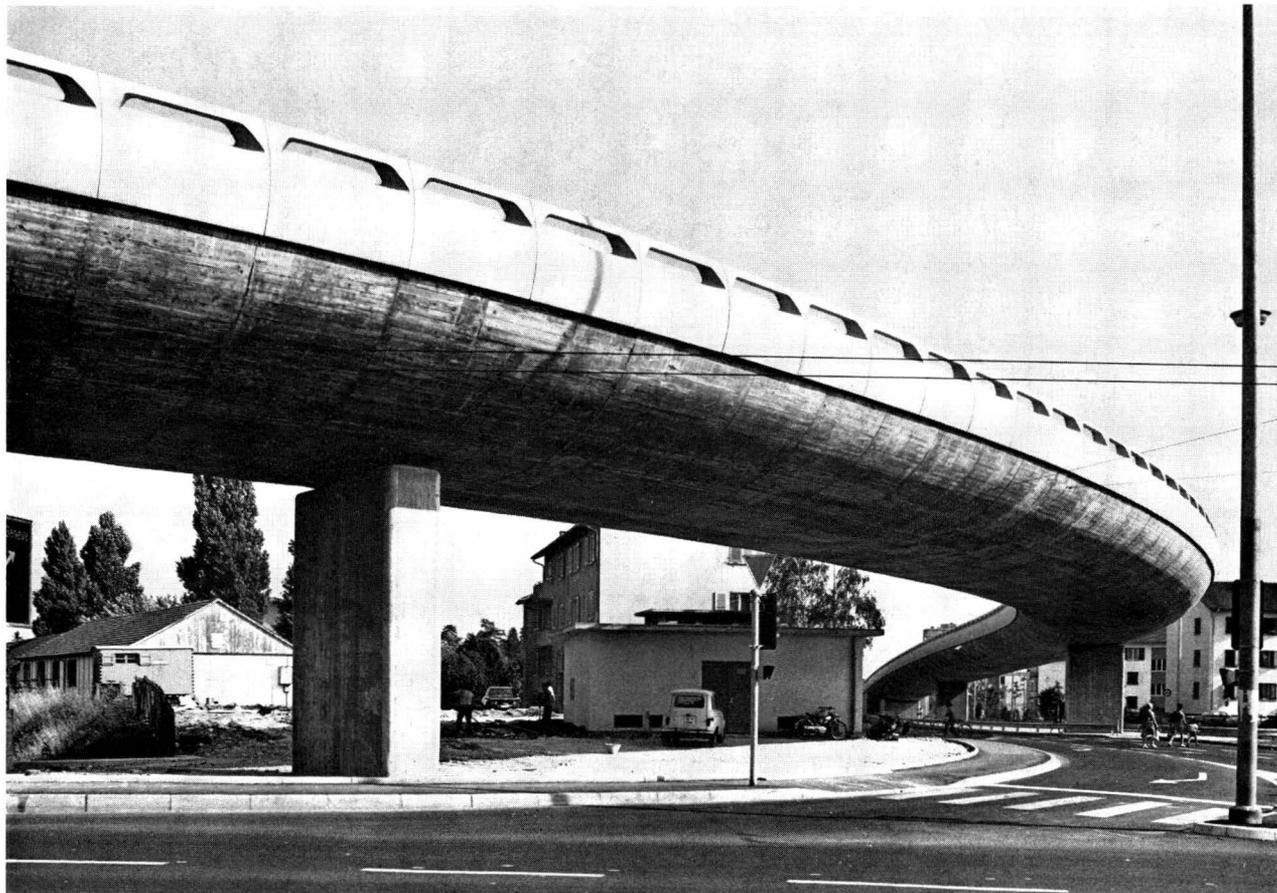


Fig. 6 Viaduc terminé

Photos: Zschokke

Bâtiment universitaire «Uni II» à Genève

Maître de l'ouvrage: Département des Travaux Publics, Genève
Architectes: W. Francesco, G. Paux et J. Vicari, Genève
Ingénieur civil: Bureau H. Naïmi, Genève
Entreprise du gros-œuvre: S.A. Conrad Zschokke / Ed. Cuénod S.A., Genève
Précontrainte, système BBRV: Stahlton S. A.
Années de construction: 1970—1974

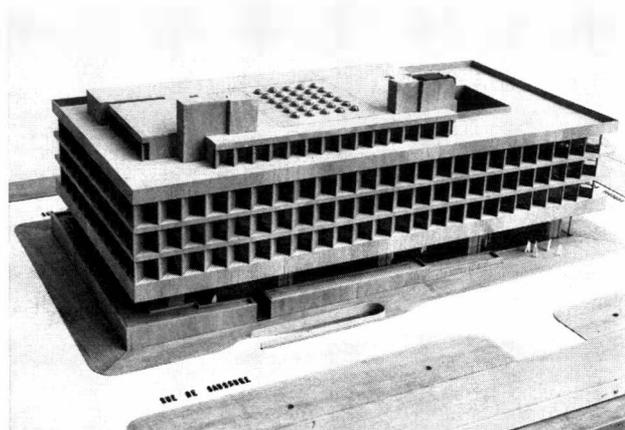


Fig. 1 Maquette

Description de l'ouvrage

Le projet de cet ouvrage a été retenu pour l'exécution, parmi 38 études présentées, lors d'un concours d'architecte organisé par le maître de l'ouvrage en 1965 (fig. 1). Les travaux ont commencé en mai 1970 et le gros-œuvre a été terminé en juillet 1973. La superficie de ce bâtiment, bordé de quatre rues, est de $36 \times 76 \text{ m} = 2736 \text{ m}^2$. Sa profondeur maximum atteint environ 20 m et sa hauteur à partir du sol environ 21 m. Son volume S.I.A. s'approche de $100\,000 \text{ m}^3$ (fig. 2).

La structure de l'ouvrage est essentiellement déterminée par la présence des grandes salles en sous-sol ce qui a nécessité des entr'axes importants entre les dix piliers du rez-de-chaussée, à savoir 27 m dans un sens et 15,50 m dans l'autre. Chacun de ces piliers supporte une charge d'environ 3000 tonnes au niveau de la fondation.

Vu les grandes portées et les charges importantes, toutes les six dalles à partir de l'étage des grandes salles jusqu'à l'attique ont été exécutées en béton précontraint ce qui a permis, en plus, de construire ce bâtiment de 75 m de longueur sans joint de dilatation.

Sous-sols

Le sol est constitué, à partir d'environ 5 m de profondeur, d'une formation de retrait Wurmien, composée de limons argileux de différentes consistances. La nappe phréatique se situe à environ 4 m de profondeur, mais, vu la faible perméabilité du terrain, le débit d'eau était peu important.

Après l'exécution des parois moulées et des pieux forés provisoires, les dalles sur les 3e, 4e et 5e sous-sols ont été bétonnées sur le sol du haut vers

le bas. Dix-huit ouvertures de $4 \times 10 \text{ m}$ de surface, aménagées dans chacune des dalles, permettaient d'excaver et d'évacuer les terres se trouvant en-dessous et d'y amener les matériaux de construction. Ces ouvertures garantissaient en outre un éclairage naturel et une aération suffisante pour travailler dans de bonnes conditions. La particularité de cette partie de la construction réside dans le fait que ces dalles de sous-sols ont été bétonnées sur le sol, sans étayage et coffrage traditionnels.

Dalle sur les grandes salles

La partie essentielle de cette dalle précontrainte dans les deux sens est une dalle alvéolée, épaisseur $15 + 70 + 15 = 100 \text{ cm}$, appuyée sur six grands piliers, espacés de 27 et 15,50 m respectivement (fig. 3). Les alvéoles de $70 \times 80 \text{ cm}$ de section sont formées par des blocs de Sagex (fig. 4). En plus de son poids propre et une surcharge répartie de 770 kg/m^2 , cette dalle supporte deux importantes charges concentrées de 280 t et 80 t respectivement. La première représente le poids d'une cage d'ascenseur et d'escalier de 25 m de hauteur et la seconde celui d'un escalier monumental.

Le calcul statique a été effectué à l'aide d'un essai sur modèle réduit, exécuté par Monsieur A. Moser, ingénieur civil, à Zurich. Ce modèle a permis d'établir les surfaces d'influence pour les moments dans treize points de la dalle. Ainsi, les moments dus à la précontrainte ont été calculés par la méthode de force de déviation en appliquant les forces nodales.

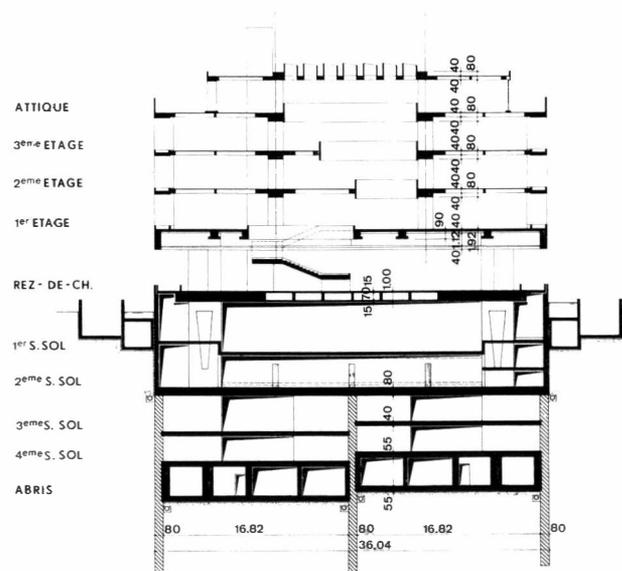


Fig. 2 Coupe transversale

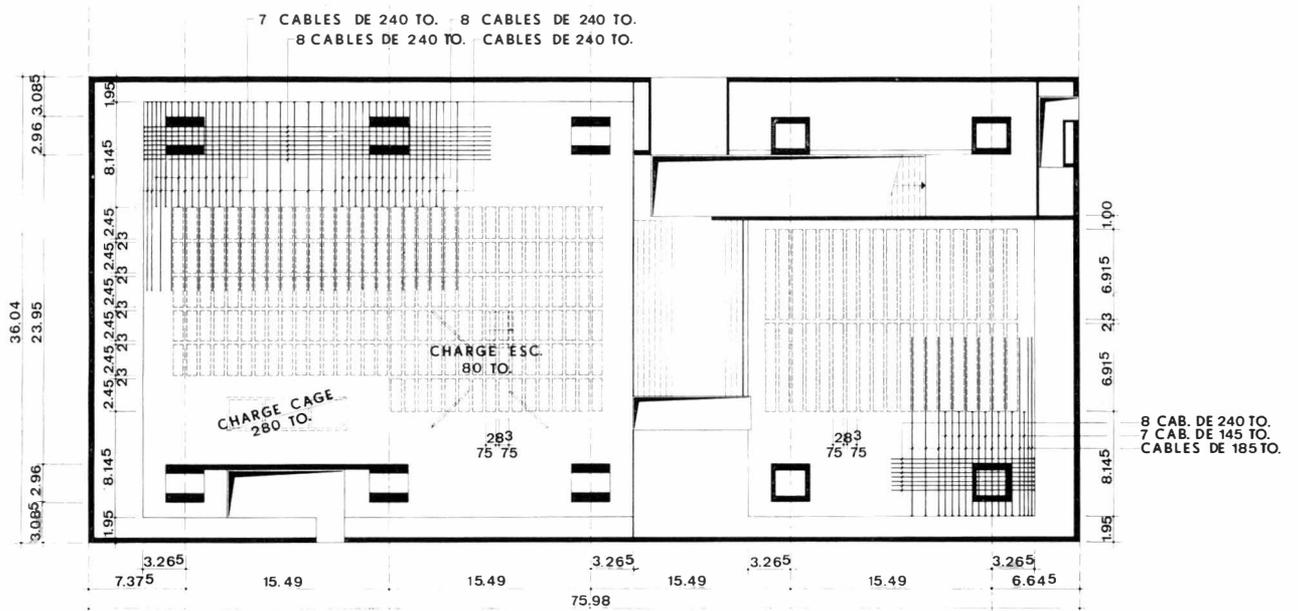


Fig. 3 Dalle sur les grandes salles, principe de câblage



Fig. 4 Dalle sur grandes salles, pose Sagex et câbles

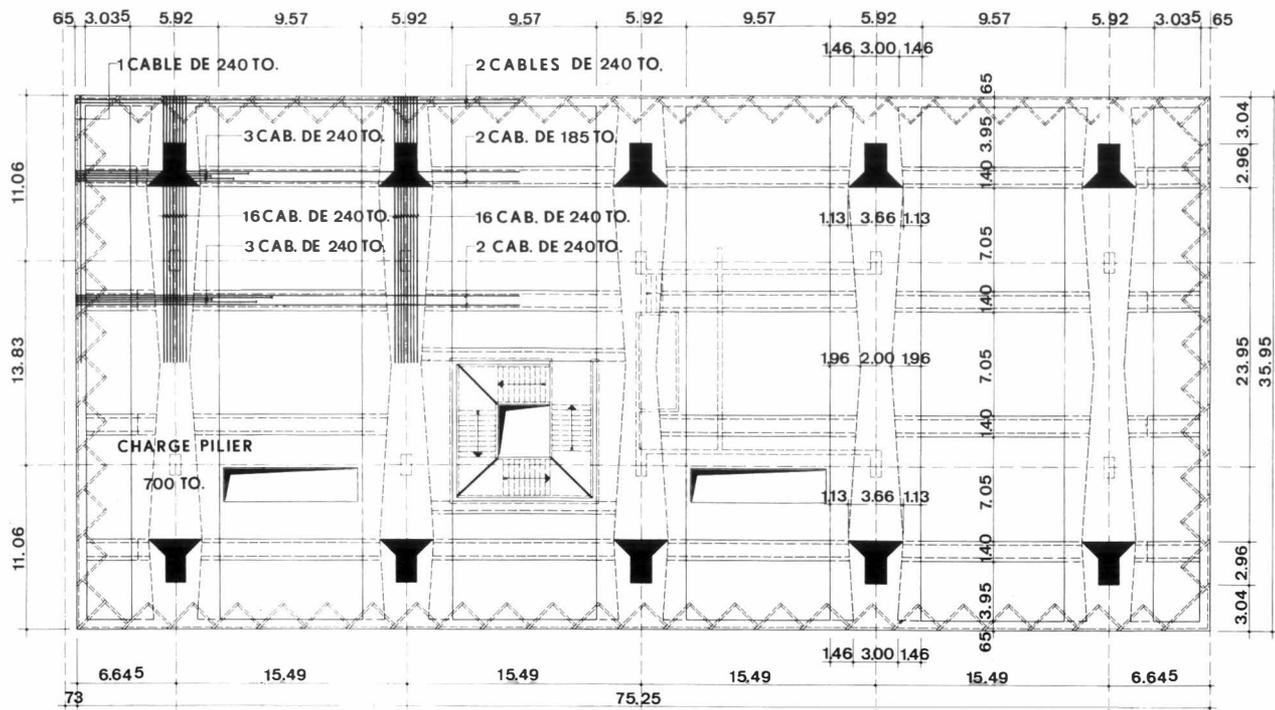


Fig. 5 Dalle sur rez-de-chaussée, câblage partiel

Les sollicitations dues aux raccourcissements élastiques et plastiques engendrés par la précontrainte, le retrait, le fluage et la température ont été calculées, en tenant compte des étapes de construction, dans le système du cadre à deux niveaux. Pour diminuer la rigidité des piliers des grandes salles contre les déplacements horizontaux, ces piliers ont été exécutés, en partie, en forme de «diapason» (fig. 2).

béton apparent et son aspect architectural devait être particulièrement soigné. Des considérations statiques et esthétiques ont abouti à une structure prononcée, avec des poutres dont les sections sont en forme de double T. Elle est composée de cinq grands cadres, soumis à la flexion et à la torsion et des sommiers secondaires. Tous les sommiers sont exécutés en béton précontraint.

Dalle sur rez-de-chaussée

Cette dalle, précontrainte dans les deux sens et d'environ 2700 m² de surface, est appuyée sur les dix grands piliers du rez-de-chaussée, espacés de 27 m et 15,50 m resp. (fig. 5). Elle supporte le poids considérable des quatre étages supérieurs. Elle est en

Dalles sur les étages

Les éléments porteurs de ces quatre dalles nervurées sont composés des pales préfabriquées des façades, des piliers intérieurs, espacés de 15,50 m, et de la cage de l'escalier central. Tous les sommiers longitudinaux sont en béton précontraint (fig. 6).

Dr. ing. H. Naïmi

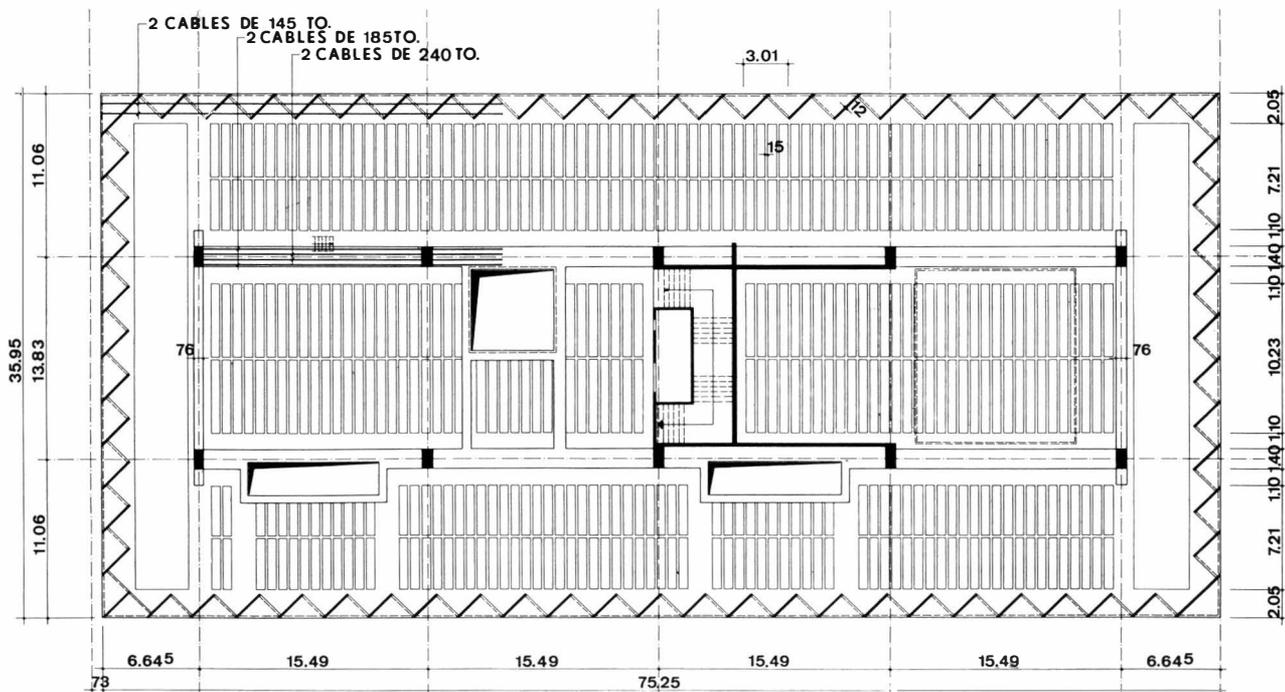


Fig. 6 Dalle sur 1er étage, principe de câblage

Photos: Zschokke

Les ponts sur la Paudèze

Maître d'ouvrage: Département des travaux publics du canton de Vaud
Auteur du projet: Bureau Technique Piguet, Ingénieurs-conseils S.A.
Entreprise: Consortium Ed. Zublin & Cie. S.A. — S.A. C. Zschokke
Années de construction: 1971—1973

Construction en encorbellement

Introduction

L'autoroute du Léman N 9 franchit le vallon de la Paudèze sur deux ponts rectilignes indépendants, de 400 m de longueur environ chacun. Chaque pont porte une piste de 12 m de largeur qui se décompose en deux voies de circulation et une bande de stationnement. La hauteur maximum de l'ouvrage au-dessus du fond du vallon est d'environ 70 m; la hauteur moyenne est de l'ordre de 30 mètres.

Du point de vue des possibilités de fondation, ce vallon se signale par des conditions géologiques désastreuses, caractéristiques de la région molassique de Belmont.

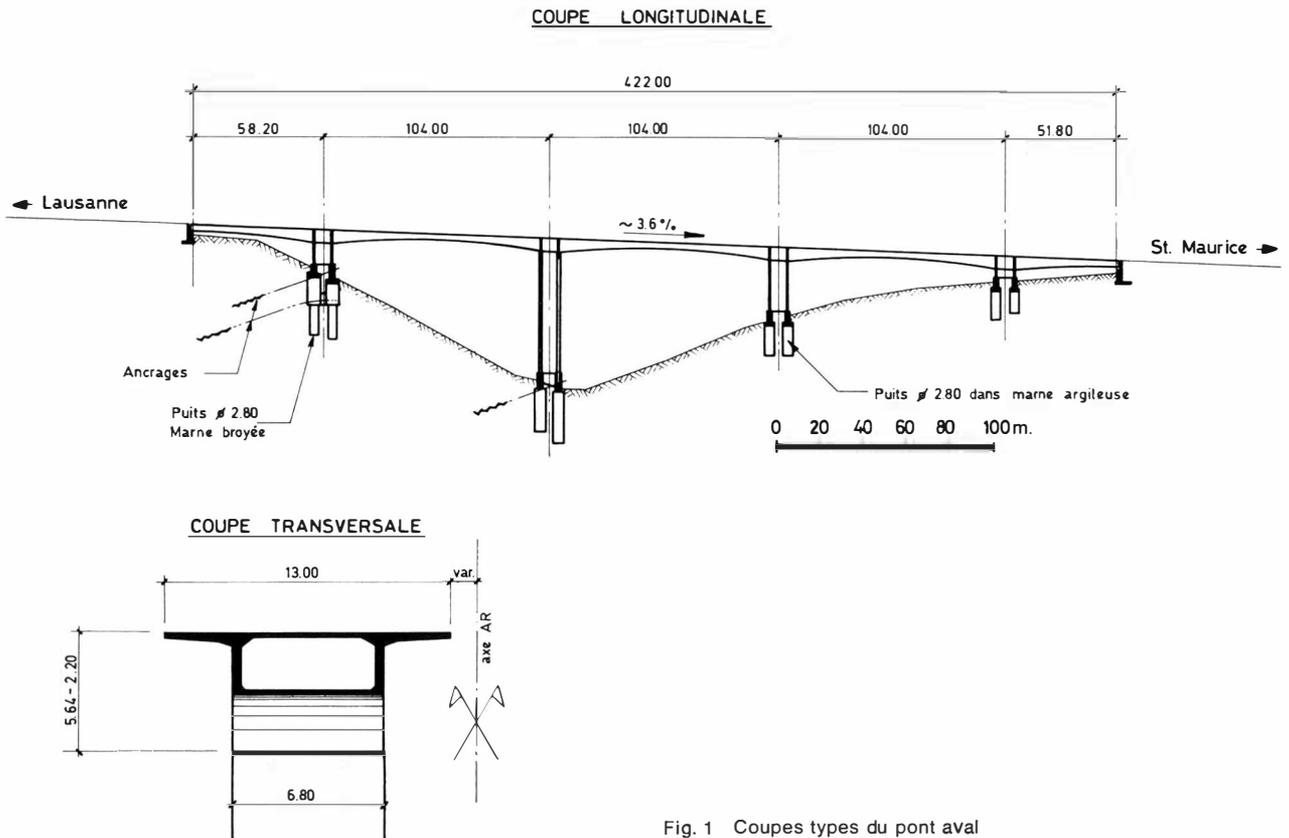
Implantation des piles et choix des portées de l'ouvrage

L'analyse des conditions géologiques du vallon de la Paudèze a conduit à une certitude: limiter au maximum le nombre des points d'appui de l'ouvrage, car le coût et les risques des travaux de fondation sont déterminants.

Ceci étant, il a fallu se déterminer sur la portée maximum réalisable économiquement. La hauteur de l'ouvrage au-dessus du sol et la mauvaise qualité du terrain ont condamné tout recours à une solution en béton traditionnel coulé sur cintre. Seule pouvait entrer en considération une méthode d'exécution auto-portante ne faisant pas appel à un matériel de mise en œuvre trop coûteux, car l'importance de l'ouvrage (10 700 m² de pont env.) ne permet pas de justifier la construction et l'amortissement d'un tel matériel.

Le mise en soumission de l'ouvrage projeté en exécution traditionnelle d'une part (encorbellement coulé en place) et préfabriquée d'autre part, a favorisé la première méthode.

Après de nombreux essais d'implantation, il est apparu que la solution consistant à placer une pile de chaque pont dans la zone du thalweg, conduisait à un optimum pour l'implantation des fondations, compte tenu de la portée maximum réalisable.



Système porteur

La construction des deux ponts indépendants est prévue sous forme de deux poutres continues en béton précontraint, prenant chacune appui sur 4 piles fondées sur le massif rocheux en place et sur deux culées classiques reposant sur la moraine.

Le pont aval est long de 422 m; les portées mesurées entre axes des piles à partir de la culée côté Lausanne sont de:

58,20 m/104 m/104 m/104 m/51,80 m

Le pont amont est long de 404,40 m; les portées mesurées entre axes des piles à partir de la culée côté Lausanne sont de:

64,60 m/104 m/98 m/92 m/45,80 m

Toutes les travées étant formées de deux palées distantes de 8 mètres, les travées libres du tablier sont placées dans des conditions d'appui voisines de l'encastrement parfait; cette disposition est favorable à la méthode de construction par encorbellement.

L'ensemble de l'ouvrage est réalisé à l'aide des deux portiques-types suivants:

portique-type	a	b
longueur totale		
à l'axe de la piste	92 m	104 m
portée libre des consoles	42 m	48 m
distance entre palées	8 m	8 m
hauteur sur palée	5 m	5,64 m
hauteur à la clef	2,20 m	2,20 m

Les travées de rives ont normalement une portée libre de 42 ou 48 m suivant le portique utilisé. C'est le cas des travées de rives côté Belmont. Les travées de rive côté Lausanne sont allongées de 6,40 m pour le pont aval et de 12,80 m pour le pont amont. Cette portée supplémentaire est construite sur cintre.

La section transversale se compose d'un caisson de 6,80 m de largeur et de hauteur variable qui supporte deux ailes de 3,10 m chacune. Le caisson n'est entretoisé qu'au droit des palées.

Piles

Les piles sont formées de deux palées distantes de 8 m, aboutissant sur un massif de fondation commun formant cadre de stabilisation au niveau du terrain naturel. Les palées des piles 1, 3, 4, 101, 103, 104 sont des parois de 70 cm d'épaisseur et de 6,80 m de largeur. Les palées des piles 2 et 102, hautes de 60 m, environ, sont évidées en forme de caisson de 6,80 x 1,80 m; la dimension minimum des parois est de 30 cm.

Les palées des piles 1 et 101 sont articulées sur le massif de fondation afin de suivre, pratiquement sans résistance, les mouvements longitudinaux du tablier, dus aux fluage, retrait et variations de température, particulièrement importants à cet endroit éloigné de 300 m du point fixe. Les articulations sont réalisées par un noyau de béton surcomprimé, coulé en place dans un coffrage spécial.

Au stade définitif, la stabilité longitudinale des deux ponts est assurée par les piles courtes 4 et 104.

Toutes les piles admettent le même principe de fondation. Chacune des deux palées minces se prolonge dans le terrain par un voile diffuseur qui reporte sa charge sur deux puits de grand diamètre, distant de 8 mètres. La fondation proprement dite consiste donc en 4 puits verticaux axés sur les angles d'un carré de 8 x 8 m, qui reportent la charge à une profondeur variant de 12 à 27 m.

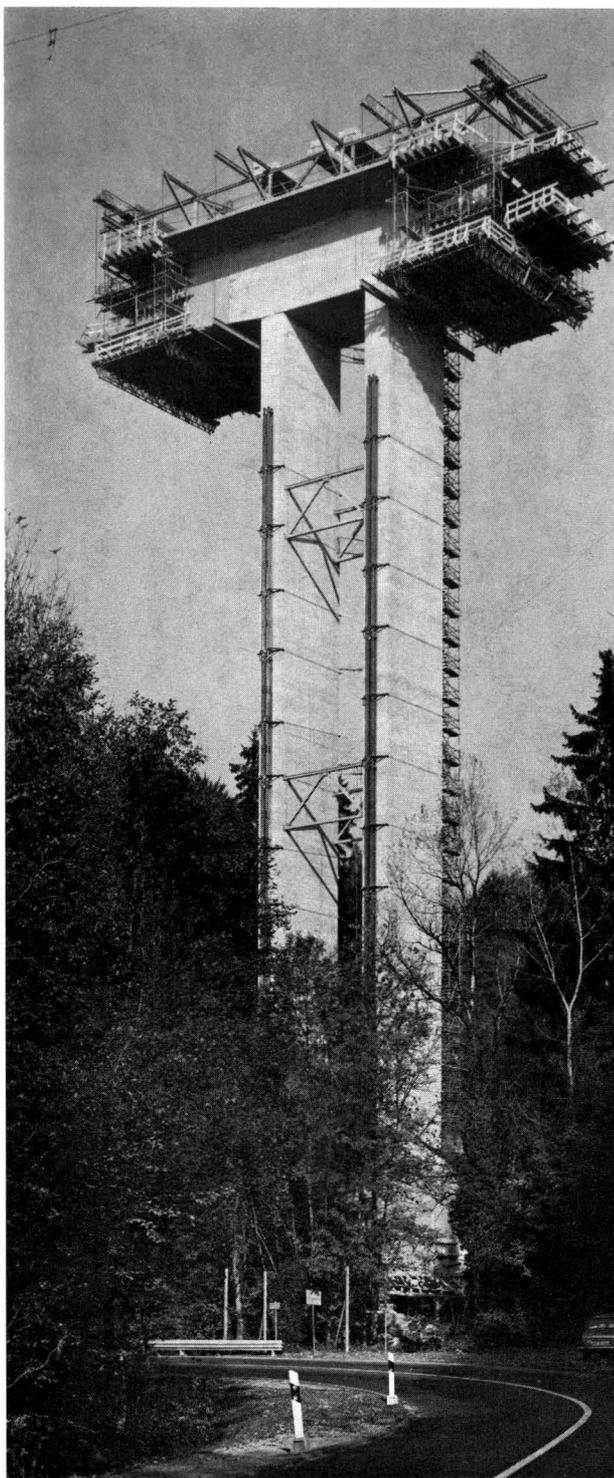


Photo: Germond

Fig. 2 Pile 2 au bord de la Paudèze; on distingue les contreventements provisoires ainsi que les piliers de l'échafaudage du culot

Exécution de l'ouvrage

La mise en soumission des travaux s'est déroulée durant le printemps 1971 et a abouti à une adjudication au consortium Ed. Zublin & Cie. S.A. / S.A. C. Zschokke en été de la même année; mis à part les travaux de puits et d'ancrages dans le sol, les travaux relatifs à l'infrastructure (fondation et piles) et à la superstructure ont été adjugés à forfait avec un engagement de l'ingénieur sur le respect des quantités. Les travaux de fondations ont débuté en octobre 1971 et ceux de superstructure en mars 1972. La fin du premier tablier est survenue en mars 1973 et l'achèvement général des deux ouvrages à fin 1973. Les puits, d'un diamètre minimal de 2,80 m, sont foncés à la main, suivant une méthode qui a fait ses preuves dans les terrains dotés d'une cohésion normale et relativement secs; un coffrage gonflable de 1,50 m de hauteur permet de bétonner un anneau de soutènement de 20 cm d'épaisseur. Cette méthode de fonçage ne porte pas atteinte à la stabilité du versant et permet d'observer systématiquement les sols et roches traversés.

Les piles sont bétonnées à l'aide de deux coffres glissants, reliés par une plateforme de travail permettant le bétonnage simultané des deux palées constituant chacune des piles. En cours d'exécution du tablier en encorbellement, chaque pile doit assurer seule la stabilité du portique en construction; dans ce but, les deux palées sont solidarisées par des contreventements métalliques provisoires mis en place durant l'érection de la pile.

L'exécution du tablier débute pour chaque portique par la zone coiffant les palées, grâce à un échafaudage prenant appui jusqu'aux fondations; la plateforme ainsi réalisée permet le montage du premier chariot, le bétonnage d'un premier élément dissymétrique, le déplacement du chariot afin de donner une surface suffisante au montage du second chariot. Le premier élément de la console opposée est alors bétonné puis l'avancement devient symétrique avec une cadence hebdomadaire d'un élément par côté. Le clavage ou jonction de deux consoles en milieu de travée s'exécute avec un décalage de 2 à 3 mois, permettant ainsi le fluage des consoles sans variation notable des efforts intérieurs; la précontrainte inférieure est alors réalisée en plusieurs étapes débutant 24 heures après le bétonnage.

Conclusions

La conception des ponts sur la Paudèze a été fortement influencée par l'adoption de la méthode de construction par encorbellement qui va de pair avec l'utilisation du béton précontraint. Les dispositions statiques et constructives ont permis la réalisation d'un ouvrage à grandes portées dans des délais restreints et à un prix modéré en ce qui concerne la superstructure.

M. Tappy



Fig. 3 Vue du pont aval: portique 3 achevé, portique 2 à l'avant-dernier élément et, à droite, préparation de l'échafaudage à la pile 103

Photo: Germond

Förderbandbrücke aus vorgespanntem Leichtbeton in Olten

Auftraggeber: Portlandcementwerk AG, Olten
Projektverfasser: Rothpletz, Lienhard & Cie. AG, projektierende Bauingenieure
(Aarau, Bern, Olten)
Baujahr: 1970

Schräge Brücke aus vorfabrizierten Leichtbetonelementen, im Spannbett-Verfahren teilweise vorgespannt.

Gegebenheiten

Dem Projektverfasser wurde die Aufgabe gestellt, eine Förderbandbrücke zur Beschickung der neuen Rohmaterialhalle zu entwerfen. Die kleinen Nutzlasten und die relativ grossen Spannweiten liessen die Verwendung von Leichtbeton überprüfen. Kostenvergleiche mit Normalbeton und mit Stahl wiesen die Wirtschaftlichkeit dieses Baustoffes nach. Gestützt auf diese Ergebnisse wurde die Brücke in Leichtbeton «Leca hade» projektiert.

Konstruktive Konzeption

Total wurden 3 Querschnittstypen, 4 Stützteilungen und 4 Stützenformen wirtschaftlich und ästhetisch untersucht. Als günstigste Lösung erwiesen sich Spannweiten von 16,5 m — 26,40 m — 26,40 m — 16,50 m (Abb. 1).

Die Hülsenfundamente bestehen aus Ortsbeton. Die Stützen sind vorfabrizierte Normalprofile aus Normalbeton mit einem aufgesetzten Hammerkopf (Abb. 2).

Der Überbau (Abb. 3) besteht aus 2 Hauptträgern. Sie werden aus vorfabrizierten Normalprofilen in Leichtbeton gebildet und sind nach dem Spannbettverfahren teilweise vorgespannt. Unten liegen vorfabrizierte Rippen aus Leichtbeton. Als Fussboden dienen serienmässige Leichtbetonplatten. Oben befinden sich vorfabrizierte Dachrahmen aus Leichtbeton. Die Eindeckung besteht aus Wellblech und Welleternit.

Statische Konzeption

Die Brücke ist am unteren Ende fest, am oberen Ende längsverschieblich gelagert. Der Überbau ist auf den Stützen mittels Neoprene-Lager gelenkig angeschlossen.

Der Wind wird über die Scheibe des Fussbodens auf die Stützen abgetragen. Die Rippen wirken dabei als Zugpfosten eines «inneren Fachwerks».

Baustoff Leichtbeton

Der Leichtzuschlagstoff wurde wie folgt zusammengesetzt:

- 50% Vol Leca hade 8 ... 15 mm
- 30% Vol Leca hade 3 ... 8 mm
- 20% Vol Normalsand 0 ... 6 mm

Die Zementdosierung betrug HPC 400 kg/m³.

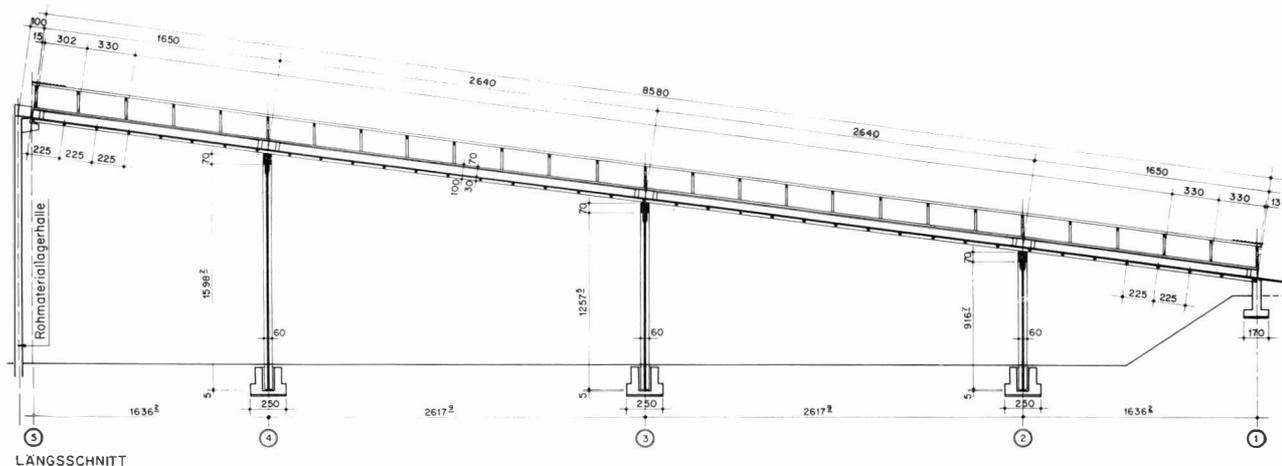
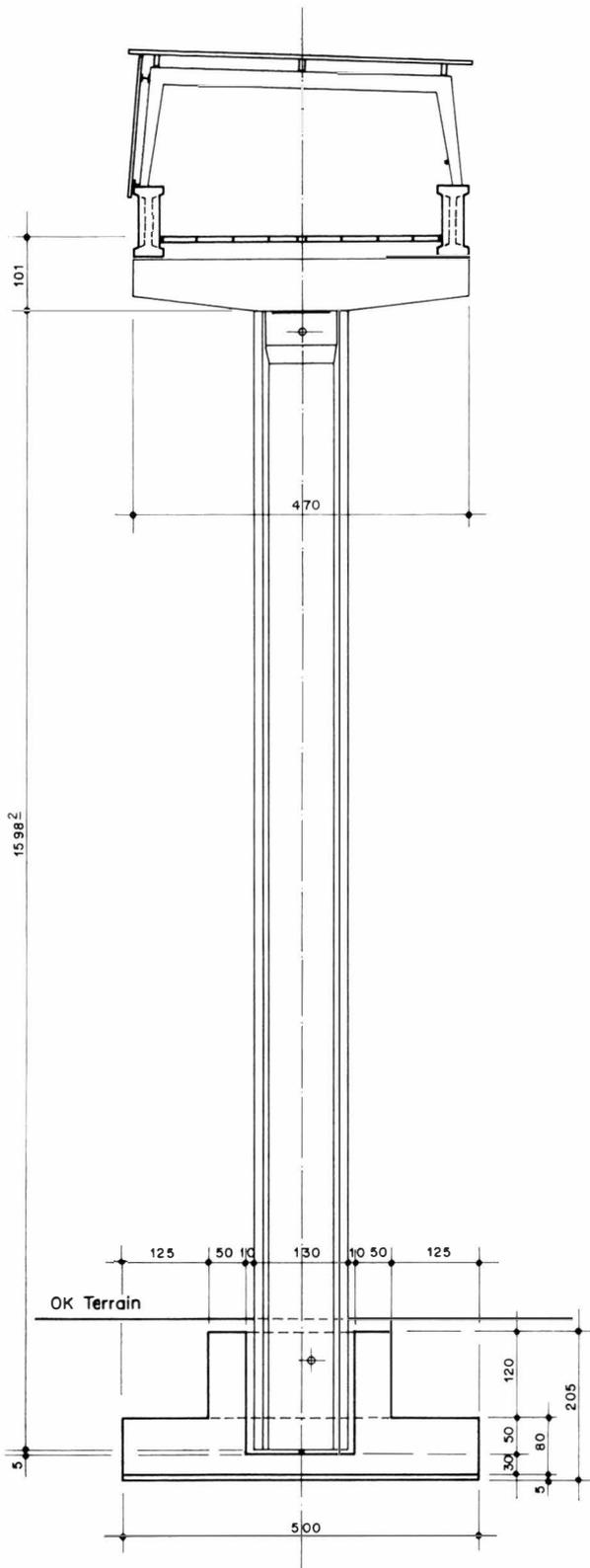


Abb. 1 Längsschnitt



STÜTZE 4

Abb. 2 Stütze

Der statischen Berechnung wurden folgende Werte zu Grunde gelegt:

- Nennwert $\beta_w 28$ = 425 kg/cm²
- Elastizitätsmodul E_b = 170 000 kg/cm²
- Kriechmass φ = 2,5
- Schwindmass ϵ_s = 0,4‰
- Bruchstauchung ϵ_B = 3‰
- spezifisches Gewicht γ_b = 1,7 t/m³

Durchgeführte Festigkeitsproben ergaben folgende Druckfestigkeit:

- nach 7 Tagen = 435 kg/cm²
- nach 28 Tagen = 510 kg/cm²

Montage

Beim Transport und bei der Montage waren einige Besonderheiten zu beachten. Die Hauptträger waren wegen dem niedrigen E-Modul und der grossen Schlankheit sehr weich. Die Obergurte wurden für den Transport und die Montage mit Stahlträgern gegen Kippen ausgesteift. Zur Vermeidung von Schrägzug wurde mit 2 Hebezeugen montiert. Nach der Montage musste ein provisorischer Windverband angebracht werden, da die Träger allein den Wind nicht aufnehmen konnten.

Schlussbetrachtungen

Die Brücke erscheint nach der Montage als schlankes, formschönes und zweckmässiges Bauwerk (Abb. 4). Nach 3 Jahren kann festgestellt werden, dass sie sich auch konstruktiv bewährt hat.

W. Kaufmann

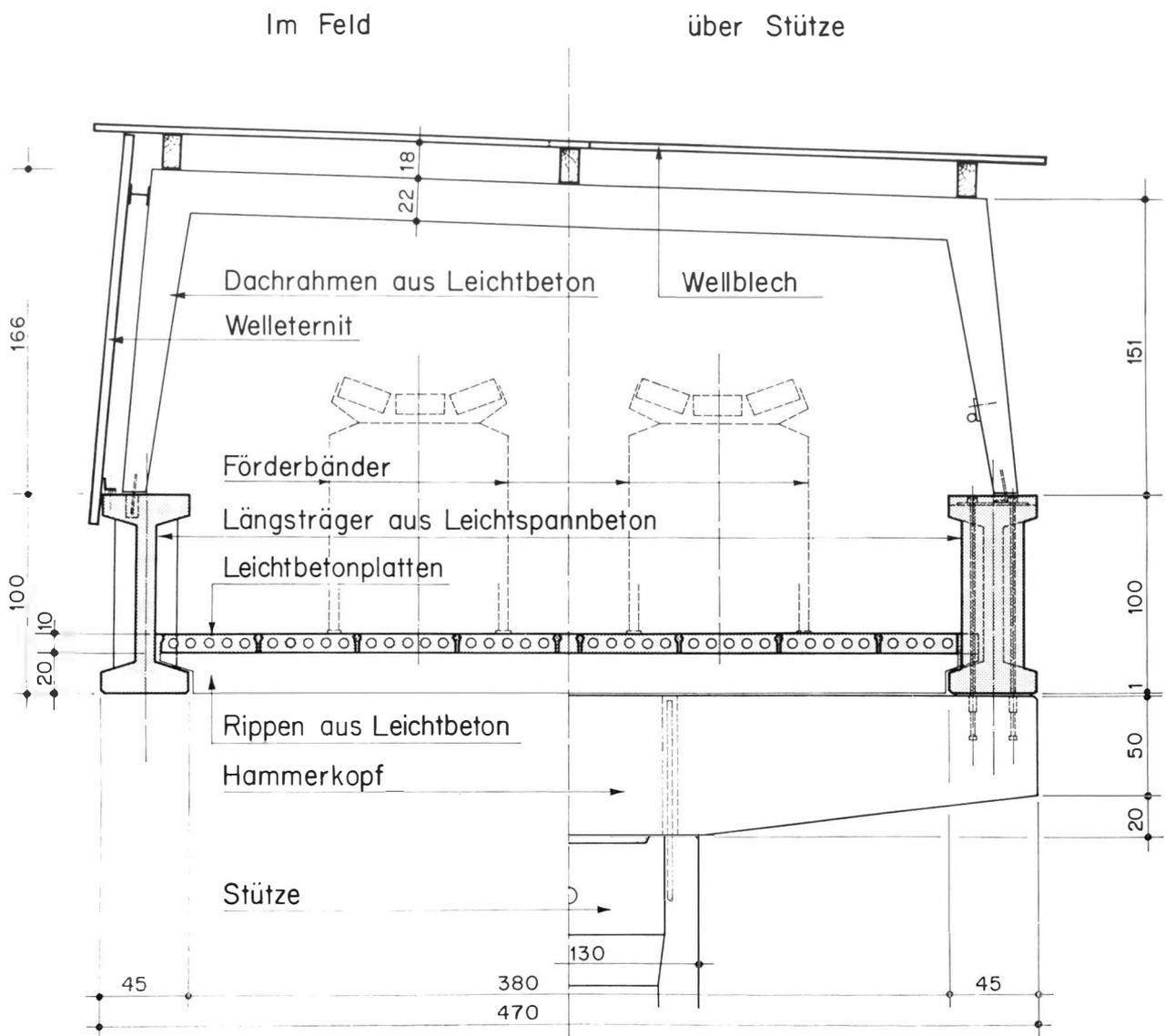


Abb. 3 Normalquerschnitt

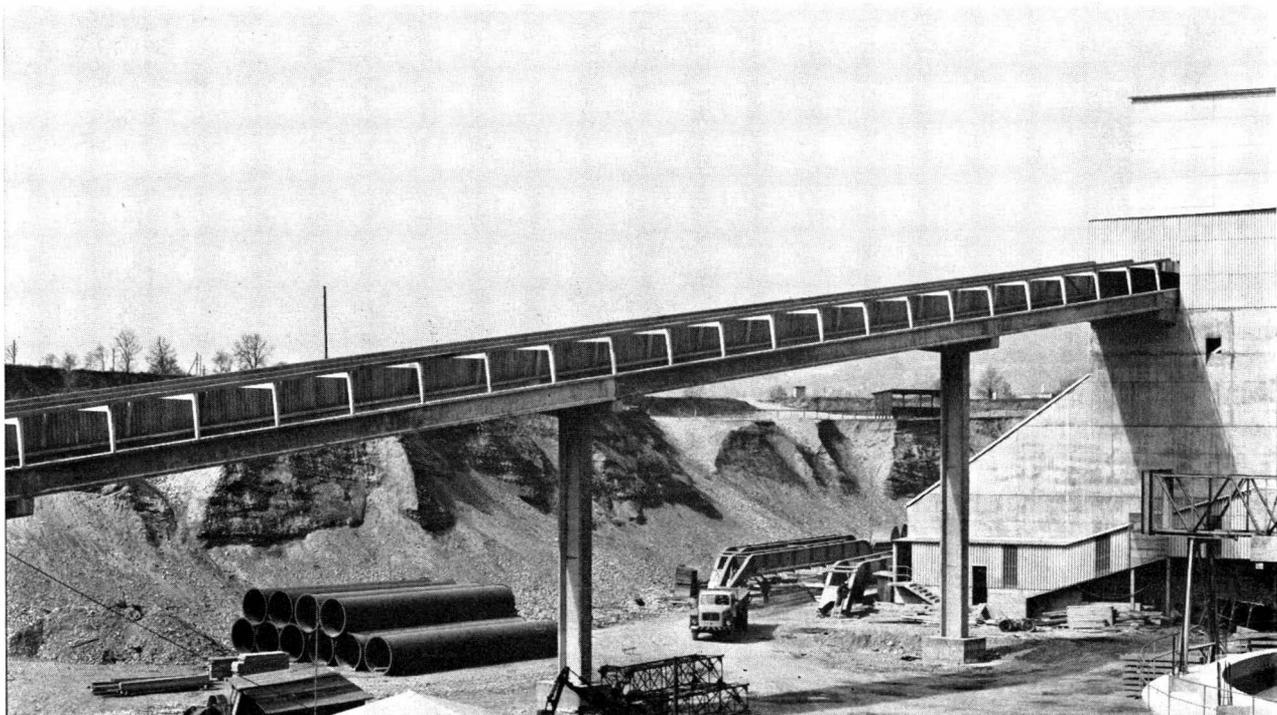


Abb. 4 Ansicht vor der Eindeckung

Lehrgebäude der ETH Höggerberg, Zürich/Schweiz

Architekten: M. Ziegler + E. Lanter, Zürich
Projektverfasser: Schalcher & Partner, Ingenieure, Zürich

Einleitung

Im Zuge der Vergrößerung der ETH Zürich entsteht auf der Aussenstation Höggerberg in den Jahren 1971—1976 ein neues Lehrgebäude für die Abteilungen der Bau- und Kulturingenieure.

Vom Bauherrn, der Direktion der eidg. Bauten, wurde ein Bauwerk verlangt, das heute und in Zukunft den gestellten Anforderungen genügen kann. Es musste also eine Konstruktion gefunden werden mit grossen Spannweiten, wenig Tragelementen und möglichst vielen verschiebbaren Wänden.

Als Belastungsannahmen waren das Eigengewicht der Decke + 150 kg/m² Belag als Dauerlasten, sowie 500 kg/m² Nutzlast inkl. 150 kg/m² für verschiebbare Wände, gegeben.

Mit dieser Auflage wählten wir für das 193 m lange und 30 m breite, 3 Untergeschosse und maximal 4 Obergeschosse aufweisende Gebäude, mit einer totalen Fläche von 65 000 m² und einem Rauminhalt von ca. 250 000 m³, Ortsbetondecken und Stahlstützen als tragende Teile. Die Feldgrösse wurde auf 9,62 x 9,62 m festgelegt. Das auf einer 80—110 cm starken ca. 10 000 m² grossen Bodenplatte fundierte Gebäude wurde in sieben Trakte zerlegt. Die Dilatationsfugen befinden sich in den 1/3 Punkten der Spannweiten. Die Horizontalkräfte werden in den einzelnen Teilen durch das Zusammenwirken der Betonkerne, der Nachbarstützen und der diese vertikalen Elemente aussteifenden Decken aufgenommen.

Erwägungen zur Wahl der vorgespannten Decken

Es wurde eine Submission mit folgenden 3 Varianten durchgeführt:

- Ortbeton-Kassettendecke
- Ortbeton-Massivdecke
- Leichtbeton-Massivdecke (HD-Leca)

Die Lösung mit Lecabeton musste leider ausscheiden, da die Unternehmer die kontinuierliche Anliefe-

rung der grossen Mengen Leca-Zuschlagstoffe nicht garantieren konnten (nur 1 Hersteller in der Schweiz). Eine Optimierung der Kosten aus Tragkonstruktion, Wärmeisolation auf der Untersicht der Decke für die Klimatisierung, sowie der Installationsführung und -aufhängung zeigte die Überlegenheit der Massivdecke trotz Mehrkosten der reinen Tragkonstruktion gegenüber der Kassettendecke.

Im Bestreben auch für eine Flachdecke die technisch beste und wirtschaftlichste Lösung zu finden, untersuchten wir verschiedene Spannbeton-Varianten. Wir stellten fest, dass Vorspanndecken mit grossen Spannweiten absolut wirtschaftlich sind, bewegte sich doch die Preislage in derjenigen der Kassettendecke.

Für die Untergeschosse musste die Idee der Vorspannung fallen gelassen werden. Einerseits wirkten sich die vielen Aussenwände nachteilig auf die Verkürzung aus und andererseits weisen die einzelnen Geschosse zu viele Deckenabsätze auf. Deshalb wurde für die Untergeschosse eine schlaff armierte Flachdecke von 35 cm Stärke gewählt. Die totale Fläche beträgt 30 000 m².

In den Obergeschossen stand dem Vorspannen der 35 000 m² grossen Deckenfläche nichts im Wege. Die einzelnen Etagen weisen praktisch keine Höhenunterschiede auf und neben den, zur Aufnahme der Horizontalkräfte bestimmten Betonkerne, sind keine Tragwände vorhanden.

Damit bei nachträglich erstellten Durchbrüchen im Bereiche der Vorspannung die Schwächung lokal begrenzt ist, hat man sich für injizierte Spannglieder entschieden. Der Kostenvergleich zwischen injizierten Einzellitzen und Kabeln fiel zu Gunsten der Kabellösung aus.

Gewählte Lösung

Nach eingehenden Vergleichen wurde eine 28 cm starke Platte mit einer Schlankheit von 1/35 gewählt. Die Dimensionierung der Decke für die totale Auflast von 1350 kg/m² erfolgt nach der load-balancing-Methode (Calcul des structures en béton précontraint par la méthode de la charge équivalente et de la charge de balancement, cours du professeur R. Favre / EPF - L) und wird mit einem Plattenprogramm nach den üblichen Regeln für teilweise vorgespannten Beton kontrolliert. Die zugelegte schlaffe Armierung beträgt 12,6 kg/m² oder 45 kg/m³ Beton. Die Vorspannkraft ist so dimensioniert, dass das Betongewicht durch die Umlenkkräfte ausbalanciert wird. Dadurch treten unter Dauerbelastung praktisch keine Zugspannungen auf. Die Querkabel 8 x 70 t pro Feld sind gleichmässig verteilt mit einem gegenseitigen Abstand von 1,48 m und einer Konzentration im Stützenbereich angeordnet. Die Längskabel 6 x 70 t pro Stützenachse und 3 x 70 t am Deckenrand sind

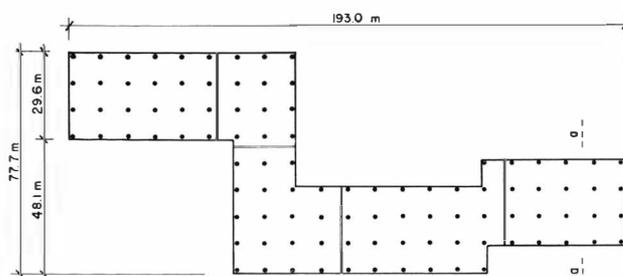


Abb. 1 Situation (Obergeschosse)

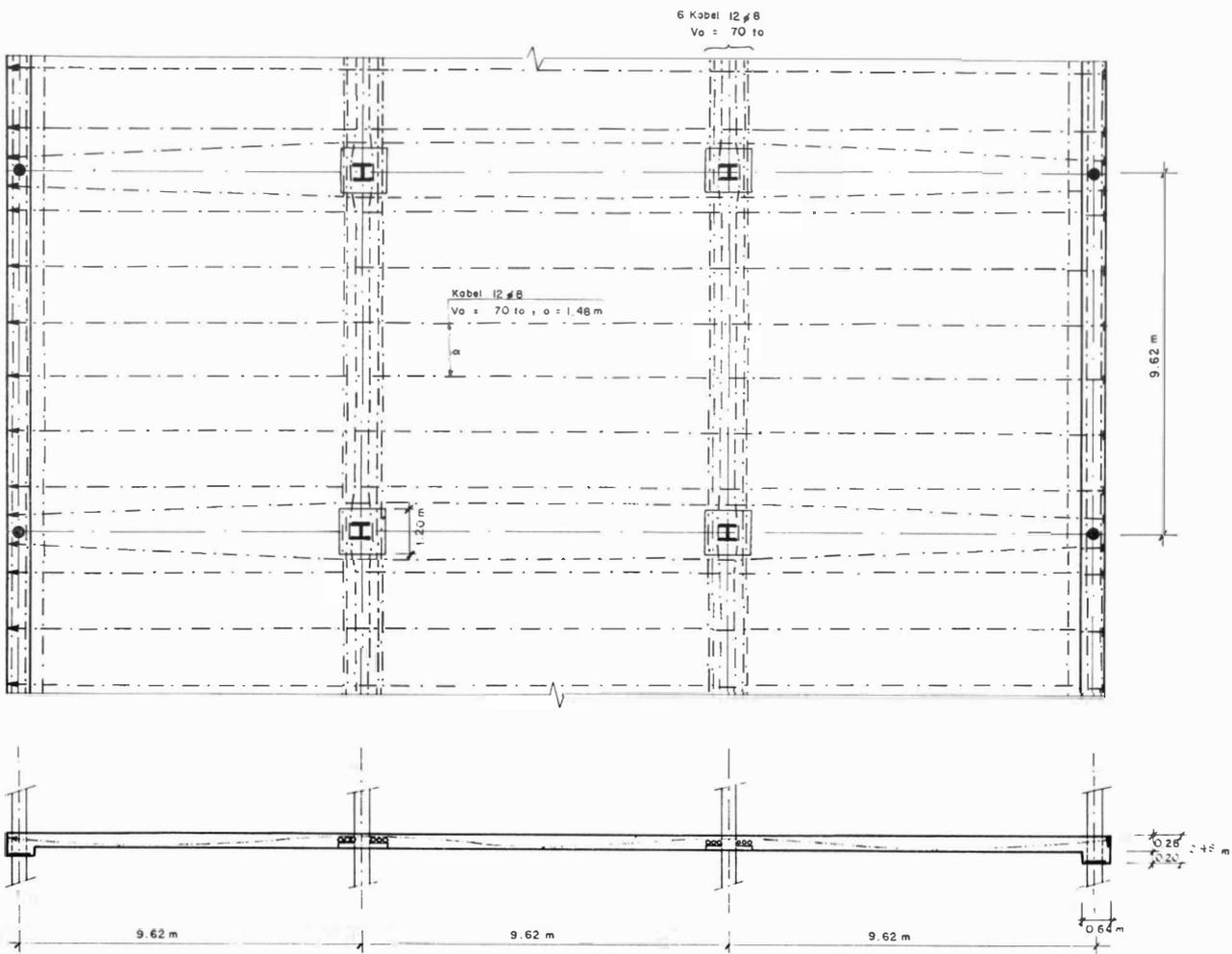


Abb. 2 Grundriss und Schnitt

auf den Stützenbereich konzentriert. Die Kabelführung ist in Längs- und Querrichtung dem Momentenverlauf angepasst.

Dank dieser Kabelanordnung werden die Vertikalkräfte von den Querkabeln auf die Längskabel und von diesen über den speziell entwickelten Stahlpils direkt in die Stützen übertragen. Dadurch kann das Durchstanzproblem auf die Nutzlast reduziert werden. Wesentlich für die Zwischenwände ist die, dank der Vorspannung auf ein Minimum reduzierte Kriechdurchbiegung.

Ausführung

Die Vorspannarbeiten werden durch die Firma Freysinnet S. A. ausgeführt. Vorgespannt wird in einer Etappe auf 100% nach dem Erreichen einer Betondruckfestigkeit von 300 kg/cm². Um eine kontinuierliche Lastumlagerung zu erreichen und eine extreme Gerüstbelastung zu vermeiden, werden die Längs- und Querkabel nach einem speziellen Vorspannprogramm abwechselnd gespannt.

Nach dem Ausschalen der Deckenfelder werden diese sofort in den 1/3 Punkten der Spannweiten gespritzt, um das Betongewicht der nachfolgenden Decke auf mindestens zwei Geschosse zu verteilen. Die Injektion wird serienweise alle 2—3 Monate ausgeführt. Damit konnte die Zahl der Baustelleneinsätze reduziert werden.

Bis zum heutigen Zeitpunkt (November 1973) sind rund 17 000 m² Decke erstellt worden. Obwohl die Anwendung von Vorspanndecken in so grossem Ausmass in der Schweiz erstmalig ist, haben sich bei der Bauausführung keine Schwierigkeiten eingestellt und das Bauprogramm konnte vollumfänglich eingehalten werden.

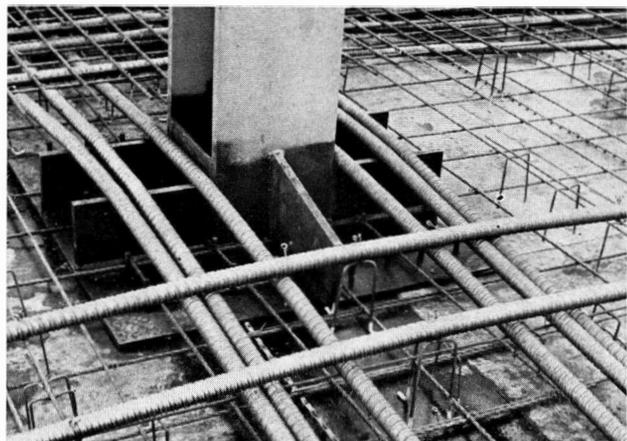


Abb. 3 Kabelage im Pilsbereich

Vorteile der vorgespannten Flachdecke

Als wesentlichster Vorteil darf die Reduktion der Plattenstärke von 35 cm auf 28 cm genannt werden. Dadurch wurde mehr Platz für die Installationen gewonnen. Da die Spannbetondecke sich auch unter Nutzlast im Stadium I befindet und die Dauerlasten durch die Vorspannung grösstenteils ausbalanciert sind, treten viel kleinere Durchbiegungen auf als bei einer Stahlbetondecke. Es ergeben sich dadurch weniger Riss- und Anschlussprobleme mit den Zwischenwänden. Die vorgespannte Flachdecke ist etwas billiger als die Eisenbetondecke. Da sich das Preisverhältnis zwischen Vorspannstahl und Armierung je länger je mehr zu Gunsten des Vorspannstahles entwickelt, wird in Zukunft die vorgespannte Flachdecke immer wirtschaftlicher sein.



Abb. 4 Allgemeine Kabelage

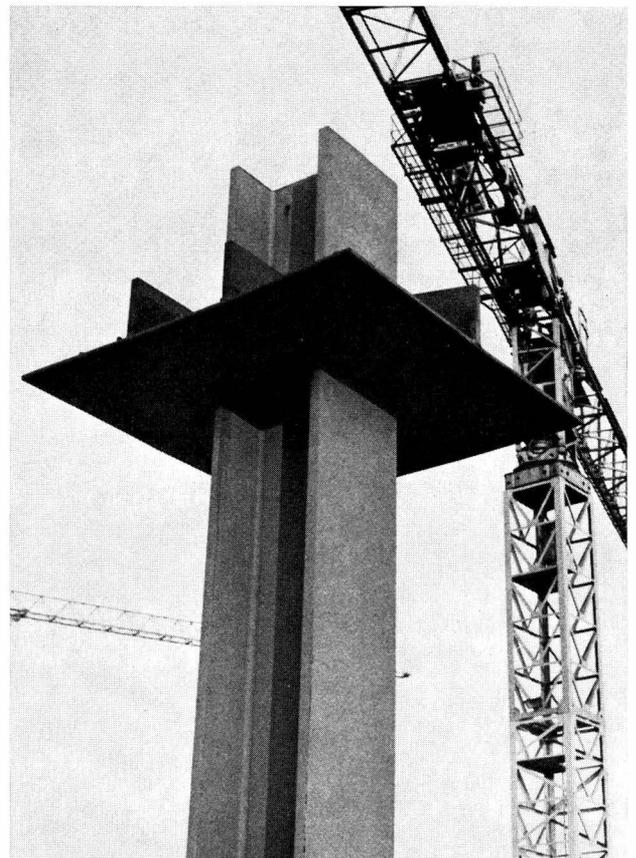


Abb. 5 Stahlpilz für vorgespannte Decken

ZD-Schale (Patent angemeldet)

Entwicklung: A. Schmitter, dipl. Baumeister, CH - 9450 Altstätten

Allgemeines

Seit dem Jahre 1970 wird die ZD-Schale — ein neuartiges vorgefabriziertes und vorgespanntes Betonelement mit sehr dünnen Abmessungen — produziert und in den verschiedensten Bereichen des Hoch- und Tiefbaus verwendet.

Die ZD-Schale ist das Produkt jahrelanger Entwicklungsarbeit und eingehender Laborversuche. Es ging dabei darum, ein Bauelement zu schaffen, das folgende Eigenschaften in sich vereint:

- Flächentragwerk für grosse Spannweiten, das sowohl für den Brücken- als auch für den ein- und mehrgeschossigen Hallenbau verwendbar ist.
- Befahrbarkeit mit Eigengewicht für einen Überkopf-Einbau ohne Notwendigkeit eines Überbetons.
- Wirtschaftlich im Materialverbrauch: minimaler Betonverbrauch mit genügender Betonüberdeckung der Armierung unter Verwendung hoher Betongüten.
- Verwendbarkeit von möglichst unfassonierter Armierung wie Drahtnetze ohne Biegung, Spannritzen ab Haspel und Möglichkeit der Verarbeitung von Stahl in Lagerlängen.
- Grosse Variabilität der Schalung hinsichtlich Querschnittsänderungen.
- Verwendbarkeit als Klimakanal mit den entsprechenden Luftaustritts-Öffnungen.
- Begehbarkeit und Möglichkeit der (nachträglichen) Installation von Kabeln, Wasser-, Gas- oder Pressluftleitungen.

Der Querschnitt der ZD-Schale zeichnet sich durch besonders dünne Wandungen aus. Der in Querrichtung gewölbte Schalen-Unterteil ist auf der ganzen Elementlänge gleich hoch, nämlich 85 cm (Abb. 1).

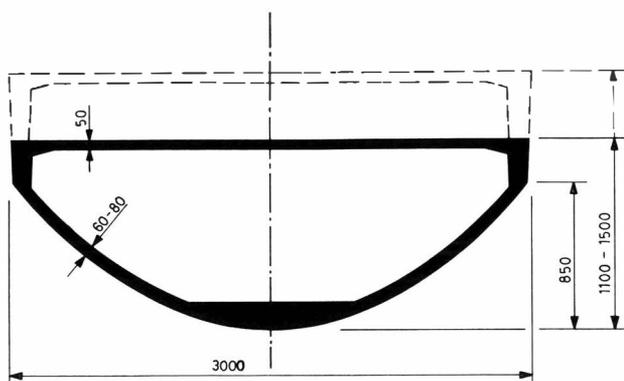


Abb. 1 Querschnitt

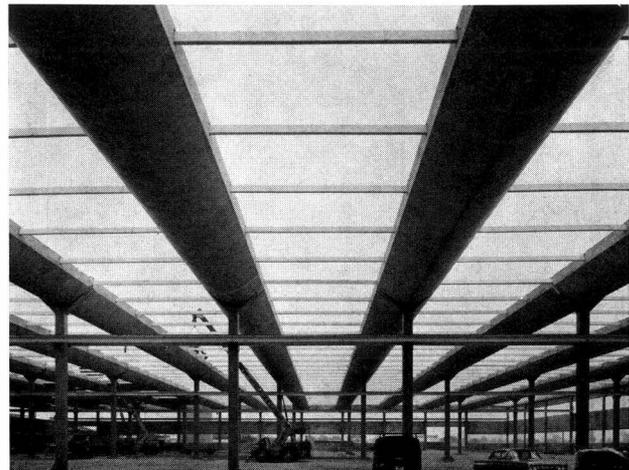


Abb. 2 Lagerhalle 10 000 m²

Die Gesamthöhe kann variabel von 1,10 m bis 1,50 m erstellt werden. Auf diese Weise ist es möglich, den Schalendeckel horizontal oder in ein- oder zweiseitiges Gefälle zu legen.

ZD-Objekt «Jansen AG», Oberriet (Abb. 2)

Aufgabe und Situation

Zur Lösung der Lagerprobleme sah sich die Firma Jansen AG veranlasst, eine neue Halle von beachtlicher Grösse zu erstellen. Der Neubau liegt an der Bahnlinie und ist mit dieser durch einen Geleisanschluss verbunden. Für den regen LKW-Verkehr wurden ebenfalls ideale Zufahrten erschlossen. Verschiedene leistungsfähige Kranbahnen ermöglichen einen raschen Umschlag der Güter.

Konstruktion

Der Stützenraster beträgt 26 x 8,50 m. Die Stützen sind aus RHS-Rohren 457 x 355 x 9,5 mm in Stahl RST 42-2 gefertigt. Diese wurden in Hülsenfundamente versetzt. Durch die Verschweissung von Teilen der Stützenköpfe nach der Montage mittels Flacheisen und durch das Ausbetonieren dieser Partie konnten die Stützen statisch als weitgehend «eingespannt» in Rechnung gestellt werden.

Die Dachkonstruktion setzt sich wie folgt zusammen: ZD-Schalen überspannen die einzelnen Hallenschiffe als Primärträger. Sie weisen eine Spannweite von 26 m und einen Achsabstand unter sich von 8,50 m auf. Dank der grossen Breite von 3 m dieser Flächentragwerke überdeckt jeder einzelne dieser Träger bereits eine Fläche von 78 m². Die Hohlräume in den ZD-Schalen sind durch Einstieg-Öffnungen zugänglich gemacht und können als Leitungskanäle verwendet werden. Sekundär-Pfetten aus RHS-Rohren

sind seitlich durch Aussparungen in die ZD-Schalen eingeführt und bilden zusammen mit den darüber verlegten Leichtbeton-Dachplatten die Zwischenbauteile zwischen den ZD-Schalen. In diese Zwischenbauteile sind auch Öffnungen für Oberlichtbänder eingefügt. Ein Kiesklebedach bildet den Abschluss des Dachaufbaus. Für die Fassaden sind Leca-Platten verwendet worden, die von durchgehenden Verglasungstreifen unterbrochen sind.

Lieferung der ZD-Schalen und Leca-Platten durch SAW Spannbetonwerk AG, CH-9443 Widnau.

Technische Daten

Total umbauter Raum	92 400 m ³
Total Nutzfläche: Lagerhalle	9 724 m ²
Vorbau	850 m ²
Hallenhöhe bis UK ZD-Schalen	8 m

Besonderes

Die kombinierte Verwendung von RHS-Profilen als Stützen und Pfetten einerseits und der ZD-Schale als wirtschaftliches Flächentragwerk für hohe Lasten und grosse Spannweiten andererseits, die hier zum erstenmal in der Schweiz realisiert worden ist, hat sich als optimale Lösung für Hallenbauten mit grossen Stützenabständen erwiesen.

Ein weiteres interessantes Anwendungsbeispiel der ZD-Schale

Objekt: Einkaufszentrum Rheinpark, St. Margrethen (Abb. 3).

Vorfabrizierte Deckenfläche: 13 200 m².

Stützenraster: 9,60 x 16,80 m.

Nutzlast: 500 kg/m².

Konstruktion: Vorfabrizierte Stützen aus Beton mit Auflager-Joch für die ZD-Schalen in Hülsenfundamente versetzt. Primär: ZD-Schalen über 16,80 m gespannt, sekundär: vorfabrizierte und vorgespannte Rippenplatten über den 6,60 m breiten Zwischenraum zwischen den ZD-Schalen verlegt.

A. Schmitter



Abb. 3 Einkaufszentrum 13 000 m²

Hammermühlebrücke Kempththal

Projektverfasser: Ingenieurbüro E. + A. Schmidt, Basel
Bauunternehmung: Locher & Cie. AG, Zürich
Baujahr: 1971—1973

Die Autobahnbrücke Hammermühle überquert im Zuge der Nationalstrasse N 1 zwischen Zürich und Winterthur in einer Höhe von max. 20 m den Taleinschnitt bei Kempththal.

Die Brücke hat eine Länge von 381 m mit 7 Feldern mit 41 bis 65 m Spannweite. Sie wurde gebaut als einkammeriger, trapezförmiger Hohlkastenquerschnitt mit einer Gesamtbreite von 27,66 m. Die Auskragung der Konsolen beträgt rund 9 m. Diese Konsolen sind alle 4,09 m verstärkt mit einer Tragrippe von 36 cm Breite.

Die Fundation der Brücke erfolgt mit Flachfundamenten, teilweise direkt und teilweise mit zusätzlichen Pfählen, auf einer Molasse-Schicht 6 bis 10 m unter dem bestehenden Terrain. Die an das Mittelfeld anschliessenden Stützen sind biegesteif mit dem Oberbau verbunden. Bei den anderen Stützen und den Widerlagern sind Kipp-Gleitlager eingebaut.

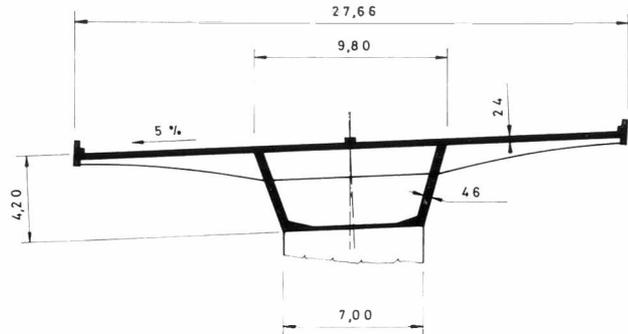


Abb. 2 Querschnitt

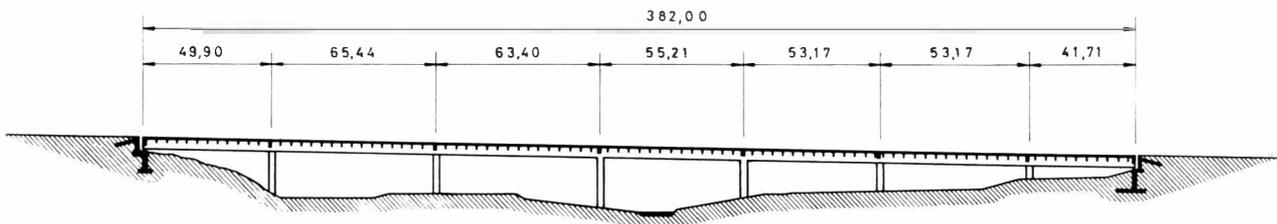


Abb. 1 Längsschnitt

Der Brückenquerschnitt ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt mit Vorspannkabeln System BBRV. In Längsrichtung sind pro Feld 12 bis 22 Kabel à 238 t eingebaut. In Querrichtung wurden Kabel à 107 t mit einem Abstand von 1 m verwendet.

Der Überbau wurde in zwei Arbeitsgängen hergestellt. In einem ersten Arbeitsgang wurde feldweise in Abschnitten von 8 bis 12 m der Hohlkasten ohne Konsolen betoniert. Für diesen Arbeitsgang wurde ein konventionelles Lehrgerüst verwendet. Die Aufteilung in einzelne Betonierabschnitte erlaubte eine oftmalige Verwendung der Hohlkastenschalung.

In Feldmitte und über den Stützen wurden Schwindfugen offen gelassen, die geschlossen wurden, wenn der Überbau bis zur Mitte des nächsten Feldes betoniert war.

Drei Tage nach dem Ausbetonieren der Schwindfugen wurden im entsprechenden Feld die Längskabel auf 80% vorgespannt und anschliessend das Lehrgerüst ausgebaut.

In einem zweiten Arbeitsgang wurden auf speziellen Hängegerüsten beidseitig die Konsolen in Abschnitten von 4,09 m ausbetoniert. Im Bereich des Hohl-

kastens wurden die Drahtbündel für die Kabel der Quervorspannung in vorverlegte Hüllrohre eingeschoben und die bewegliche Verankerung auf der Baustelle angebaut. Die Querkabel wurden drei Tage nach dem Betonieren auf 50% vorgespannt. Nach dem Anbetonieren der Konsolen für ein ganzes Feld und nach genügendem Erhärten des Konsolbetons wurden die Längs- und Querkabel feldweise auf 100% gespannt.

Der beschriebene Bauvorgang ermöglichte einen sehr raschen Baufortschritt. Der Überbau wurde in 1½ Jahren fertiggestellt, wobei eine sehr rationelle Ausnutzung des Gerüst- und Schalmaterials möglich war.

K. Heer

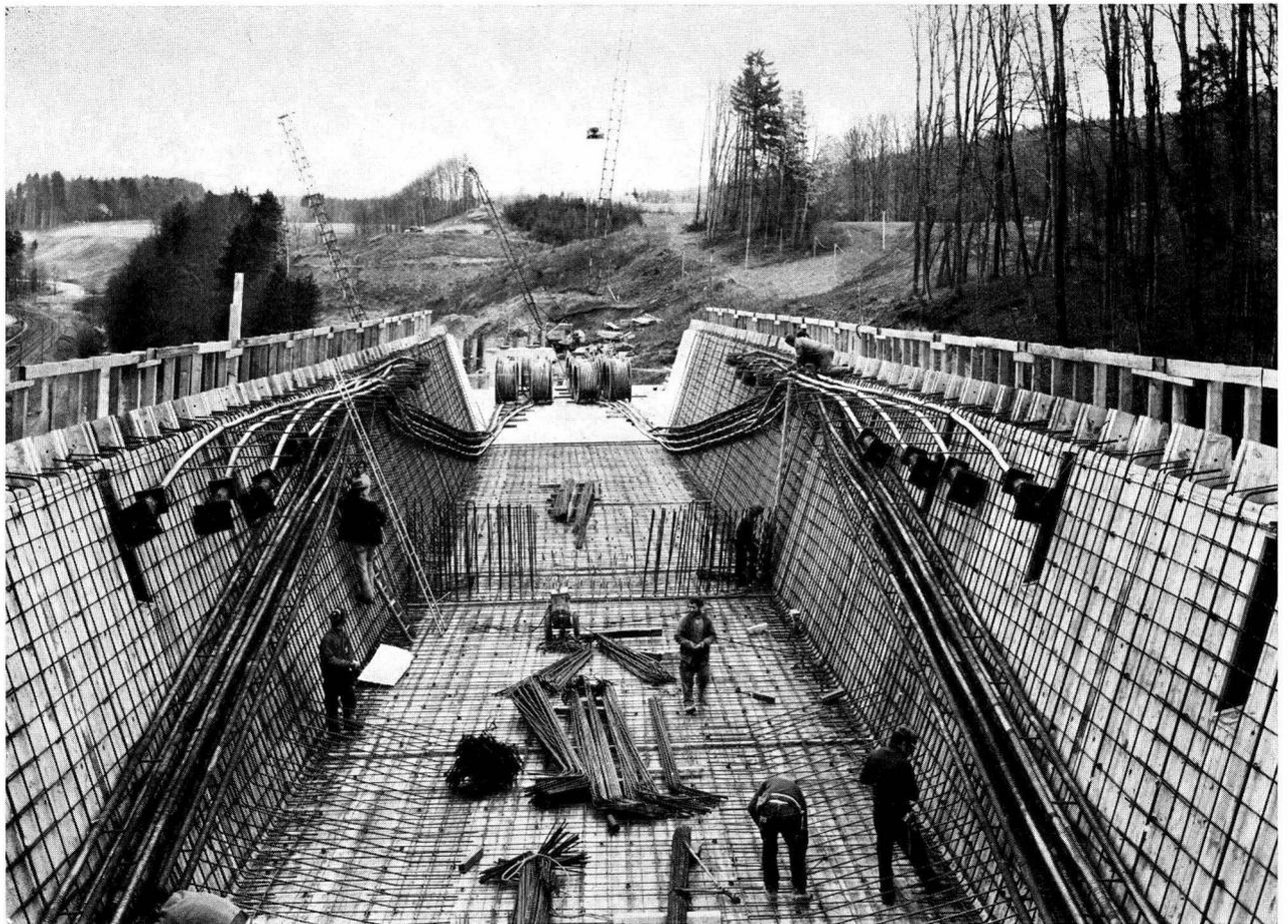


Abb. 3 Trägerschalung, Anordnung der Vorspannkabel über den Pfeilern



Abb. 4 Ansicht mit Konsol-Schalwagen

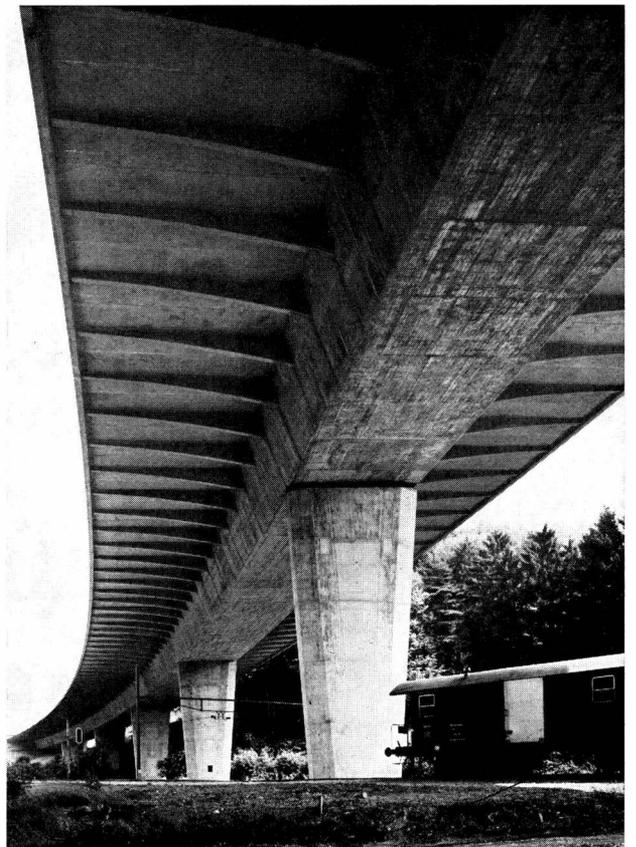


Abb. 5 Untersicht

Sihlhochstrasse Zürich

Projektverfasser: Ingenieur W. Schalcher, Mitarbeiter R. Favre, Zürich
Ingenieurbüro H. Eichenberger AG
Bauunternehmung: Hch. Matt-Haller AG, Zürich
Baujahr: 1969—1973

Die 1250 m lange Sihlhochstrasse führt die Nationalstrasse N 3 (aus Richtung Chur) vom Anschlussbauwerk Brunau-Nord als 6spurige Expressstrasse an die Kernzone der Stadt Zürich heran. Sie verläuft auf ihrer ganzen Länge über dem Flusslauf der Sihl. Der Normalquerschnitt besteht aus zwei Hohlkästen mit einer Höhe von 1,85 m und einer Gesamtbreite von 25 m. Der Pfeilerabstand beträgt im Normalfall 42,40 m, die grösste Spannweite misst 57,8 m, die kleinste 32,5 m.

Wegen des schlechten Baugrundes — teilweise Seebodenlehm und teilweise Auffüllmaterial — mussten fast alle Pfeilerpaare auf Bohrpfähle abgestellt werden. Diese ruhen auf einer Molasseschicht und variieren in der Länge von 5 bis 30 m.

Für die Herstellung des Überbaues wurde an Stelle eines konventionellen Lehrgerüstes ein mobiles Schalungsgerät (MS-Gerät) eingesetzt. Das MS-Gerät ermöglicht eine feldweise Herstellung des Überbaues. Es besteht im wesentlichen aus einem zentralen Hauptträger mit beidseitigen Querträgern. Der Hauptträger ist abgestützt auf drei verschiebbaren Böcken. In der Betonierstellung steht ein Abstützbock auf dem freien Pfeilerpaar und zwei auf dem bereits fertiggestellten und vorgespannten Abschnitt des Brückentragwerkes. Die gesamte Schalung ist während des Betonierens und des Verschiebens ins nächste Feld auf dem MS-Gerät gelagert.

Die Vorteile des MS-Gerüstes und die rationelle Anwendung der Vorspanntechnik ermöglichten es, die Normalfelder in einem 3-Wochen-Rhythmus zu betonieren. Dabei ergab sich folgender Arbeitsablauf:

1. Woche

- Vorspannen der Längs- und Querkabel für die vorhergehende Bauetappe auf die volle Vorspannkraft, 3 Tage nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte;
- Absenken der Schalung;
- Vorfahren des MS-Gerüstes;
- Richten der Schalung.

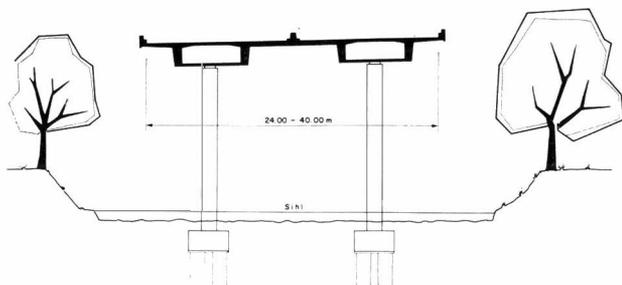


Abb. 1 Querschnitt

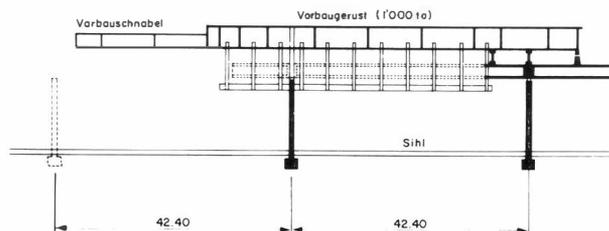


Abb. 2 Vorbaugerüst

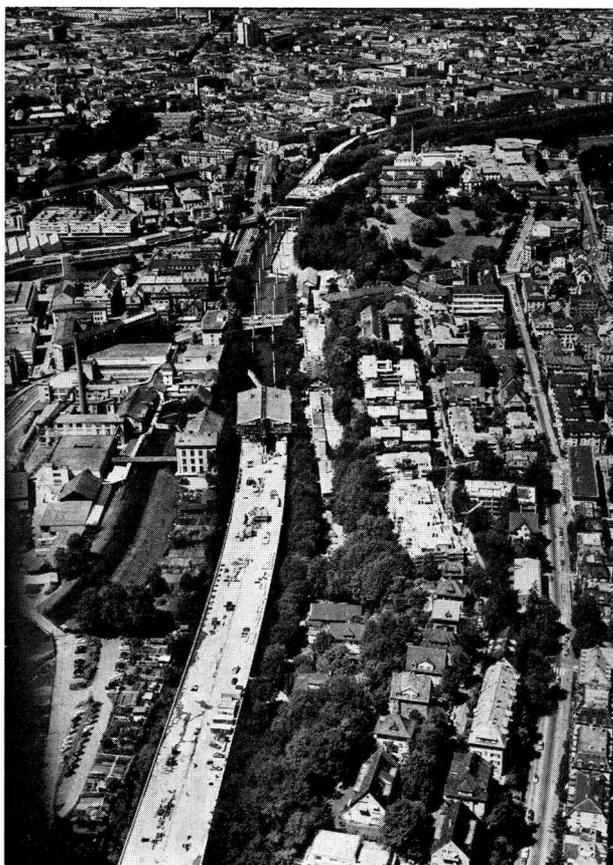


Abb. 3 Bauzustand (Luftaufnahme)

2. Woche

- Verlegen der Armierung für die Bodenplatte und die Längsträger;
- Verlegen der Längskabel;
- Betonieren der Bodenplatte und der Längsträger.

3. Woche

- Vorspannen von 8 Längskabeln auf 130 t;
- Verlegen der Armierung für die Brückenplatte;
- Verlegen der Querkabel;
- Betonieren der Brückenplatte.

Die Brücke ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt. In den Normalfeldern wurden folgende Vorspannkabel System BBRV eingebaut:

Längskabel:

24 Kabel $52 \text{ } \phi 7$ $V_0 = 238 \text{ t}$

zusätzlich über den Pfeilern

8 Kabel $53 \text{ } \phi 6$ $V_0 = 183 \text{ t}$

Totale Vorspannkraft im Feld 5712 t

Totale Vorspannkraft über den Pfeilern 7176 t

Querkabel:

Kabel $19 \text{ } \phi 6$ $V_0 = 66 \text{ t}$ im Abstand von 1,20 m im Mittelteil zwischen den Hohlkästen wurden die Kabel doppelt geführt (Abstand 0,60 m).

Die Längskabel wurden an der Bauetappengrenze gekuppelt und zwar 16 Kabel mit einer festen Kupplung (Kupplung an einen gespannten Anker) und 8 Kabel mit einer verschieblichen Kupplung (Kupplung an ungespanntes Kabel).

Im Normalfeld sind die Längsträger 55 cm breit. Bei den Kabelabspannstellen mussten sie auf 75 cm verbreitert werden. Durch die Anwendung der neuen BBRV-Anker M 240 konnte diese Verbreiterung minimal gehalten werden. Die kompakte Bauweise dieses Ankertyps mit einer quadratischen Ankerplatte mit nur 31 cm Seitenlänge und einer Trompete von 114 mm Durchmesser, konnte realisiert werden durch die Anwendung der BBRV-Zwischenköpfchen, d. h. durch das Aufstauchen der bekannten BBRV-Köpfchen, nicht am Drahtende, sondern an einer beliebigen Stelle des Drahtes.

Mit der Anwendung dieser Zwischenköpfchen wird der Verankerungs-Grundkörper ($\phi 98 \text{ mm}$) in die Trompete zurückversetzt und das davorliegende Drahtbündel als Spannelement verwendet. Da keine

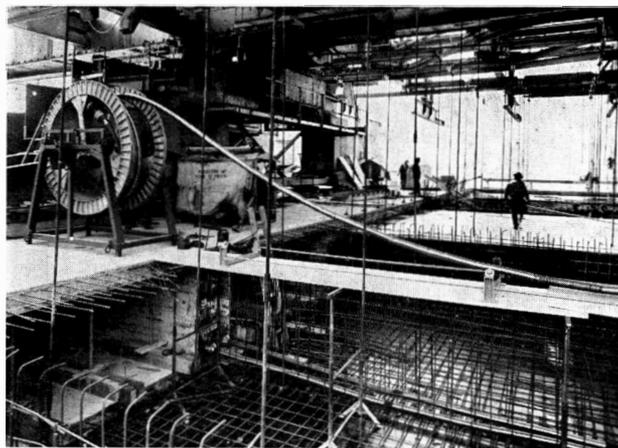


Abb. 4 Bauetappengrenze mit Kabelkupplungen

zusätzlichen Teile für das Spannen des Kabels erforderlich sind, kann die Trompete für den Durchmesser des Grundkörpers dimensioniert werden. Der sich damit ergebende kleine Trompeten-Durchmesser schafft die Voraussetzungen, um den hochbeanspruchten Beton hinter den Ankerplatten einwandfrei zu verdichten.

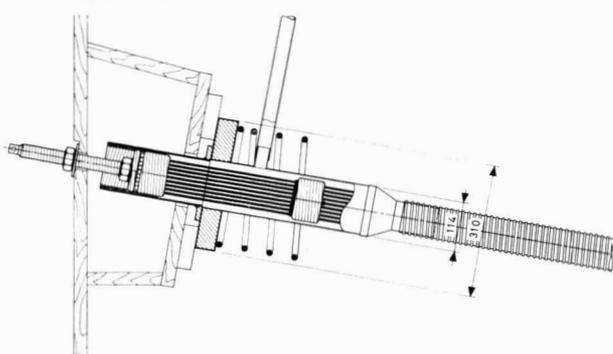
Der Verankerungs-Grundkörper wird nach dem Vorspannen mit einer Mutter und zusätzlich unterlegten Stahlrohr-Halbschalen auf die Ankerplatte abgestützt und das vorstehende Drahtbündel abgetrennt.

Der Ankertyp M ermöglicht auch ein einfaches Ankuppeln eines neuen Kabels. Dieses neue Kabel kann mit einer Hülse mit Innengewinde kraftschlüssig und sicher mit der Verankerungsmutter des M-Ankers — die mit einem Aussengewinde versehen ist — verschraubt werden.

Die Anwendung des MS-Gerätes, eine optimale Ausnutzung der Vorteile der Vorspanntechnik und eine genau abgestimmte Zusammenarbeit aller am Bau Beteiligten, ermöglichten es, bei diesem Bauwerk im 3-Wochen-Takt jeweils rund 1000 m² Brückenfläche zu erstellen.

K. Heer

Einbauzustand



Endzustand

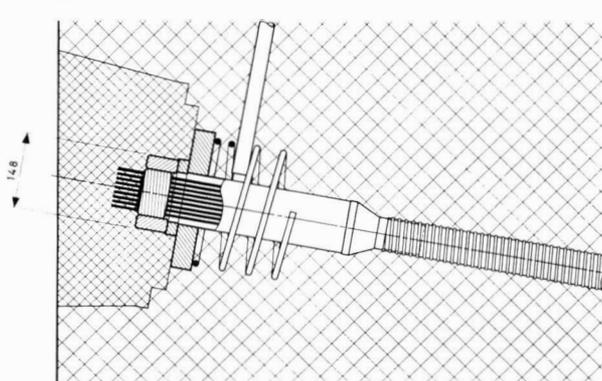


Abb. 5 und 6 Bewegliche Verankerung Typ M

SAPPRO Fussgängersteg Lignon-Löex, Genf

Bauherr:	SAPPRO (Société anonyme du pipeline à produits pétroliers sur territoire genevois)
Projektverfasser:	Büro H. Weisz, Genf / Büro O. Wenaweser + Dr. R. Wolfensberger, Zürich
Geologie:	Ingenieurbüro P. C. Dériaz, Genf
Windkanalversuche:	Eidg. Flugzeugwerke Emmen/Prof. Dr. Angelo Pozzi
Elektronische Berechnungen:	Datastatic AG, Zürich
Vorfabrikation und Spannlieder:	Stahlton AG, Zürich und Lausanne
Aushub und Ortbeton:	Induni & Cie., Genf
Statische Versuche:	Eidg. Materialprüfungsanstalt, Zürich-Dübendorf
Dynamische Versuche:	Prof. Dr. M. Weber, Wohlen
Baujahr:	1971

Problemstellung

Zwischen den Ortschaften Lignon und Löex im Südwesten Genfs sollte die Tragkonstruktion einer Pipeline so gestaltet werden, dass sie als Fussgängersteg über die Rhône zwischen dem neu erstellten Zentrum Lignon und der Erholungszone Löex benutzt werden kann. Es handelte sich um eine Strecke von 120 bis 150 Metern. Dabei wurden die Bedingungen gestellt, dass sich die Brücke möglichst unauffällig in die Landschaft einfüge, keine Stütze im Flussbereich sei und dass der Flussverkehr nicht behindert werde. An beiden Ufern bestand der Boden aus zerklüfteter und geschichteter Molasse. Die obersten 2 bis 6 Meter dicken Schichten waren verwittert.

Ausführung und Montage

Es zeigte sich, dass ein Spannband die gestellten Bedingungen am besten erfüllte. Das Spannband wurde über 136 m mit einem Durchhang von 5,50 m gespannt.

Die beiden Widerlager wurden als aufgelöste Konstruktion ausgeführt. Sie bestehen aus einem Druck- und einem Zugbein, deren Neigung der Landschaft und den geologischen Bodenverhältnissen angepasst ist. Die Widerlager wurden mit 16, bzw. 24 BBRV-IRP 110-t-Felsankern in 20 bis 25 m Tiefe verankert. Die freie Zone der Anker wurde mit Bitumen aufgefüllt; dies erlaubt eine spätere Kontrolle der Verankerungskraft und vermindert auch die Gefahr eines Abscherens bei differentiellen Bewegungen der zerklüfteten Molasseschichten. Ein gedeckter Raum über dem Zugfundament erlaubt eine spätere Überprüfung der Zuganker.

Längs eines Montageseils wurden die vier BBRV-422-t-Vorspannkabel mit je 92 mm ϕ über die Rhône gezogen und an den Widerlagern befestigt. Mit Hilfe

eines Montagewagens, der auf den Kunststoffhüllen der Vorspannkabel rollte, wurden die ca. 2 Tonnen schweren, 8 cm dicken und schlaff armierten vorfabrizierten Platten versetzt. Die gewünschte Genauigkeit der Elementlage mit Differenzen von weniger als 5 mm in Höhe und Seite konnte eingehalten werden. Es war möglich, die 74 Elemente in 8 Tagen ohne jede Anpassung zu montieren. Die Tragkabel beschrieben unter ihrem Eigengewicht eine Parabel mit 4 m Durchhang. Mit dem Verlegen der vorfabrizierten Elemente vergrösserte sich der Durchhang bis 5,30 m. Durch Ziehen oder Lockern der Kabel konnte der gewünschte Durchhang erzielt und die Querneigung eliminiert werden. Die mit schlaffer, durchgehend verlegter Armierung versehenen seitlichen Kanäle sowie die Quertugen wurden mit Beton bzw. Mörtel ausgegossen. Durch das Spannen der tragenden Kabel wurde die gewünschte Steifigkeit der Konstruktion erzeugt.

Dynamisches und statisches Verhalten

Durch Windkanalversuche wurden die dynamischen Eigenschaften des Tragwerkes untersucht. Als wichtigstes Resultat ergab sich, dass zwischen der Tragkonstruktion und der Pipeline eine Öffnung in der Grösse des 1,5fachen Pipeline-Durchmessers angeordnet werden sollte, um die kritische Windgeschwindigkeit von 80 km/h auf 280 km/h erhöhen zu können. Damit wurde das Aufschaukeln des Spannbandes durch Wirbelablösung für die auftretenden Windgeschwindigkeiten verhindert. Mit Hilfe eingehender dynamischer Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass durch Fussgängerbenutzung keine Resonanzerscheinungen auftreten.

Die Schnittkräfte und Deformationen wurden mit Hilfe der elektronischen Berechnung eines Spezialprogramms der Datastatic AG, in dem die Verformun-

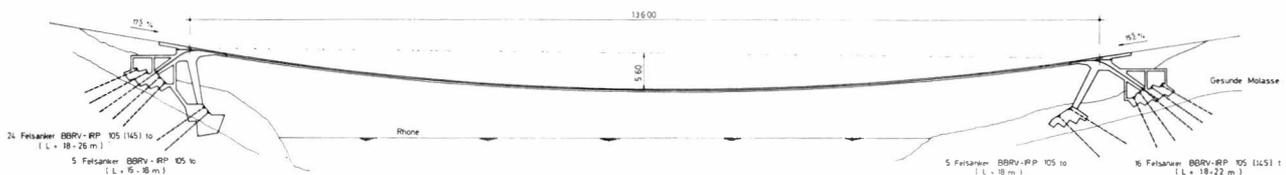


Abb. 1 Längsschnitt

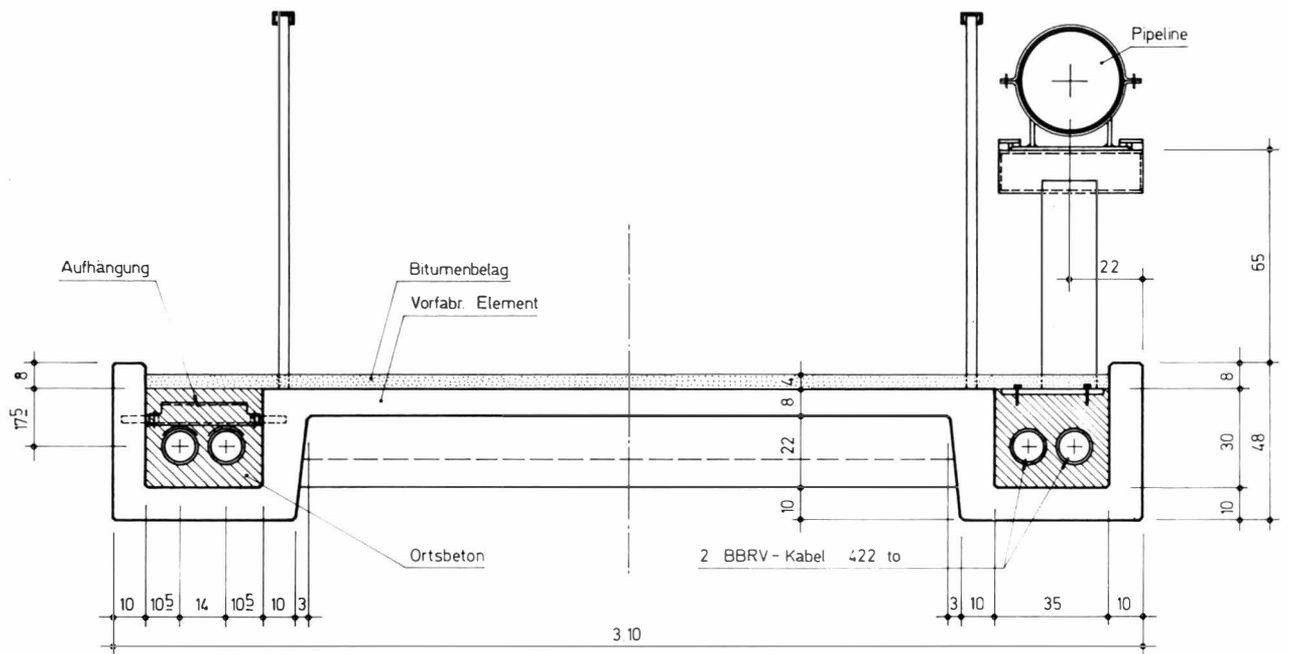


Abb. 2 Querschnitt

gen (2. Ordnung) berücksichtigt wurden, bestimmt. Es wurden unter anderen folgende Lastfälle untersucht:

- Kabel unter Eigengewicht
- Kabel und vorgefertigte Elemente
- Korrektur der Geometrie
- Kabel, vorgefertigte Elemente und Gussbeton
- Eigengewicht und Vorspannung
- Eigengewicht, Vorspannung und Nutzlast
- Temperatureinfluss

Es muss darauf hingewiesen werden, dass sich bei dieser Tragwerksart die Kabelkraft aus Seilkraft und Vorspannkraft zusammensetzt. Zu den normalen Verlusten bei der Vorspannung infolge Kriechen, Schwinden des Betons und Relaxation des Stahls tritt ein zusätzlicher Verlust durch Kriechen des Stahls unter der Seilkraft auf, der berücksichtigt werden muss.

Im folgenden sind einige Daten über die Beanspruchung und das Verhalten der Brücke zusammengestellt:

Die totalen Verluste betragen bei $t = \infty$ ca. 35% der Vorspannkraft.

Temperaturschwankungen von $\pm 30^\circ$ erzeugen eine Veränderung des Seildurchhanges von ± 18 cm, sowie Änderungen der Betonspannung von ∓ 6 kg/cm².

Die Einspannung des Spannbandes in den Widerlagern sowie die Belastung mit einer Einzellast erzeugen Schnittkräfte, die nur örtlichen Einfluss haben. Sie klingen ausserhalb des Störbereiches rasch ab. Die Betonspannungen infolge Vorspannung betragen -100 kg/cm² für $t = 0$; -65 kg/cm² für $t = \infty$. Sie wurden so gewählt, dass bei $t = \infty$ bei einer Nutzlast von 200 kg/m² noch Druckspannungen von ca. -35 kg/cm² vorhanden sind.

Die Bruchsicherheit des Spannbandes beträgt 1,8. Die Felsanker wurden mit der 1,8fachen maximalen Ankerkraft geprüft. Unter der Prüflast beträgt die Stahlspannung 0,75 der Bruchspannung.

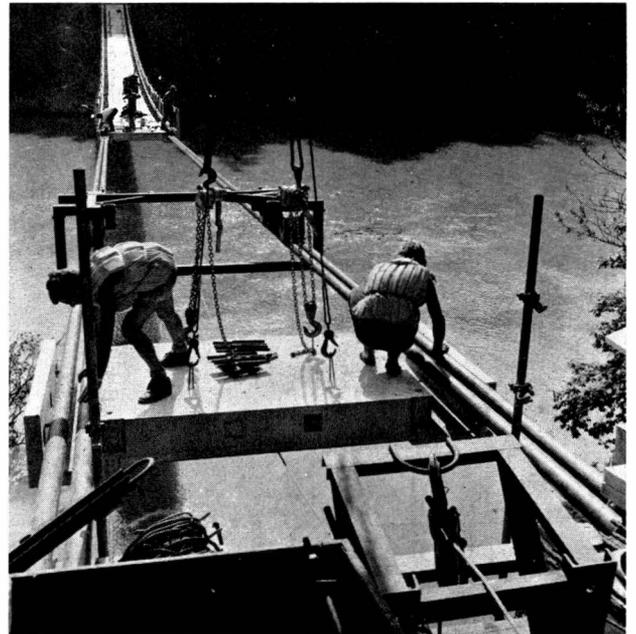


Abb. 3 Montage der vorgefertigten Betonelemente

Versuche

Für statische Lastanordnungen wurden Durchbiegungsmessungen durchgeführt. Die Resultate bestätigten die Berechnungen. Mit Hilfe von Wasserkanonen erzeugte man Biege- und Torsionsschwingungen. Die kleinste gemessene Eigenfrequenz der Biegeschwingung beträgt 0,88 Hz, diejenige der Torsionsschwingung 1,7 Hz. Die Dämpfung, $\delta = 0,035$, ist sehr klein. Die Amplituden infolge Einzelfussgänger betragen ± 1 mm, jene einer Fussgängergruppe ± 2 mm. Die Versuche haben gezeigt, dass die Brücke durch Fussgänger nicht nennenswert aufgeschaukelt werden kann.

Schlussbemerkungen

Bei Spannbandkonstruktionen erweisen sich die Widerlager und die Zugverankerungen als massgebende Konstruktionsteile. Die Verankerungskräfte sind umgekehrt proportional zum Durchhang der Brücke. Es sollte daher möglichst gross gewählt werden. Es empfiehlt sich, diese Konstruktionsart nur bei guten Bodenverhältnissen anzuwenden.

Dr. R. Wolfensberger

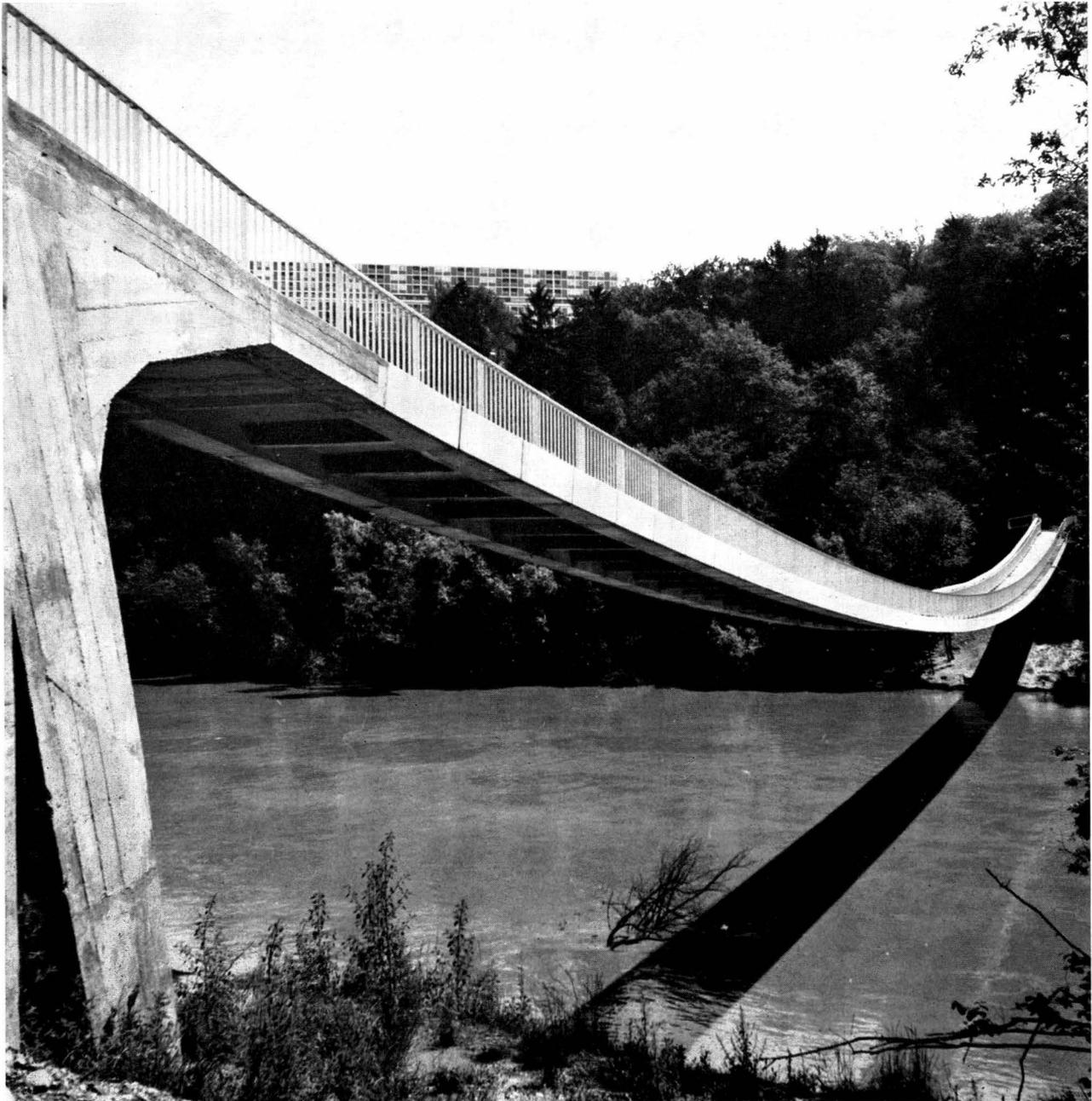


Abb. 4 Ansicht der fertigen Spannbandbrücke

Lagerhaus in Rapperswil mit neuartiger Flachdecken-vorspannung

Bauherr: Schöntalhof AG, Zürich
Generalunternehmer: Zschokke/Schäfer, Baul. Gesamtanlagen, Aarau
Architekturbüro: Barth und Zaugg, Aarau
Ingenieurbüro: AG Conrad Zschokke, Zürich
Baumeisterarbeiten: Ad. Schäfer & Cie. AG, Aarau
Vorspannarbeiten: Stahlton AG, Zürich

Baufgabe

Für ein Lagergebäude ansehnlichen Ausmasses (umbautes Volumen 157 000 m³, grösste Länge 138 m, grösste Breite 76 m, Höhe 18 m) war die optimale Deckenkonstruktion für Nutzlasten von 1,5 und 1,8 t/m² zu ermitteln.

Eingehende Untersuchungen erbrachten den Nachweis, dass die Anwendung der Stützstreifen-Vorspannung zur wirtschaftlichsten Konstruktion führte. Verglichen mit konventionellen Lösungen liessen sich damit Ersparnisse in der Grössenordnung von 10% erzielen.

Ausgeführte Konstruktion

Sämtliche Decken des Lagergebäudes — insgesamt 36 000 m² — wurden, bei einem Stützenraster von 6,80 x 6,80 m und mit Deckenstärken von 30 und 34 cm (Dachdecke 22 cm), mittels einer neuartigen Anordnung der Spannglieder vorgespannt. Bei dieser «Stützstreifen-Vorspannung» werden die Spannkabel nur in schmalen, über den Stützen verlaufenden Streifen angeordnet. Das Platteninnere bleibt frei von Spannkabeln und wird nur schlaff bewehrt. Die Spannkabel wurden im vorliegenden Fall folgendermassen angeordnet:

untere Decken:

Innenstreifen mit 4 BBRV-Kabeln zu 69 t; a = 24 cm
Randstreifen mit 3 BBRV-Kabeln zu 35 t; a = 22 cm
Dachdecke:

Innenstreifen mit 4 CONA-Litzenkabeln 0,6" zu 18 t
Randstreifen mit 3 CONA-Litzenkabeln 0,6" zu 18 t

Sowohl im Felde wie über den Stützen genügten — eine Folge der sehr günstigen Schnittkraft-Verhältnisse — leichte schlaffe Bewehrungen. Hierfür fanden Spezialnetze aus St IV (zulässige Stahlspannung 2600 kg/cm²) Verwendung. Zur Gewährleistung der

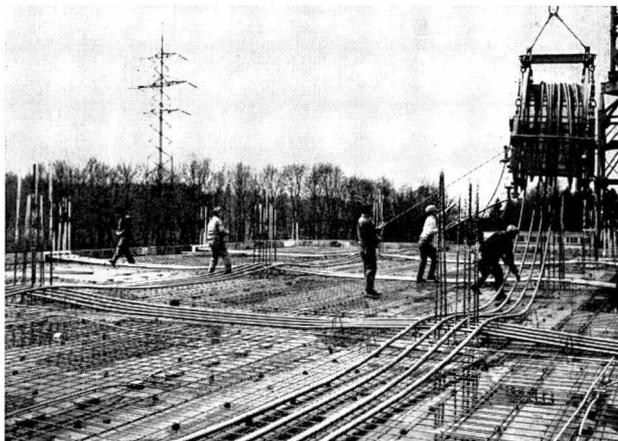


Abb. 1 Verlegen der Stützstreifen-Vorspannung

für die erwünschte Wirkungsweise der Vorspannkkräfte erforderlichen exakten Kabelgeometrie wurden Spezialkonstruktionen für die Kabelhalter verwendet.

Besondere Ansprüche stellten die Verankerungszonen und Kreuzungspunkte der Spannkabel über den Stützen an die einwandfreie konstruktive Durchbildung. Bei den Eckstützen beispielsweise wurde die günstigste Lösung durch Kombination von festen Verankerungen der einen Richtung mit beweglichen Ankern der anderen Richtung gefunden.

Sämtliche Spannkabel wurden nach dem Vorspannen mit Injektionsmörtel ausgepresst.

Das Verlegen der Spannkabel gestaltete sich denkbar einfach, indem alle Kabel eines Stützstreifens, da sie vom Werk her auf einem Haspel aufgewickelt waren, gleichzeitig verlegt werden konnten. Auf diese Weise wurde ein sehr rascher Baufortschritt erzielt.

Baubericht

1972 Frühjahr: Vorprojekt
Sommer: Bauauftrag
Herbst: Baubeginn

1973 März: Betonieren der ersten Flachdecke
Oktober: Vollendung des Rohbaus

Statische Besonderheiten der Stützstreifen-Vorspannung

Bei den bisher bekannt gewordenen Anwendungen der Vorspanntechnik bei Flachdecken werden die Spannglieder in beiden Richtungen über die Decke verteilt angeordnet. Auf diese Weise wirken jedoch die abwärts gerichteten Umlenkkräfte — überall, wo die Kabel nach oben konvex gekrümmt sind — als unerwünschte Belastung auf die Platte, und stehen so im Widerspruch zum eigentlichen Zweck der Vorspannung. Neben verschiedenen Vorteilen, die mit dieser Art der Flachdeckenvorspannung verbunden sind, lassen sich auch deren Grenzen nicht übersehen: einerseits kann meistens der Durchstanzgefahr ohne zusätzliche Massnahmen nicht wirksam begegnet werden, andererseits lässt sich auch die Momentenspitze über den Stützen nur in beschränktem Umfang reduzieren.

Bei der Stützstreifen-Vorspannung dagegen werden die Spannkabel nur in schmalen, über den Stützen durchlaufenden Streifen angeordnet, so dass sie jene Zonen durchdringen, wo Durchstanzbeanspruchungen auftreten können. Die Kabelgeometrie wird derart gewählt, dass sich die Wendepunkte möglichst in Nähe der Stützenachse befinden.

Diese Kabelführung hat zur Folge, dass die abwärts gerichteten Umlenkkräfte direkt in die Stützen geleitet werden, so dass sie die Platte nicht auf Biegung beanspruchen. Somit kann sich jetzt der entlastende

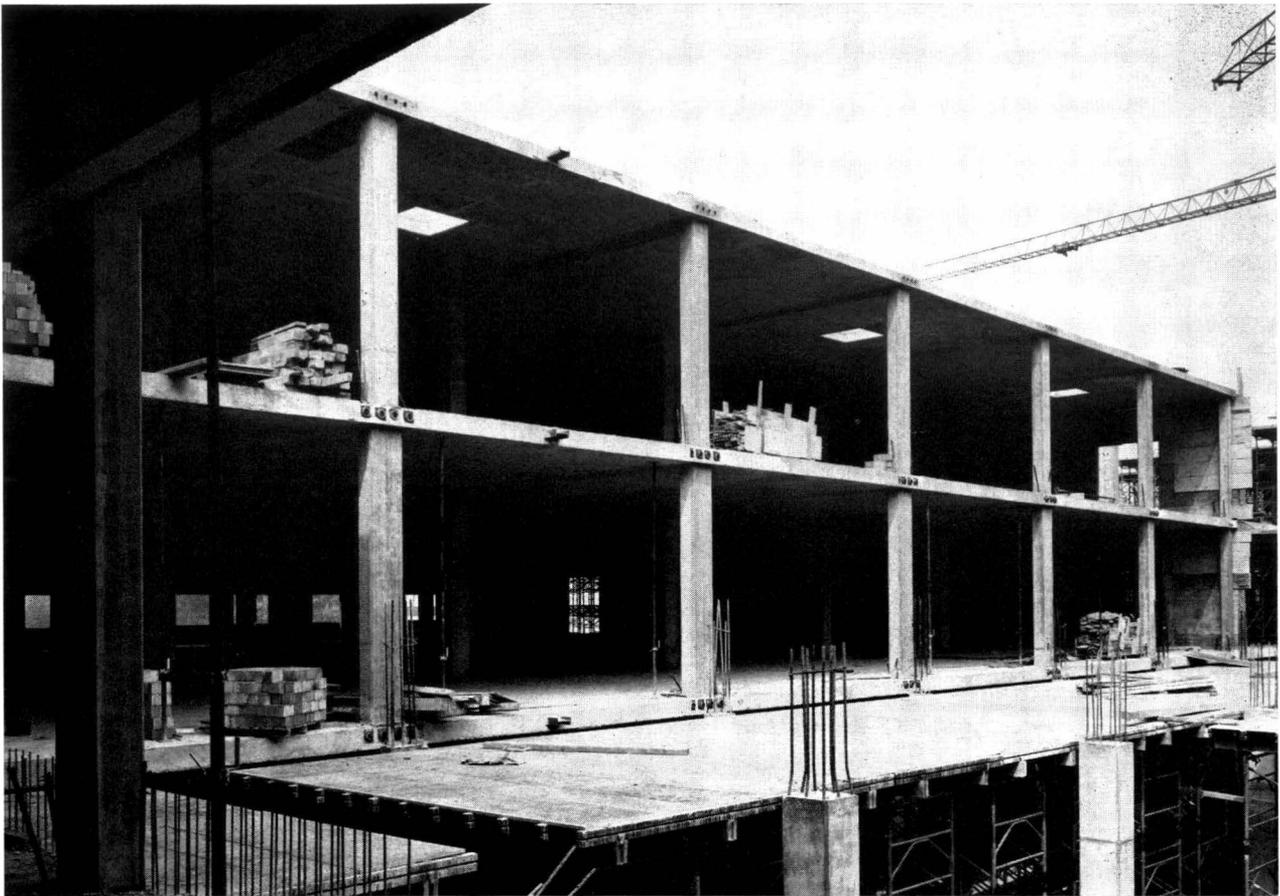


Abb. 2 Fertige Bauetappe. Die Stützstreifen werden durch die sichtbaren Verankerungen deutlich markiert

Einfluss der Vorspannung uneingeschränkt auf die Platte auswirken. Das Platteninnere bleibt frei von Spannkabeln und wird nur schlaff bewehrt. Das damit erreichte günstige Kräftespiel wirkt sich sehr vorteilhaft auf die Durchstanzbeanspruchung aus, an welcher nur die äusseren Lasten sowie die aufwärts gerichteten Umlenkkräfte beteiligt sind. Die im Gebrauchszustand resultierende Durchstanzbeanspruchung (D) ist daher nicht mehr — wie bei konventionellen Lösungen — nahezu gleich dem maximalen Stützdruck ($G+P$), sondern im wesentlichen um die nach oben gerichteten Umlenkkräfte reduziert. Um die Verhältnisse in ihrer Grössenordnung zu beurteilen, sei die Innenstütze einer unendlich ausgedehnten Flachdecke betrachtet.

Mit $G = g \times l_x \times l_y$
 $P = p \times l_x \times l_y$
 $U =$ nach oben gerichtete, pro Feld resultierende Umlenkkräfte ($U_x + U_y$)

ist $D = G+P-U$,
 und das Verhältnis von Durchstanzbeanspruchung zu maximalem Stützdruck wird bei optimaler Vorspannung:

$$\frac{D}{G+P} = \frac{1-\eta \cdot \frac{g}{g+p}}{1+\eta} \quad \eta = V_{\infty}/V_0$$

Abb. 3 stellt dieses Verhältnis für $V_{\infty}/V_0 = 0,85$ dar, woraus ersichtlich ist, dass die Beanspruchung auf Durchstanzungen nur noch Bruchteile der sonst üblichen Werte erreicht.

Auch der Verlauf der Biegemomente wird durch die Stützstreifen-Vorspannung sehr günstig beeinflusst. Da die Momentenspitze über den Stützen am stärksten

reduziert wird, verbleibt eine sehr ausgeglichene Momentenfläche, für deren Aufnahme eine leichte schlaffe Bewehrung genügt.

Mit der Stützstreifen-Vorspannung ergeben sich somit neue Möglichkeiten, Flachdecken konsequent und wirkungsvoll vorzuspannen.

K. Stamm

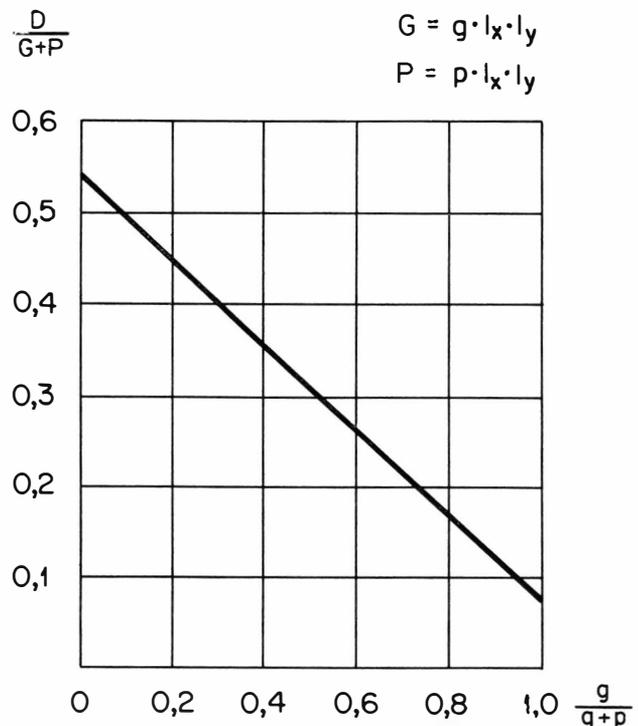


Abb. 3 Verhältnis von Durchstanzbeanspruchung D zu maximalem Stützdruck $G+P$ (Innenstütze einer unbegrenzten Flachdecke)

Geschäftshaus Immobiliare S. Balestra, Lugano

Projektverfasser: dipl. Ing. Giovanni Carletti
 Bauunternehmung: Jcos S.A., Lugano
 Baujahr: 1971—1972

Baugrubensicherung mit vorgespannten Schlitzwänden und Alluvial-Ankern.

Allgemeines

Der Mangel an Baugrundfläche in den Städten verlangt bei Neubauten fast immer den Einbau mehrerer Untergeschosse. Diese Untergeschosse werden meistens als Parkflächen oder Lagerräume benützt, sie finden oft aber auch Verwendung als Geschäfts- oder Diensträume.

In Lugano besteht der Baugrund meist aus Alluvialmaterial und Seeschlamm, der Grundwasserspiegel ist grossen Schwankungen unterworfen und liegt teilweise schon in einer Tiefe von nur 3 m.

Diese städtischen Verhältnisse erfordern für den Aushub und die Sicherung der Baugrube die Anwendung moderner Methoden.

Vorgespannte Schlitzwand

Für den Bau der drei Untergeschosse des Geschäftshauses «Immobiliare S. Balestra» im Zentrum von Lugano, mit den vorstehend beschriebenen Baugrundverhältnissen, wurde eine Lösung gesucht, die es ermöglichte, den gesamten Aushub (auf einer Fläche von 50 x 65 m mit einer Tiefe von 12 m) maschinell auszuführen. Der Bau der Untergeschosse sollte zudem ohne Behinderung durch Einbauten für die Baugrubensicherung ausgeführt werden können. Diese Probleme konnten gelöst werden durch den Einbau einer vorgespannten Schlitzwand ICOS-FLEX, die nicht nur als Baugrubenabschluss diente, sondern zugleich auch als Aussenhaupttragwand für den zu erstellenden Neubau verwendet wurde.

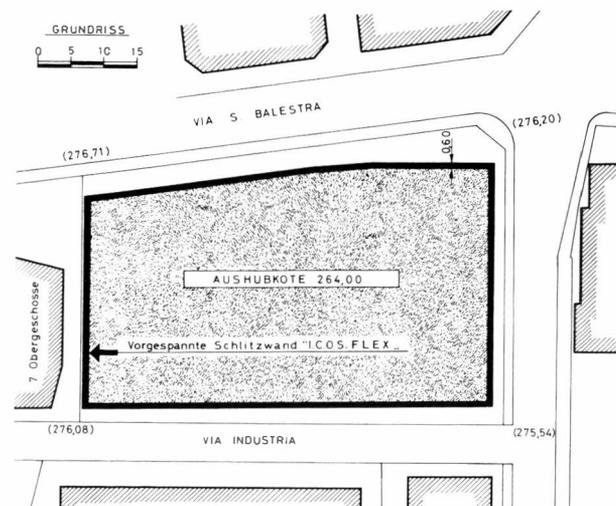


Abb. 1 Grundriss

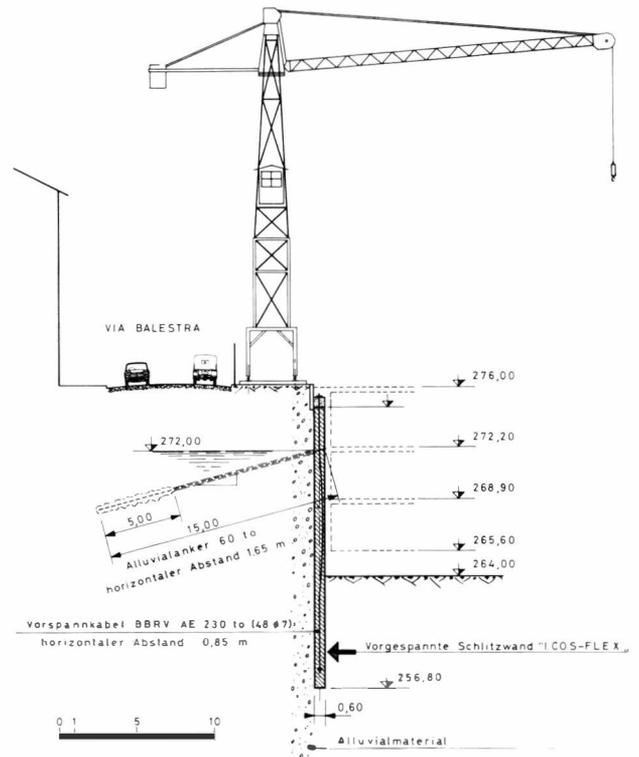


Abb. 2 Vertikalschnitt

Diese Wand, 0,60 m stark, hat eine Totalhöhe von 18 m und eine Gesamtfläche von ca. 4000 m². Die Wand ist im Boden eingespannt und durch eine Reihe von Alluvial-Ankern auf der Kote von ca. —3 m einmal abgestützt.

Die Höhenlage dieser Ankerreihen — knapp oberhalb des Grundwasserspiegels — ermöglichte einen problemlosen Voraushub und die Realisierung der Anker im Trockenem.

Die Schlitzwand ist mit einer leichten konventionellen Bewehrung aus Stahl 50, für die definitiven Beanspruchungen im Endzustand sowie mit einer Reihe von BBRV-Vorspannkabeln mit einer Nominalkraft von je 230 t und einem Achsabstand von 0,85 m für sämtliche Beanspruchungen im Baustadium armiert.

Diese Kabel sind auf dem ganzen Umfang angeordnet, mit einer kleinen Ausnahme im Bereich der Eckpunkte, die aus wirtschaftlichen Überlegungen mit einem provisorischen Diagonalquerriegel versteift wurden (siehe Abb. 1).

Die Kabel sind mit einem festen und einem beweglichen Ankerkopf versehen. Die Ankerplatte des festen Ankerkopfes am unteren Ende des Kabels wurde aus ausführungstechnischen Gründen sehr klein gehalten, so dass daraus eine örtliche Pressung

nach dem Spannen von 400 kg/cm^2 resultierte. Der nur durch sein Gewicht verdichtete Beton, der unter dem Bentonitschlamm eingebracht wurde, konnte in dieser Tiefe ohne Nachteile diese Spannung aufnehmen.

Die unter 15° geneigten Alluvial-Anker waren vom Typ Stump-Duplex und wurden in einer Reihe in drei Metern Tiefe angeordnet. Die Nominalkraft war 60 t, der Achsabstand 1,60 m und ihre Länge 15 m. Die Ankerstrecke lag im Alluvialmaterial mittlerer Granulometrie.

Die gewählte technische Lösung mit der Vorspannung der Schlitzwand vor dem Beginn des Aushubes bewirkt, dass die Wand gegen das Erdreich gepresst wird, und Ruhedruck, evtl. passiven Erddruck hervorruft, so dass im Aushubstadium auch geringe Bewegungen der Wand verhindert werden. Die durch die Vorspannung verursachten Verformungen können nie Zugspannungen auf der dem Erdmaterial zugewandten Seite bewirken, da durch den Betoniervorgang die Wand ganz satt im Erdreich ansteht und der geringsten Biegung sofort ein Erdwiderstand entgegen-

wirkt. Nur für den Fall, dass in einem späteren Zeitpunkt in einem angrenzenden Grundstück ein ähnlicher Aushub vorgenommen wird, muss der Belastungszustand ohne Erdwiderstand untersucht werden.

Meistens führt das zu keinen Komplikationen, es ergibt sich normalerweise nur eine etwas verstärkte schlaffe Armierung. Die Wand ist im Rissestadium für Biegung und Axialkraft zu bemessen. In einem solchen Fall wäre ausserdem die Rissefreiheit der Wand wegen der fehlenden Wasserhaltung nicht mehr erforderlich.

Zu erwähnen sind auch die praktischen Vorteile auf der Baustelle, da die Armierungskörbe mit den Kabeln viel leichter sind, als bei nur konventioneller Armierung und somit mit leichteren Hebemitteln genau in die mit Bentonitschlamm gefüllten Schlitzgräben gesenkt werden können.

Die freie Tragweite zwischen unterer Aushubkote und der Abstützung durch die leicht geneigten Alluvial-Anker beträgt 8 m, bei einer Wandstärke von nur 0,60 m. Mit einer traditionellen Ausführung wären mindestens zwei Ankerreihen erforderlich gewesen (eine davon unter dem Grundwasserspiegel) oder man hätte die Decken der Untergeschosse zur Abstützung der Wände beziehen müssen, mit allen Nachteilen infolge des erschwerten Aushubes unter den Decken.

Als Schlussfolgerung kann man wohl sagen, dass durch den Einbau einer vorgespannten Schlitzwand beträchtliche Zeitersparnisse in der Ausführung von Arbeiten in der hier beschriebenen Art erzielt werden können, wobei die folgenden Faktoren zu einer Bauzeitverkürzung beitragen:

- Wegen der geringen Wandstärke kleinere Ausführungszeiten für den Schlitzaushub;
- schnellerer Zusammenbau der Armierungskörbe;
- rascherer Transport und rascheres Versetzen dieser Armierungskörbe inkl. Kabel, infolge des geringeren Gewichtes;
- Reduktion der Abstützungen (in unserem Fall nur eine Reihe Alluvial-Anker anstatt zwei);
- der Aushub unter dem Grundwasserspiegel kann in einer einzigen Etappe bei vollständig freier Baugrube und ausschliesslich maschinell ausgeführt werden;
- Reduktion der Betonmenge und damit der Betonierzeit, wegen der geringeren Wandstärke.

A. Bellini, G. Sartoris

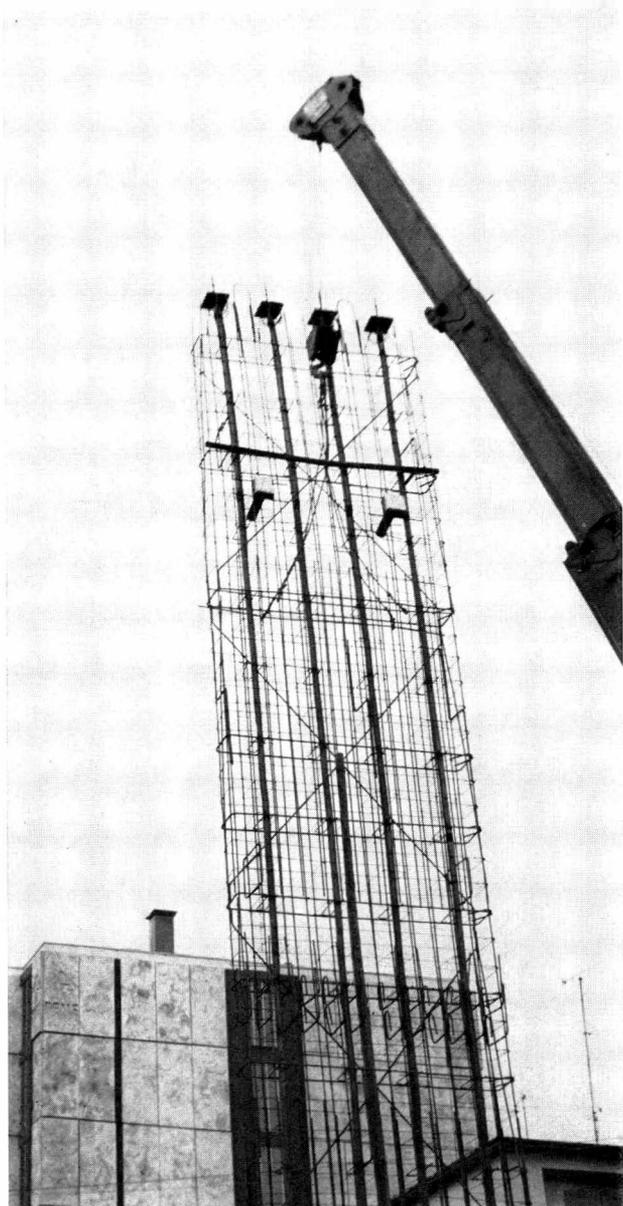


Abb. 3 Vorgespannte Schlitzwände, Armierungskorb

Centre de Recherches Médicales à Genève

Maître de l'ouvrage: Fondation Centre pour recherches médicales Genève
Auteurs du projet: Jack Bertoli, Architecte
P.-H. Béguin & Cl. Huguenin, ingénieurs civils
Entreprise: E. Cuénod S.A., Genève
Années de construction: 1970—1971

Structure de forme complexe en béton précontraint

Le Centre de Recherches Médicales de Genève est un bâtiment en béton de quatre niveaux reposant sur quatre colonnes de forme prismatique. Le pourtour de ces colonnes est constitué par un assemblage de triangles. Des sous-sols et un radier en constituent l'infrastructure.

La transmission des charges sur les quatre piliers est assurée par une dalle caissonnée de hauteur variable dont la sous-face est constituée par des dièdres prolongeant les colonnes. Les nervures de cette dalle sont disposées radialement autour d'une ouverture centrale et complétées par une ceinture périphérique.

Les nervures et la ceinture périphérique sont précontraintes dans leur partie supérieure à l'aide de 60 câbles BBRV de 185, 145 et 70 tonnes pour reprendre les moments négatifs des porte-à-faux.

Comme aucune niche de mise en tension ne devait être visible depuis les façades, les câbles traversants sont terminés à leurs deux extrémités par des ancrages fixes noyés dans le béton. La mise en tension est assurée à partir d'ancrages mobiles intermédiaires BBRV type Z. Les câbles des nervures sont munis d'accouplements mobiles car ils affectent deux étapes de bétonnage.



Fig. 2 Armature des nervures avec la position des accouplements

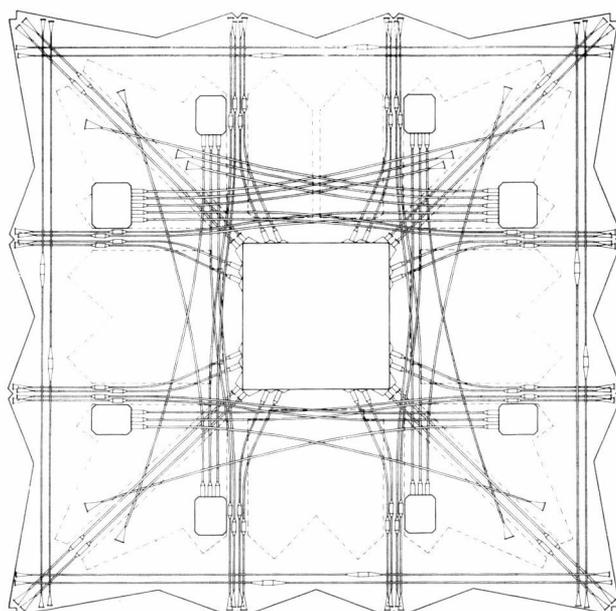


Fig. 1 Plan de câblage

La mise en tension a été répartie en plusieurs étapes pour suivre au plus près l'application des charges. Il est à noter que dans une construction complexe de ce type avec un grand nombre de cas de charges intermédiaires, il est intéressant de pouvoir précontraindre certains câbles à 100 % dès les premières étapes et de les injecter. Il s'en suit une augmentation du coefficient de sécurité de l'ensemble de l'ouvrage.

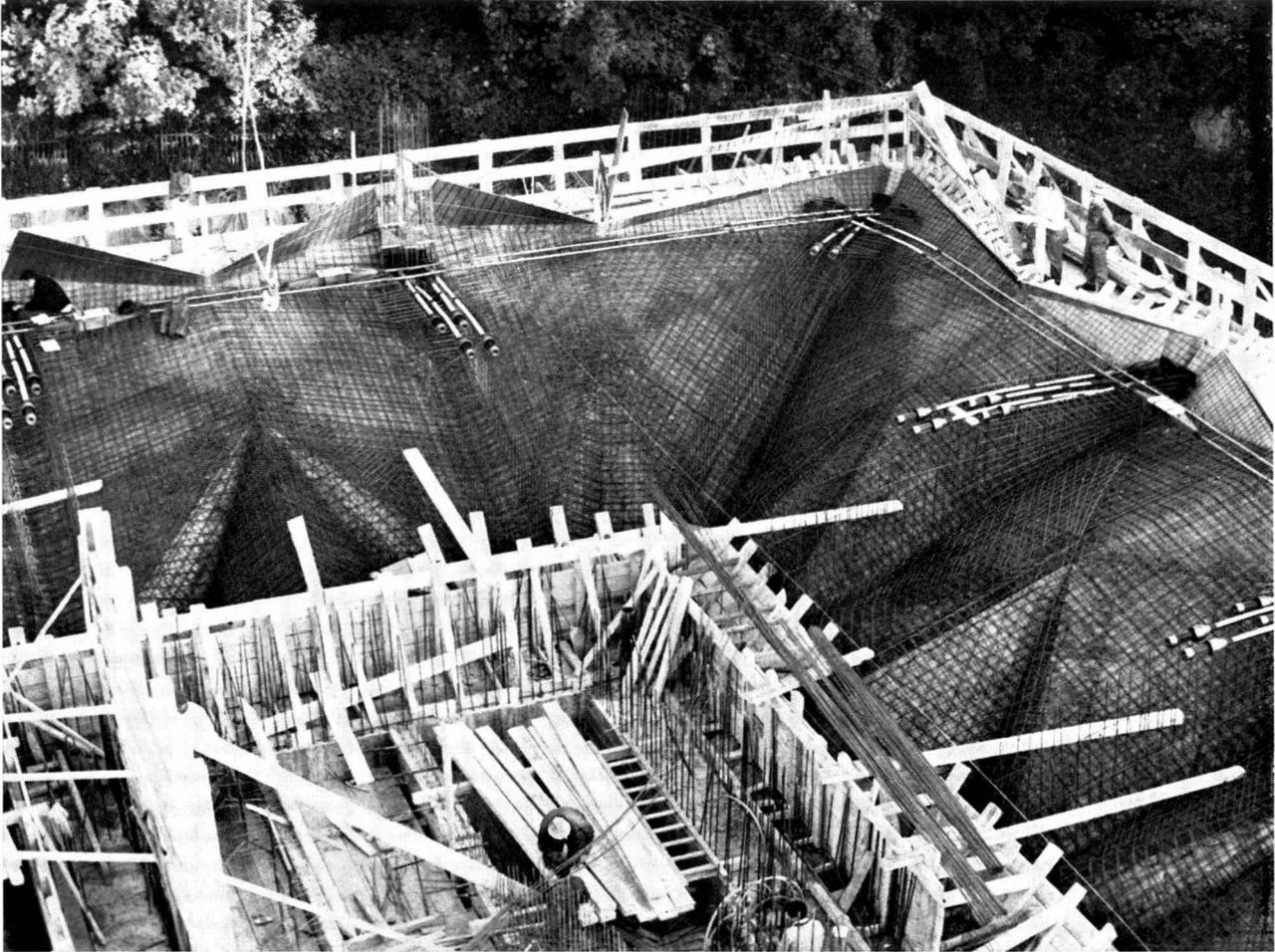


Fig. 3 Armature de la dalle de compression et des nervures

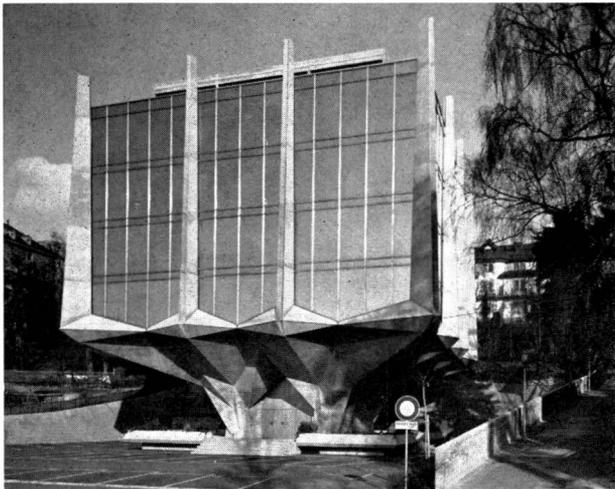


Fig. 4 Vue du bâtiment fini

Lors de l'exécution d'un tel ouvrage précontraint, le positionnement et la pose des câbles, tout comme le dimensionnement des étriers de support est rendu délicat par la complexité des volumes et leurs multiples intersections. La densité du câblage est visible sur la figure No 1. Pour la mise en tension des ancrages type Z, on a recours à un vérin spécial compact s'insérant à l'intérieur de l'ancrage.

G. Rapin

Klinkersilo Zementfabrik Thayngen

Projektverfasser: dipl. Ing. A. Wildberger, Schaffhausen
Bauunternehmung: Lerch AG, Schaffhausen
Baujahr: 1972

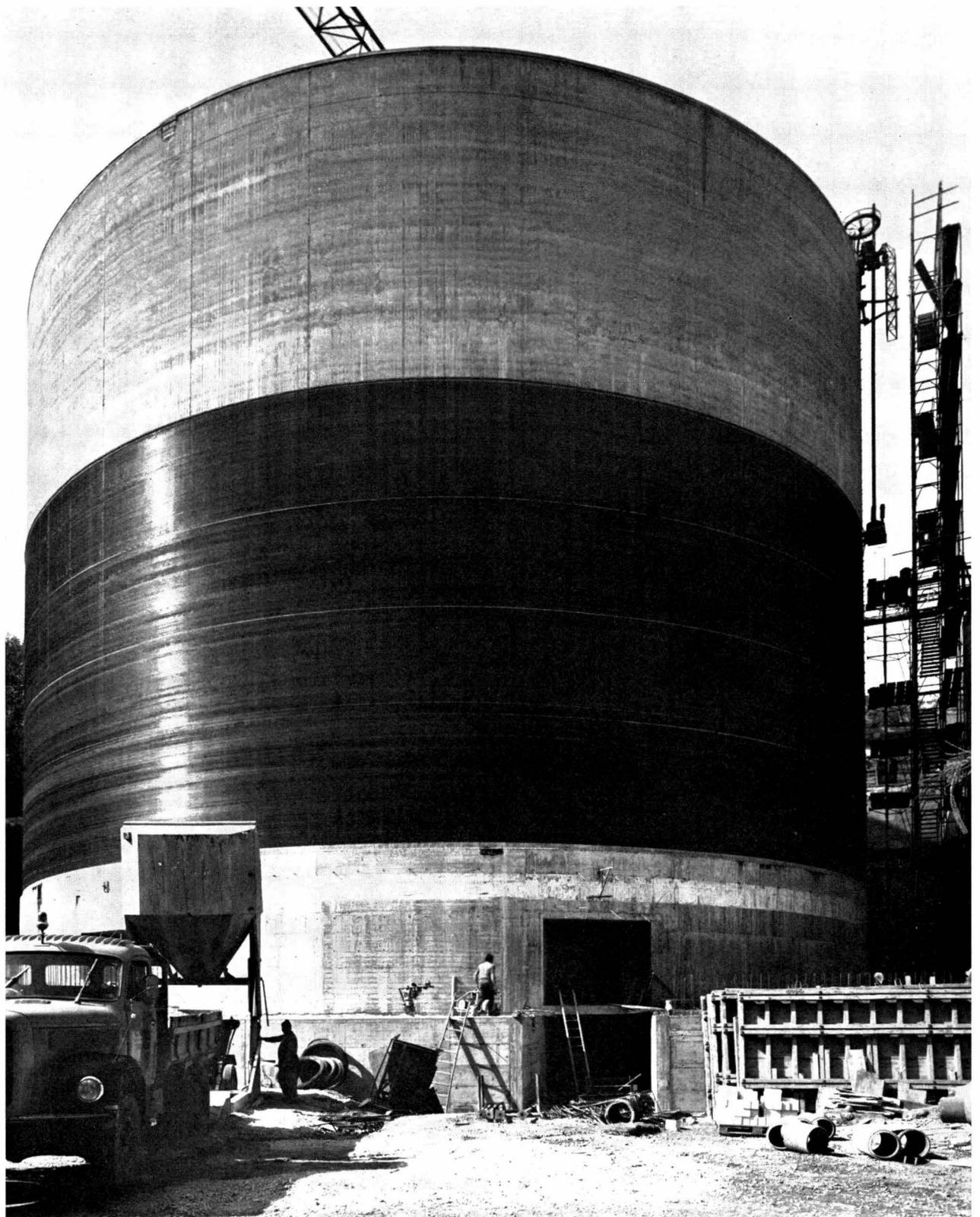


Abb. 1 Ansicht

Ringwickelvorspannung

Im Rahmen der Erneuerung der Werkanlagen der Zementfabrik Thayngen wurde für die Lagerung des Klinkermaterials ein Rundsilos mit einem Nutzinhalt von rund 24.000 m³ und den folgenden Abmessungen erstellt:

Innendurchmesser	34,40 m
Zylinderhöhe	23,30 m
Wandstärke	0,30 m

Der Zylinder ist unten abgeschlossen durch einen Trichter mit 4,50 m Tiefe (mit zwei Öffnungen für die Entleerung des Silos). Für den oberen Abschluss wurde eine Stahlträgerkonstruktion auf Konsolen an der Innenseite der Behälterwand gelagert und mit nichtrostenden Cor-ten-Stahlblechen abgedeckt.

Die Behälterwand ist auf einer Gleitfolie beweglich auf dem Fundamentring gelagert. Die Wand wurde mit einer Gleitschalung hochgezogen und in 6 Tagen betoniert (durchgehende Arbeitszeit).

Die Silowand wurde auf eine Höhe von 22,55 m durch umwickelte Spanndrähte vorgespannt. Das Wickeln und Vorspannen der Drähte erfolgte mit der BBRV-Behälterwickelmaschine BW 2000. Verwendet wurde Vorspanndraht 160/180 ϕ 5 mm, die Vorspannkraft betrug 2 t/Draht. Die Drahtabstände (Achsabstand) lagen zwischen 8 und 25 mm.

Damit ergab sich eine Vorspannkraft von 250—80 t/m, bzw. Betonspannung in der Wand infolge der Vorspannung zwischen 85 und 30 kg/cm².

Insgesamt wurde eine Vorspannkraft von 3844 t in 1922 Wicklungen aufgebracht, mit einem Gesamtgewicht des Spannstahls von 32,5 t. Die Wickel-Vorspannarbeiten dauerten rund 4 Wochen.

Besonderheit

Wie üblich wurde die Gunitschicht zum Schutz der Spanndrähte erst nach dem Füllen des Silos aufgetragen. Eine Füllung des Silos war aber erst möglich nach Abschluss der Ausbaurbeiten (Auslauftrichter, Abdeckung usw.) und konnte erst ca. 6 Monate nach der Vorspannung vorgenommen werden. Die Spanndrähte mussten für diese Zeit provisorisch gegen Korrosion geschützt werden. Sie wurden beim Durchlauf durch das Wickelwerk mit einer Teer-Epoxy Masse beschichtet.

K. Heer

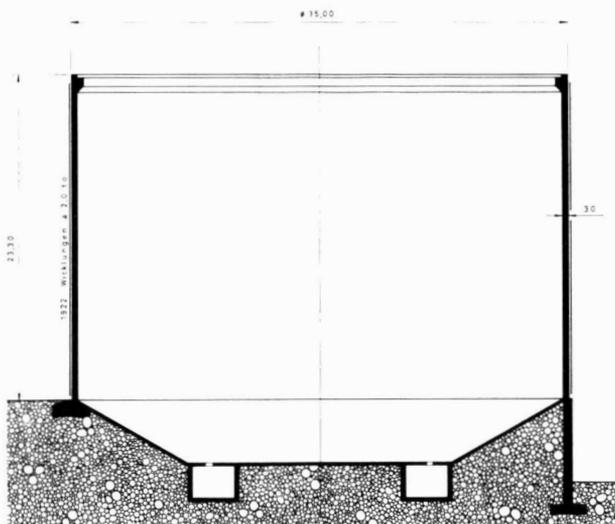


Abb. 2 Querschnitt



Abb. 3 Kontrolle der Vorspannkraft

La Piscina Olimpionica in c. a. precompresso del nuovo Bagno Pubblico di Bellinzona

Studio d'ingegneria: Guido Steiner — Giordano Mazzola, Locarno
Anno di costruzione: 1969

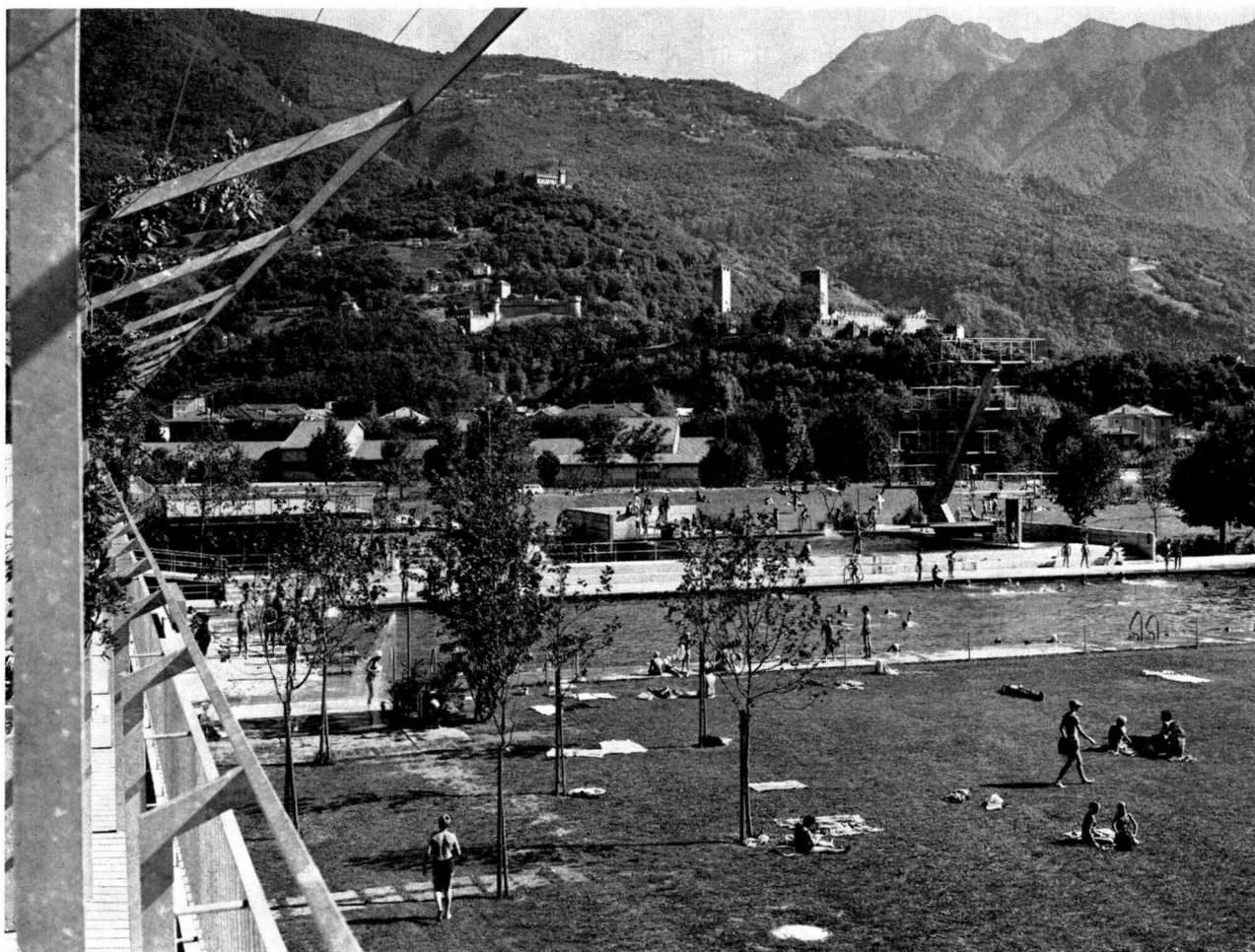


Fig. 1 La piscina olimpionica e la piscina tuffi con il trampolino (a precompressione parziale) visti dalla passerella-spogliatoi. Sul fondo i castelli di Bellinzona.

Nell'ambito della costruzione dell'autostrada N 2 Nord-Sud, il tracciato autostradale Gottardo-Chiasso fu progettato sul sedime della vecchia piscina pubblica di Bellinzona.

Si rese di conseguenza necessaria la costruzione di un nuovo bagno pubblico, concepito secondo criteri urbanistici ed ambientali moderni.

Il concorso pubblico per la costruzione del nuovo complesso su una vasta area della sponda sinistra del fiume Ticino premiò il progetto degli architetti Galfetti-Ruchat-Trümpy di Bedano.

Le quattro piscine: olimpionica — tuffi — non nuotatori e insegnamento — bambini — sono state costruite in calcestruzzo armato a facciavista senza alcun rivestimento.

Per la piscina olimpionica, dalle dimensioni 50x21 m, fu scelta una esecuzione monolitica a precompressione parziale, senza alcun giunto di dilatazione. In effetti, i giunti che dovrebbero essere disposti in numero sufficiente per essere efficaci, danno luogo ad un lavoro di manutenzione del mastice non indifferente. Inoltre essi non garantiscono l'assenza di fessure dovute ad assestamenti e a differenze di temperatura. La precompressione fu scelta in base a due criteri:

- somma delle forze di precompressione in corrispondenza dei due assi di simmetria uguale o superiore alla somma delle forze di attrito.
- sezione precompressa centricamente di un valore sufficiente per ridurre le forze di trazione dovute a temperatura differenziale.

Prendendo come coefficiente di attrito tra suolo e fondo piscina in c. a. il valore $\mu = 0,5$ la somma delle forze di attrito in corrispondenza dell'asse di simmetria longitudinale, con un peso complessivo della piscina riempita d'acqua di 3100 t, risulta di 775 t. La precompressione longitudinale con 4 cavi JSr 70, 4 cavi JSq 145 e 2 cavi JSq 110 BBRV è di 1076 t e si riduce dopo le perdite a ca. 950 t. Essa tien conto dell'attrito sulle pareti laterali. La precompressione centrica definitiva è di ca. 14 kg/cmq.

Questa precompressione compensa gli effetti dovuti al ritiro e alle differenze di temperatura costanti. Differenze di temperatura tra il bordo superiore e quello inferiore sono compensate parzialmente. Tutta la superficie di appoggio della soletta di fondo fu pervibrata allo scopo d'eliminare possibili assestamenti differenziali.

La soletta di fondo è stata calcolata come una trave su appoggio elastico (con $E_s = 600 \text{ kg/cm}^2$) considerando le pareti perimetrali come incastrate e dimensionando tutte le sezioni secondo i criteri relativi allo stadio 1.

Per ridurre al minimo il coefficiente d'attrito tra terreno e soletta di fondo, è stato interposto uno strato di sabbia protetto da due fogli di polietilene.

La lunghezza esatta richiesta per una piscina olimpionica costituì un problema particolarmente delicato. La FINA prescrive infatti una lunghezza di 50 m con una tolleranza di + 10 mm. Tenendo conto dei diversi stadi di costruzione della soletta di fondo e delle pareti in relazione alla precompressione, e calcolando con valori specifici minimi e massimi il ritiro, la deformazione plastica e la temperatura la misura fu scelta escludendo competizioni a temperature troppo basse. Pensiamo a questo proposito che la FINA dovrebbe rivedere la tolleranza suddetta che tiene difficilmente conto di quelle che sono le possibilità fisiche dei materiali di costruzione. La piscina, armata con una fine rete di ferro per l'assorbimento delle trazioni e per limitare al massimo le fessure dopo cinque anni dall'esecuzione è perfettamente stagna. La superficie del beton, sotto l'influsso dell'acqua clorata, si presenta del tipo «lavata».

Guido Steiner

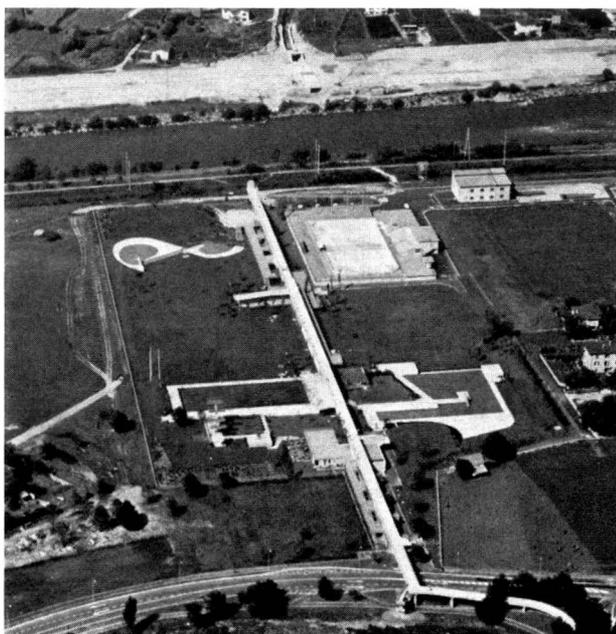
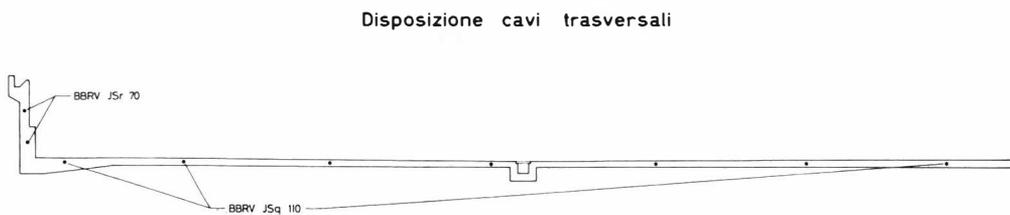
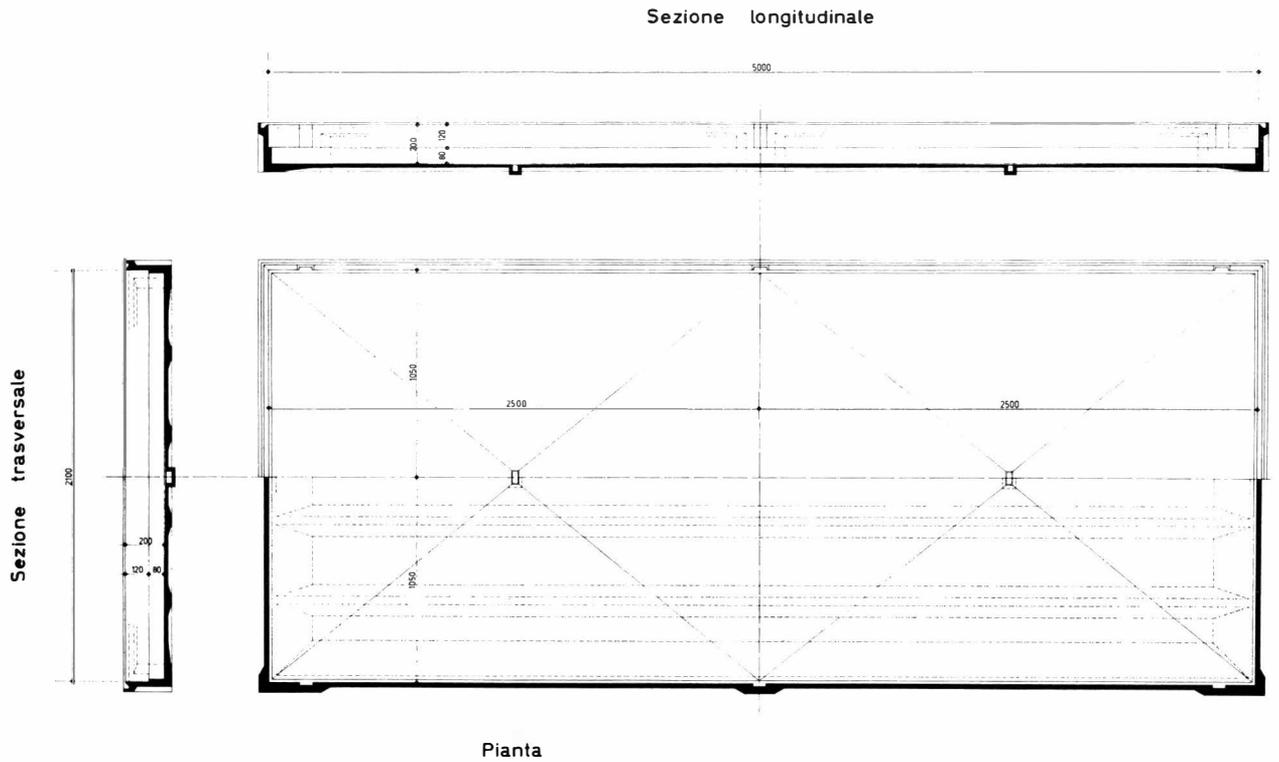


Fig. 2 Vista aerea generale del nuovo bagno pubblico di Bellinzona. A sinistra della passerella-spogliatoi al centro la piscina olimpionica e la piscina tuffi, in alto la piscina bambini a forma di conchiglie. A destra della passerella la piscina non nuotatori e insegnamento. A destra in alto la pista di ghiaccio esistente.



Particolare

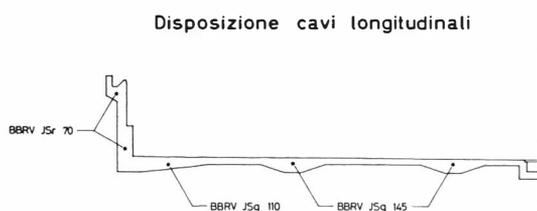
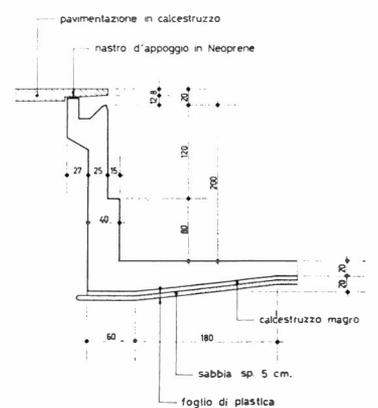


Fig. 3 Pianta, sezioni e dettagli piscina olimpionica in calcestruzzo armato a precompressione parziale

Nouveau Siège du Bureau International du Travail à Genève

Maître d'ouvrage: B. I. T., Genève
Ingénieur civil: G. A. Steinmann, Genève
Entreprise: E. G. M., Genève
Années de construction: 1969—1974

Introduction

Le Bureau International du Travail décidait en 1966 de construire le nouveau siège de l'Organisation à Genève, sur un terrain situé en un tout autre endroit que celui du bâtiment actuel en bordure du lac. Des études préalables avaient montré les graves difficultés d'intégration dans l'ancien site. Le mandat d'architectes a été confié à un collège composé de: Professeur Eugène Beaudouin, Paris, Professeur Alberto Camenzind, Zurich, et Professeur Pier Luigi Nervi, Rome. Les travaux d'exécution ont commencé en juillet 1969 et s'achèveront vers le milieu de l'année 1974. Le volume du complexe est d'environ 490 000 m³ et il comprend quatre parties dont les fonctions spécifiques et les structures sont distinctes. Ces parties sont:

- le «Bâtiment Principal» dit du «Secrétariat», de 190 m de longueur environ, constitué de trois, respectivement quatre sous-sols, deux rez-de-chaussées (inférieur et supérieur), d'un étage technique et de douze étages, soit au total dix-huit niveaux au-dessus des fondations;
- les «Services Centraux» comprenant trois sous-sols et deux rez-de-chaussées, destinés aux installations techniques, livraisons, imprimerie, dépôts, archives, bureaux spéciaux et restaurants constituant l'«Aile Nord»;
- le «Groupe Réunions» comprenant des sous-sols, deux rez-de-chaussées et des mezzanines, abritant l'ensemble des salles de conférence avec galeries, le foyer, la bibliothèque, la salle de projections, les dépôts livres et des complexes de bureaux spéciaux. Il constitue l'«Aile Sud»;
- le «Garage» souterrain sur deux, respectivement trois sous-sols, traversant sous les rez-de-chaussées du «Bâtiment Principal», d'une capacité de 1450 places.

Dans son ensemble, le nouveau Siège du Bureau International du Travail est conçu comme une structure en béton armé et en béton précontraint avec, à certains endroits, des appuis ponctuels en acier. Il a nécessité pour l'exécution la mise en œuvre des quantités approximatives suivantes:

- béton 90 000 m³
- acier d'armature 11 700 t
- acier de construction métallique 900 t
- coffrage 280 000 m²

Descriptif du «Bâtiment Principal» du Secrétariat

La structure comprend onze étages constitués par des planchers-dalles en béton armé supportés par des murs sous la forme de noyaux jouant le rôle de contreventement et par des lignées de poteaux

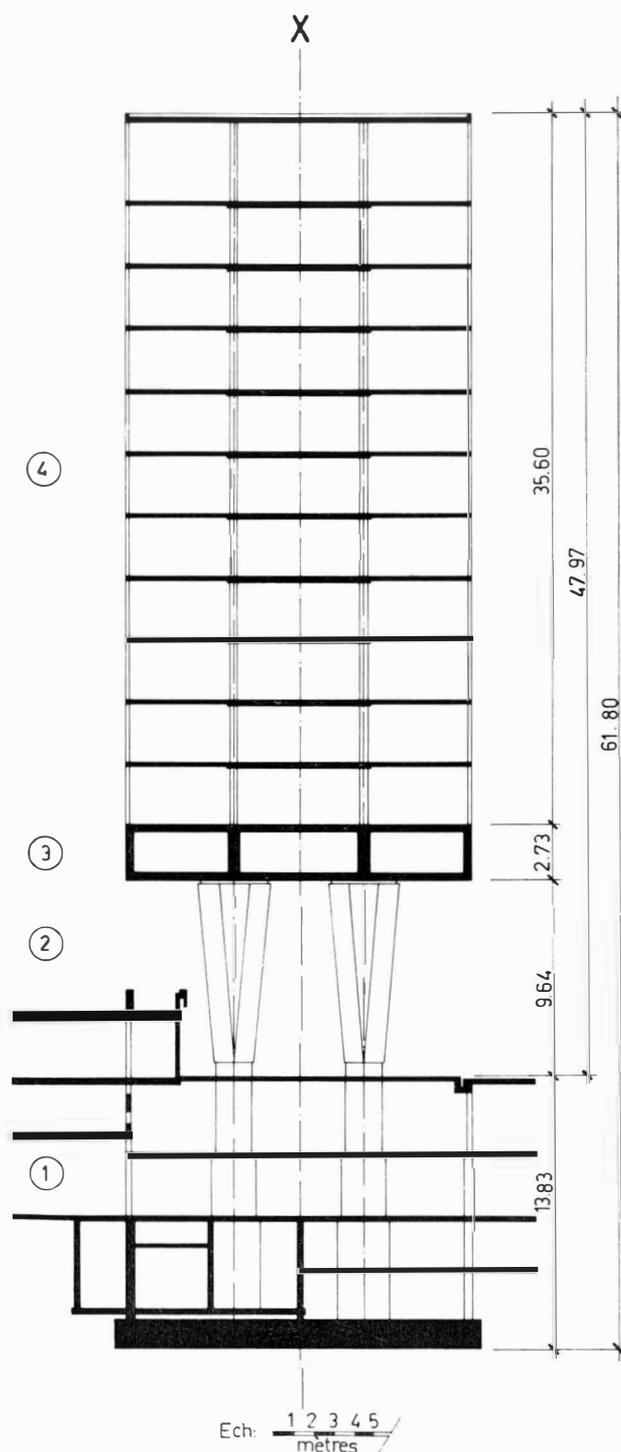


Fig. 1 Coupe transversale du Bâtiment Principal du Secrétariat

- 1 Garages traversants
- 2 Piliers du hall principal
- 3 Etage technique
- 4 Etages du Secrétariat

métalliques situés à l'intérieur et en façade (fig. 1). L'ensemble des actions (poids propre, charge permanente, charge utile, vent et séisme) est transmis aux piliers du hall par l'intermédiaire d'une structure alvéolée précontrainte désignée par «étage technique». En effet, ce dernier permet également le passage des innombrables installations et la distribution de ces dernières. Cet étage, lié aux piliers est, en quelque sorte, la traverse d'un cadre simple dans le sens transversal et d'un cadre multiple dans le sens longitudinal.

Les piliers du hall sont en béton massif de marbre blanc avec ciment blanc, c'est-à-dire, dont les agrégats de composition granulométrique discontinue, sont des graviers de marbre blanc en provenance de Carrare. La hauteur des piliers est égale à 964 cm; leur forme est une surface réglée. Elle est engendrée par une directrice inférieure sous forme d'une ellipse (rapport des axes 1:2) et une directrice supérieure sous forme d'une croix à branches inégales, arrondie dans les angles rentrants par un segment de parabole.

Conception et exécution de l'étage technique

En plan, l'étage technique a une forme biconcave d'une longueur de 190 m et d'une largeur maximale de 32,26 m (fig. 2). Il est divisé en 3 parties de 59 m, 72 m et 59 m de longueur par deux joints de dilatation. La structure a une hauteur constante de 273 cm et se compose d'une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur, bétonnée sur des prédalles de 6 cm, d'une dalle inférieure de 28 cm d'épaisseur (10 cm de béton de marbre blanc et ciment blanc et 18 cm de béton à agrégats normaux) et de poutres de 30 à 90 cm d'épaisseur reliant les deux dalles.

Le réseau des poutres comprend des éléments longitudinaux en béton armé de 30 à 60 cm d'épaisseur et des éléments transversaux en béton précontraint de 60 à 90 cm d'épaisseur avec goussets. Les câbles de précontrainte sont destinés à reprendre, principalement, les sollicitations engendrées par les poteaux de façade en porte-à-faux. Ainsi, les poutres longitudinales des extrémités sont également précontraintes.

Chaque poutre transversale est précontrainte au moyen de 8 câbles système VSL à torons. Le câblage est disposé de telle manière qu'il existe quatre têtes d'ancrages mobiles et quatre têtes d'ancrages fixes à chaque extrémité des poutres, afin de réaliser une mise en tension symétrique par rapport à l'axe lon-

gitudinal du bâtiment. L'adaptation aux efforts se fait par variation du nombre de torons à l'intérieur de chaque gaine. La force initiale varie ainsi de 141 à 223 tonnes par câble. La précontrainte des poutres longitudinales est réalisée au moyen de 4 câbles dont les têtes mobiles sont toutes situées aux extrémités extérieures pour des raisons pratiques de mise en tension. Dans ce cas, la force initiale varie de 328 à 363 tonnes par câble. Toutes les réservations pour le passage des installations, ainsi que pour la circulation à l'intérieur de l'ouvrage fini, sont réalisées par des fourreaux métalliques. La liaison entre le béton blanc et le béton ordinaire a été vérifiée sur des plaques de 250 x 250 cm de côté, épaisseur 10 cm, par des essais à la rupture exécutés au Laboratoire des Matériaux Pierreux de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Les travaux de bétonnage ont été exécutés du nord au sud dans le sens longitudinal en 9 étapes. L'avancement des travaux dans chaque étape a été réalisé de la manière suivante:

- étayage et coffrage de la face inférieure;
- ferrailage de la dalle inférieure avec amorces incorporées pour les poutres;
- bétonnage du béton blanc de la dalle inférieure, épaisseur 10 cm;
- bétonnage du béton ordinaire de 18 cm environ 3 heures après le béton blanc. La mise en place s'est effectuée au moyen de pervibrateurs munis d'une collerette empêchant ces derniers de pénétrer trop profondément dans la couche de béton blanc;
- coffrage, ferrailage, pose des fourreaux métalliques et des câbles de précontrainte dans les poutres transversales;
- bétonnage des poutres;
- coffrage, ferrailage et bétonnage des poutres intermédiaires longitudinales;
- enlèvement des étais et décoffrage après durcissement suffisant des poutres. En effet, les poutres ont été calculées de façon à supporter, sans précontrainte, le poids propre de l'étage afin de libérer rapidement les niveaux inférieurs de l'encombrement des étayages pour la suite des autres travaux;
- pose des prédalles de 6 cm comme coffrage de la dalle supérieure;
- ferrailage de la dalle supérieure et pose des plaques d'appui des poteaux métalliques;
- bétonnage de la dalle supérieure de 25 cm.

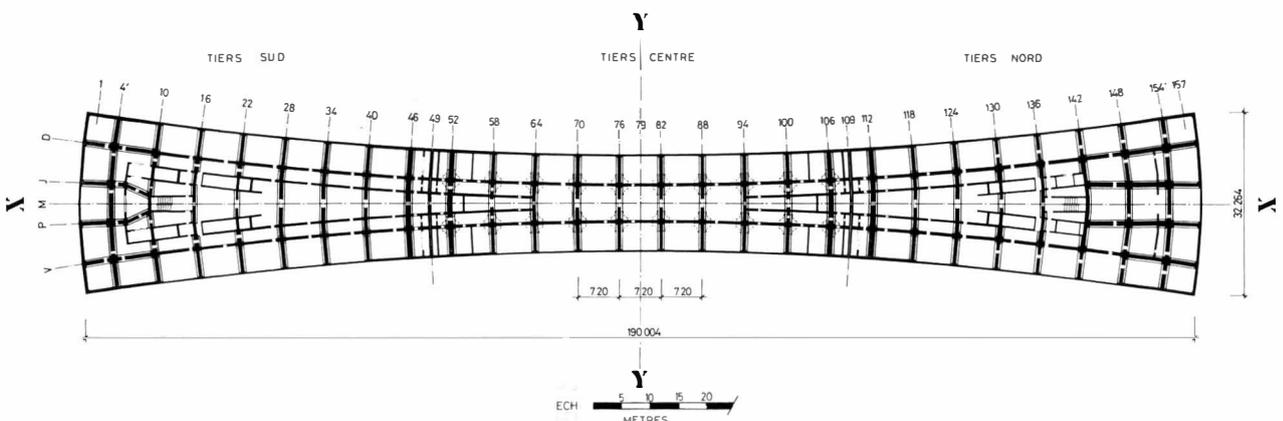


Fig. 2 Etage technique — coupe horizontale dans la structure

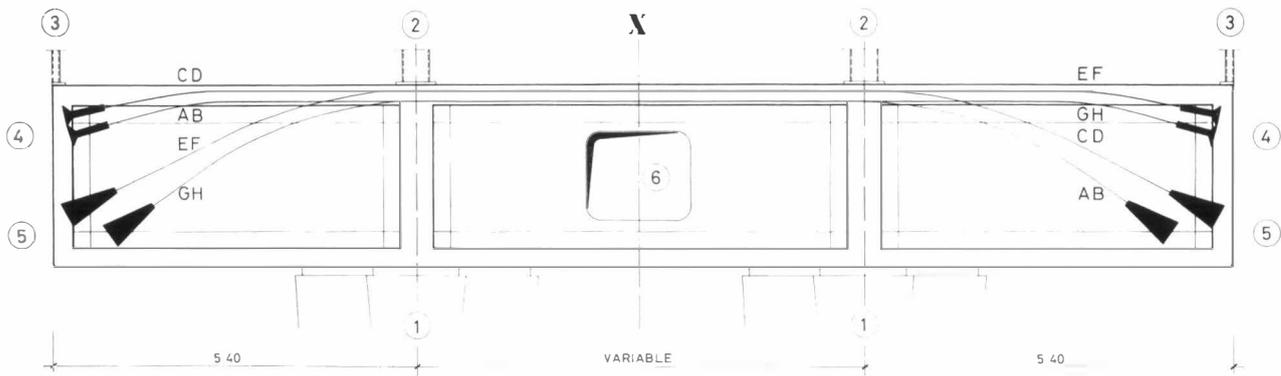


Fig. 3 Coupe transversale d'une poutre

- | | |
|----------------------------------|----------------------------|
| 1 Piliers du hall | 4 Têtes d'ancrages mobiles |
| 2 Poteaux métalliques intérieurs | 5 Têtes d'ancrages fixes |
| 3 Poteaux métalliques de façade | 6 Fourreau métallique |

La mise en précontrainte a été appliquée en 5 étapes qui sont fonction de l'avancement des travaux. Le programme suivant concerne les poutres transversales comprenant 8 câbles:

- 7 jours après le bétonnage de la dalle supérieure 50 % de tension sur 2 câbles placés de manière symétrique par rapport à l'axe longitudinal du bâtiment;
- 28 jours après le bétonnage de la dalle supérieure 50 % restant sur les 2 câbles précités et injection de ceux-ci;
- trois étapes ont eu lieu après les bétonnages des dalles sur 3e, 6e et 9e étages. Elles ont été réalisées, chaque fois au moyen de 2 câbles disposés symétriquement.

La figure 3 illustre une poutre transversale dans la partie centrale du bâtiment et dans laquelle les lettres majuscules indiquent le tracé du câblage. La figure 4 est la section transversale de cette même poutre dans la travée médiane.

L'étage technique, d'une surface totale égale à environ 4300 m² a été exécuté de juillet à décembre 1971. Il a été utilisé 75 t d'acier de précontrainte.

Le Maître de l'ouvrage est le Bureau International du Travail lui-même. L'entreprise qui exécute les travaux de gros-œuvre est un consortium appelé: «Entreprise du Grand Morillon» composé de: Ed. Cuénod S.A., Genève; Losinger S.A., Lausanne/Berne; Vaucher-Rey, Genève; Schwartz-Hautmont, Paris. Au sein du bureau d'ingénieurs, M. Luc Camen, ing. civ. SIA dipl. EPF-L, a établi l'ensemble des calculs statiques de l'exécution et a dirigé l'équipe de techniciens et dessinateurs chargée des plans d'exécution, des listes de matériaux et du contrôle périodique du chantier.

Georges A. Steinmann

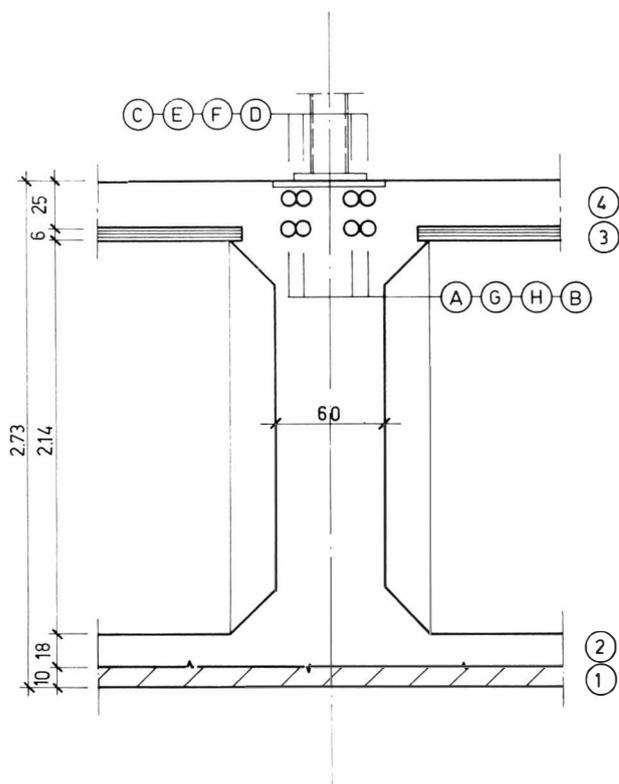


Fig. 4 Section d'une poutre

- | |
|-------------------------------------------|
| 1 Béton de marbre blanc, épaisseur 10 cm |
| 2 Béton d'agrégat normal, épaisseur 18 cm |
| 3 Prédalle en béton armé |
| 4 Dalle supérieure (extrados) |

Anschlussbrücken zu den Nationalstrassen N 2 und N 13 über die Moesa bei Bellinzona (Kt. Tessin)

Bauherr: Dipartimento pubbliche costruzioni, Bellinzona
 Projektverfasser: E. Stucki + H. Hofacker, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich und Bellinzona
 Bauunternehmung: Mancini-Marti S.A., Bellinzona
 Baujahre: 1969—1970

3feldrige, s-förmig gekrümmte Balkenbrücke über einen stark hochwassergefährdeten Gebirgsfluss.

Im Zuge der Verknüpfung der beiden Autobahnen N 2 und N 13 im Gebiete von Bellinzona waren zwei Brücken über die Moesa zu erstellen. Die eine dient zur richtungsgetretenen Führung der Kantonsstrasse Biasca—Bellinzona, die andere als Lokalzubringer Arbedo—Lumino. Im Grundriss weist die eine Brücke eine s-förmige Form auf, während die danebenliegende eine leicht gekrümmte, gegen das Widerlager hin sich trompetenförmig öffnende Form aufweist. Die Min.-Radien im Grundriss betragen 100 m. Für den Entwurf der Brücke stellten sich folgende Probleme:

Die Brücke durfte mit Rücksicht auf die Hochwasser der Moesa und die Strassennivellette nur eine statische Höhe von max. 1,70 m aufweisen. Andererseits waren aus flussbaulichen Gründen die Pfeileranzahl und Stellung bestimmt. Der Standort wurde auf Grund von hydraulischen Modellmessungen im Labor ermittelt. Diese Bedingungen führten zu einem Brückenüberbau mit 35/44/37 m Spannweiten und einer Schlankheit von $1/26$. Die Brücken sind punktförmig auf runden Einzelstützen gelagert, wobei in Querrichtung pro Kasten je eine Stütze vorgesehen wurde. Im Querschnitt besteht die Brücke aus 3 Hohlkästen.

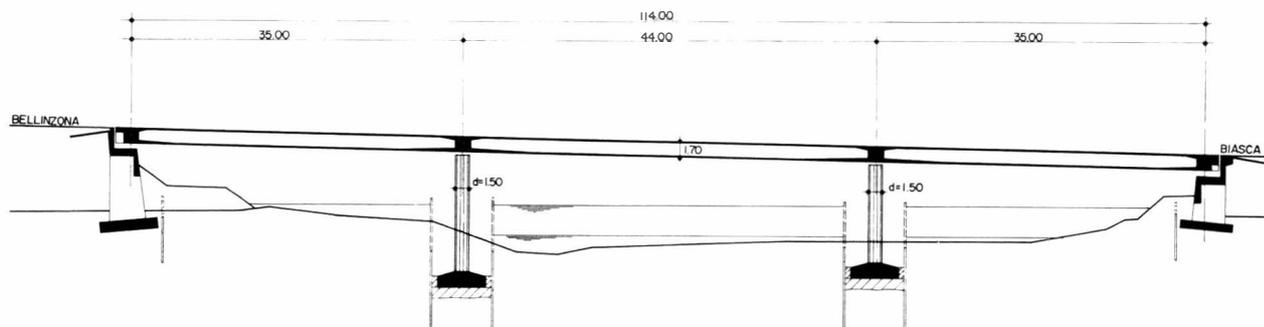


Abb. 1 Längsschnitt

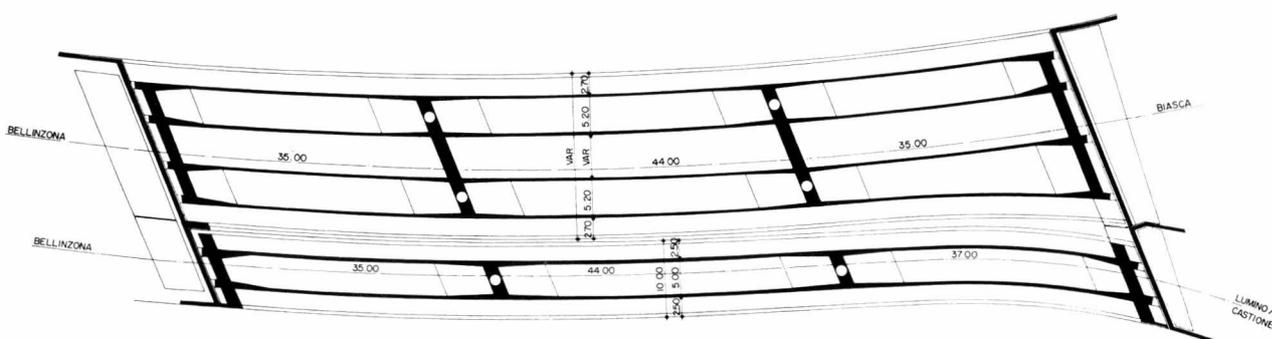


Abb. 2 Grundriss

Der Untergrund im Fluss besteht aus sehr unterschiedlich locker gelagerten Alluvionen, Sand-Kies und zum Teil grösseren Blöcken. Die Brücke wurde flach fundiert. Mit Rücksicht auf die Kolkerscheinungen liegt das Fundament ca. 7 m unter der heutigen Flusssohle. Die Erstellung der Fundamente erfolgte innerhalb einer mit Spundwänden geschlossenen Baugrube. Da der Untergrund sehr ungleichmässig gelagert ist, wurde er mittels dem Rütteldruckverfahren bis in eine Tiefe von ca. 8 m gleichmässig verdichtet. Vorwiegend mit Rücksicht auf die geometrische Form wurde ein Brückenüberbau in Ortsbeton auf einem Lehrgerüst mit Trägern von 20 m Spannweite entworfen, wobei im Hinblick auf den Geschiebetrieb die Lehrgerüststräger auf Betonbohrpfählen abgestützt waren. Der Überbau wurde in einer Etappe betoniert. Zur Vorspannung der Brücke wurden BBRV-Kabel mit 240 t Vorspannkraft verwendet.



Abb. 4 Untersicht

Die gesamte Bauzeit inkl. Fundationen betrug 8 Monate.

E. Stucki

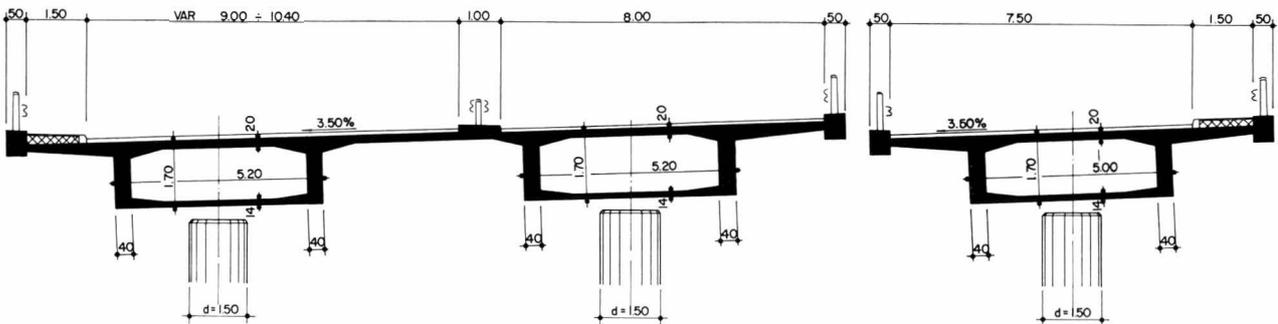


Abb. 3 Querschnitte

Intschireussbrücke der Schweizerischen Bundesbahnen

Bauherr: SBB, Bauabteilung Kreis II, Luzern
Projektverfasser: E. Stucki + H. Hofacker, dipl. Ing. ETH/SIA, Zürich
Bauunternehmung: E. Baumann, Altdorf
Baujahre: 1972—1975

Ersatz einer alten Stahlbrücke der SBB-Gotthardlinie durch eine moderne Spannbetonbrücke. Sicherung der Stützenfundation durch vorgespannte Felsanker.

Projektierungsaufgabe

Im Sommer 1971 wurden 3 Ingenieurbüros beauftragt, als Ersatz für die aus dem letzten Jahrhundert stammende, rund 77 m weit gespannte Stahlfachwerk-

brücke ein Projekt für einen Neubau auszuarbeiten. Aus topographischen Gründen war eine Verschiebung der Linienführung ausgeschlossen, so dass die neue Brücke am selben Ort wie die alte erstellt werden musste. Mit dem Entwurf der neuen Doppelspurbrücke waren gleichzeitig Vorschläge über die Sanierung der stellenweise schadhaft gewordenen Widerlager zu unterbreiten.

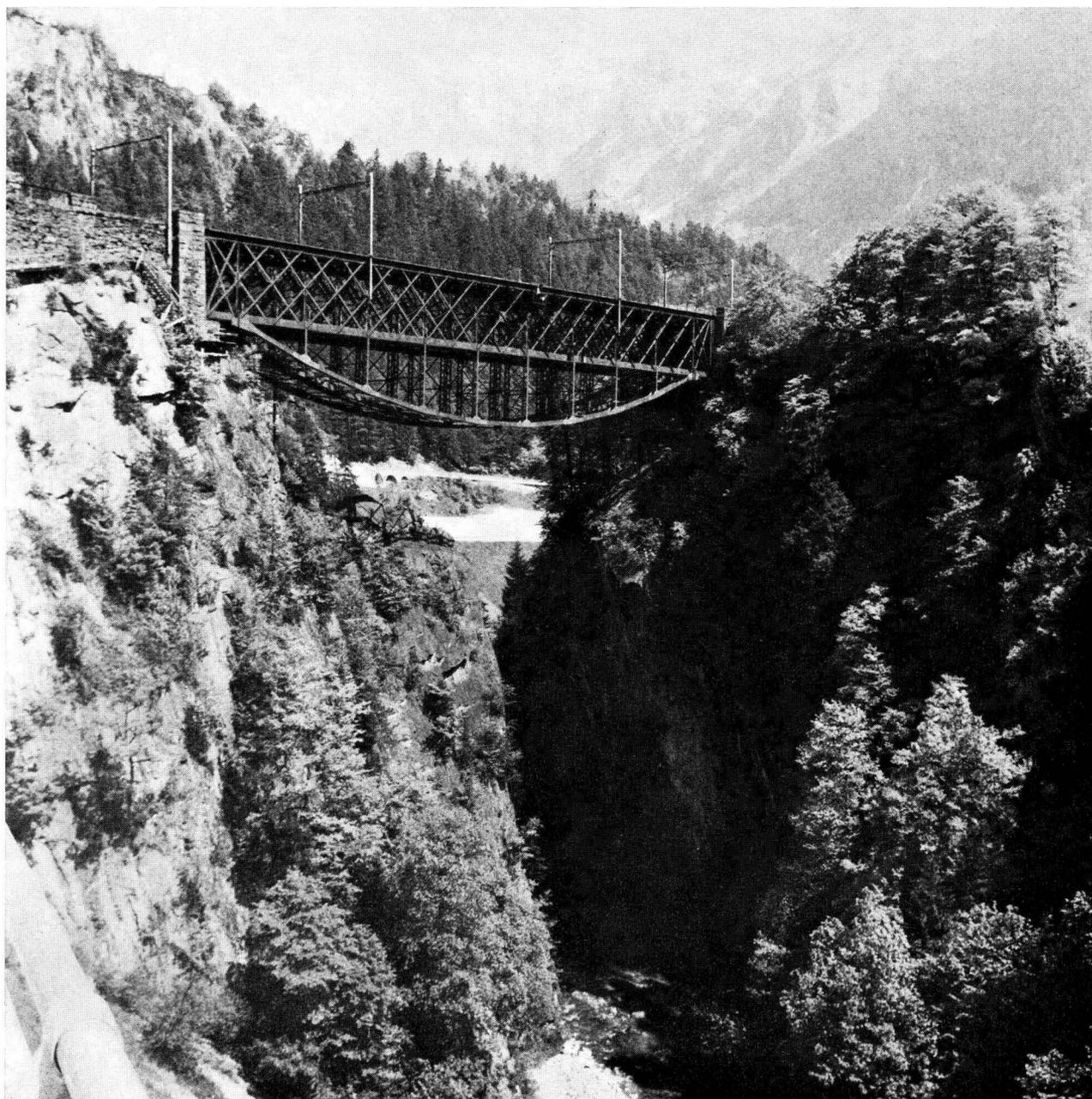


Abb. 1 Ansicht der alten Brücke

Geologische Gegebenheiten

Die Geologie des Baugrundes im Bereich der Intschreussbrücke zeichnet sich durch grosse Heterogenität aus. Einerseits tritt an vielen Stellen an sich tragfähiger Serizitgneis zu Tage, der jedoch stark mit Klüften und Rissen aufgespalten ist. Andererseits liegt im Bereich des westlichen Widerlagers eine im labilen Gleichgewicht stehende Zone, sog. Hakenwurf, vor, welche in grosse Tiefe reicht und für eine Fundation ungeeignet erscheint. Eine charakteristische Felsnase aus zerklüftetem Serizitgneis auf der linken Talflanke bietet sich dank ihrer Lage für die Abstützung eines Pfeilers an. Beim Bau der alten Stahlbrücke konnte diese Möglichkeit jedoch nicht ausgenützt werden, da die damaligen technischen Hilfsmittel eine Sanierung einer zerklüfteten Felspartie nicht erlaubten.

Gewähltes Neubauprojekt

Das gewählte und zurzeit in Ausführung stehende Brückenprojekt besteht aus einer über 3 Felder von 31,30/59,00/35,40 m, total 125,70 m, durchlaufenden im Grundriss gekrümmten Balkenbrücke aus Spannbeton.

Dank der Entwicklung der Vorspanntechnik war es möglich, die erwähnte Felsnase für die Fundation eines Mittelpfeilers zu benützen, und damit die Spannweite der Flussöffnung zu beschränken. Der andere Mittelpfeiler wurde unmittelbar hinter dem alten Widerlager Ost angeordnet. Die neuen Widerlager sind gegenüber den bestehenden um 10 bis 30 m zurückversetzt, so dass die Linienführung der Bahn durch das Wegfallen hoher Stütz- und Flügel-



Abb. 2 Photomontage der neuen Brücke

mauern an Transparenz gewinnt. Die Trägerhöhe der neuen Spannbetonbrücke beträgt 2,90 m und ist dank der Reduktion der Mittelspannweite rund 5mal kleiner als die Trägerhöhe der alten Stahlbrücke.

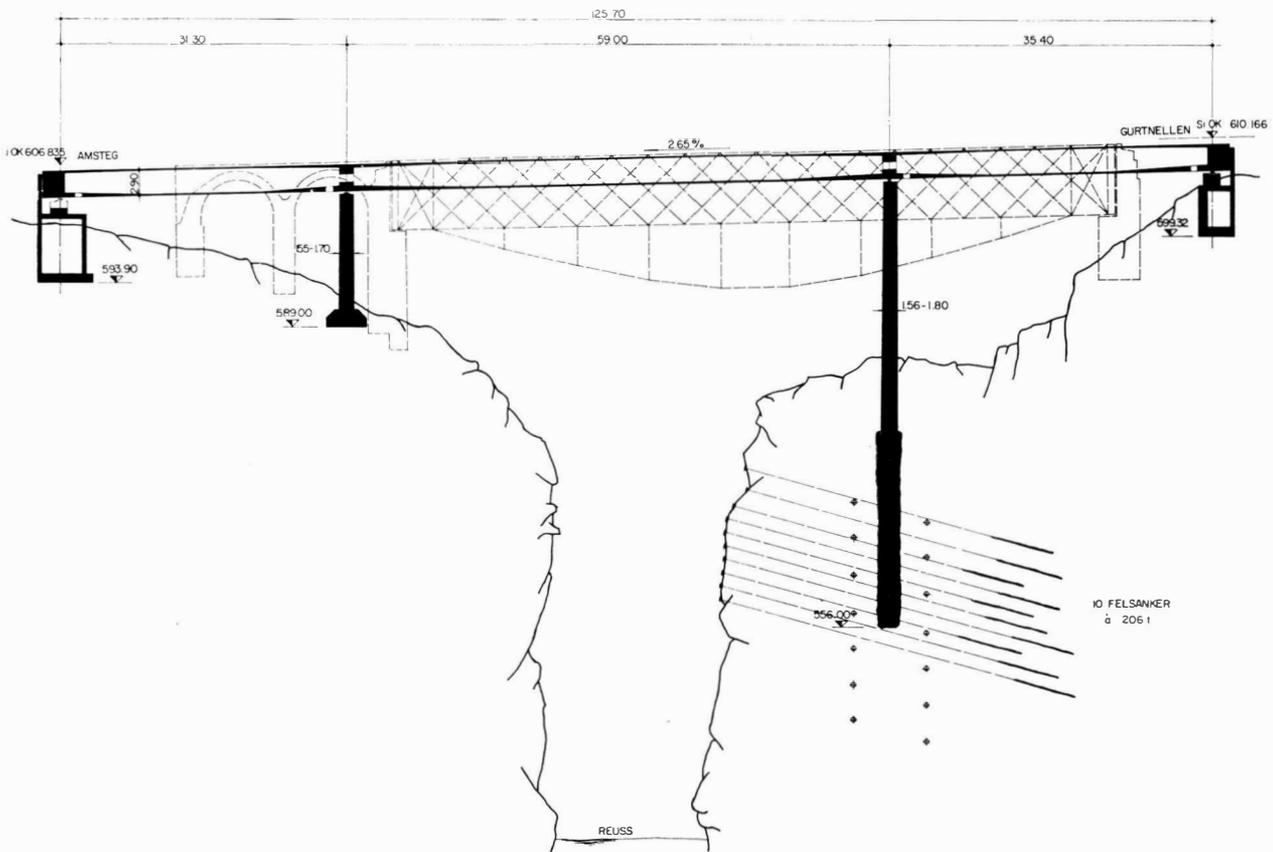


Abb. 3 Längsschnitt mit Sicherung Felskopf

Fundation des Mittelpfeilers Seite Gurnellen

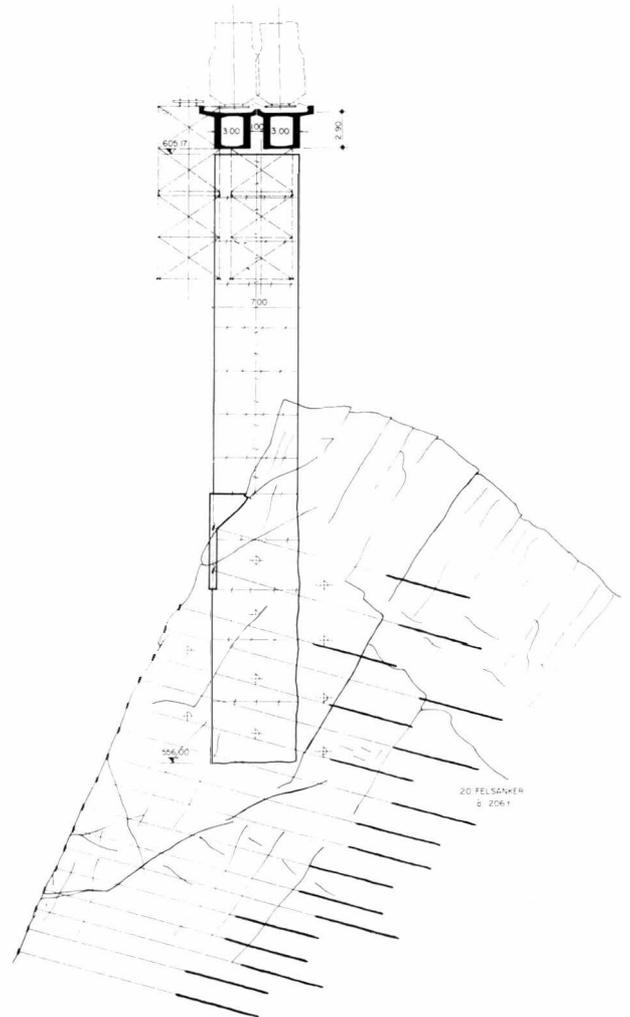
Eines der zentralen Probleme beim Bau der vorliegenden Brücke stellte diese Foundation dar, indem eine Zusatzlast von rund 4500 t auf die zerklüftete und durch die Erosion der Reuss um ca. 8 m unter-spülte Felsnase mit der erforderlichen Sicherheit abzugeben war. Eingehende felsmechanische und sicherheitstheoretische Untersuchungen führten dazu, den Pfeiler in einem ca. 14 m tiefen im Fels eingespannten Schacht zu fundieren, und die ganze Felsnase durch Felsanker in Längs- und Querrichtung zusammenzuspannen. Die Sicherheit des Felskopfes gegen Abgleiten längs Klufflächen ist im endgültigen Zustand, unter Berücksichtigung der Pfeilerauflast, der Felsanker und von Erdbebenwirkungen der Klasse VII, grösser als im ursprünglichen Zustand. Zur Anwendung gelangten Litzenkabel 12 T 15 à 206 t, System Freyssinet, total 30 Kabel.

Bauvorgang

Während der ganzen Bauzeit wird der Streckenabschnitt im Bereich der Brücke im Einspurbetrieb be-fahren. Es ist deshalb möglich, für jedes Geleise nacheinander die alte Stahlbrücke abzurechen und den neuen Überbau in definitiver Lage zu erstellen. Das quer verschiebbare Lehrgerüst ist nur für einen Kastenträger dimensioniert und dient gleichzeitig als Demontage-Planum für den Abbruch der alten Stahlbrücke.

Schlussbetrachtungen

Die Anwendung der modernen Vorspanntechnik er-laubt es im vorliegenden Fall einer weitgespannten Eisenbahnbrücke in gebirgiger Gegend, einen Fels-kopf für die Foundation eines Pfeilers herbeizuziehen, und dadurch die Mittelspannweite und damit die Kosten der Brücke ganz wesentlich zu reduzieren.



H. Hofacker

Abb. 4 Querschnitt mit Sicherung Felskopf

Limmatbrücke der Nationalstrasse N 1, Objekt 520, Würenlos, Aargau

Bauherr: Aarg. Baudepartement, Brückenbauabteilung, Aarau
Bauleitung: Ingenieurbüro Schalcher, Zürich
Projektverfasser: Ingenieurbüro Dr. Menn, Chur
Unternehmer: Arbeitsgemeinschaft Fietz & Leuthold, Zürich; A. Wiesmann, Reinach
Pfahlgründung: Losinger AG, Bern (System HW)
Vorspannung: Element AG, Veltheim (System PZ)

Die Nationalstrasse N 1, Zürich—Bern—Genf führt im Abschnitt Zürich—Baden bei km 277,5 in ca. 6 m Höhe über die Limmat. Zuzolge der starken Schiefe (Achs-Schnittwinkel Fluss-Strasse 32°) beträgt die Brückenlänge 168 m (Abb. 1). Der Autobahnquerschnitt weist 6 Fahrspuren auf und erfordert damit eine Brückenbreite von 30 m.

Bei der Projektierung der neuen Autobahnbrücke waren vor allem folgende Vorschriften zu beachten:

- wirtschaftlich, technisch einwandfreie Konstruktion;
- rationeller Bauvorgang;
- Schutz des Grundwassers (die Fundationen und Lehrgerüstjoche für die neue Brücke sollten das durch Schlamm abgedichtete Flussbett möglichst wenig beeinträchtigen);
- Herstellung einer neuen Ortsverbindung zwischen den Gemeinden Killwangen und Würenlos, da die bestehende Verbindungsbrücke über die Limmat im Autobahntrasse lag.

Auf Grund eines Studienauftrages beschloss das Baudepartement des Kantons Aargau, die neue Autobahnbrücke als schiefe, dreifeldige Spannbetonbrücke mit Feldweiten von 54/60/54 m Länge auszuführen.

Die Fundation der neuen Brücke erfolgte mit grosskalibrigen Bohrpfählen nach dem System Hochstrasser-Weise. In den beiden Pfeilerachsen stehen je 4 Einzelpfeiler, die mit je 2 Bohrpfählen (ϕ 125 cm) fundiert sind (Abb. 2). Die Gründung der Brückenwiderlager erfolgte mit 8 Pfählen (ϕ 100 cm). Die starken, am Ort hergestellten Pfähle wurden durch die 3—4 m dicke Schlammschicht hindurch bis zu 12 m in das feste Moränenmaterial hineingebohrt. Mit diesem Fundationssystem konnte eine Infiltration des verschmutzten Limmatwassers in den Grundwasserstrom unter dem Flussbett vermieden werden.

Für die Herstellung des Brückenträgers wurde ein aussergewöhnliches Bauverfahren angewendet. Der

gesamte Brückenquerschnitt ist in vier genau gleiche Hohlkastenträger aufgelöst, die nacheinander an der gleichen Stelle in einzelnen Elementen mittels einer längsverschieblichen Zugschalung hergestellt wurden.

Die Brücke ist längs vorgespannt. Das Einziehen der Spannkabel, die im Kasteninnern den Seitenwänden entlang verlaufen (Abb. 3), erfolgte erst nach der Fertigstellung der einzelnen Träger. Unmittelbar nach dem Einziehen der Spannkabel wurde der betreffende Träger teilweise vorgespannt und das Gerüst um wenige Zentimeter abgesenkt. Mit hydraulischen Pressen wurde sodann der Träger auf einer über Pfeiler bzw. Widerlager verlaufenden Verschiebebahn querverschoben und in seine endgültige Lage gebracht (Abb. 3). Die volle Vorspannung erfolgte nachdem je zwei Träger durch Ausbetonieren der Längsfuge zu einer Brückenhälfte vereinigt waren.

Mit dem vorgesehenen Verfahren lassen sich die einzelnen Hauptträger mit dem gleichen Lehrgerüst und mit der gleichen Schalung auf sehr rationelle Art herstellen, und das Gerüst wird nur für einen Viertel der gesamten Brückenbreite benötigt. Dies war nicht nur hinsichtlich der Gerüstkosten, sondern vor allem auch hinsichtlich einer möglichst geringen Störung des Flussbettes durch Gerüstpfähle von grossem Vorteil. Bei der starken Schiefe, dem wechselnden Quergerfälle und der s-förmigen Krümmung im Grundriss erforderte dieses Herstellungsverfahren allerdings eine äusserst sorgfältige Vorbereitung und eine aussergewöhnliche Genauigkeit bei der Bauausführung.

Nachdem alle Kastenträger an ihrem Platz waren, konnten die zwischen den Pfeilern provisorisch einbetonierten Verschiebbahnen entfernt werden (Abb. 4). Zur Wiederherstellung der Ortsverbindung zwischen den Gemeinden Würenlos und Killwangen wurde unmittelbar hinter dem Widerlager (Seite Zürich) der neuen Autobahnbrücke eine 8 m breite Unterführung erstellt. Diese Unterführung mündet flusseits auf die

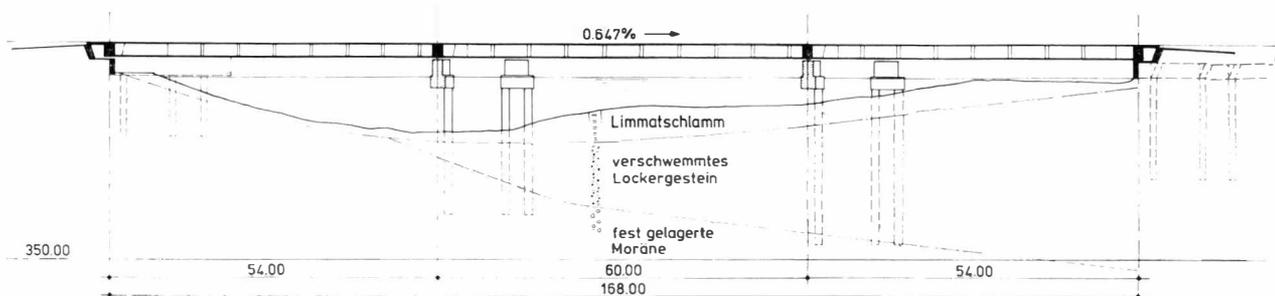


Abb. 1 Längsschnitt

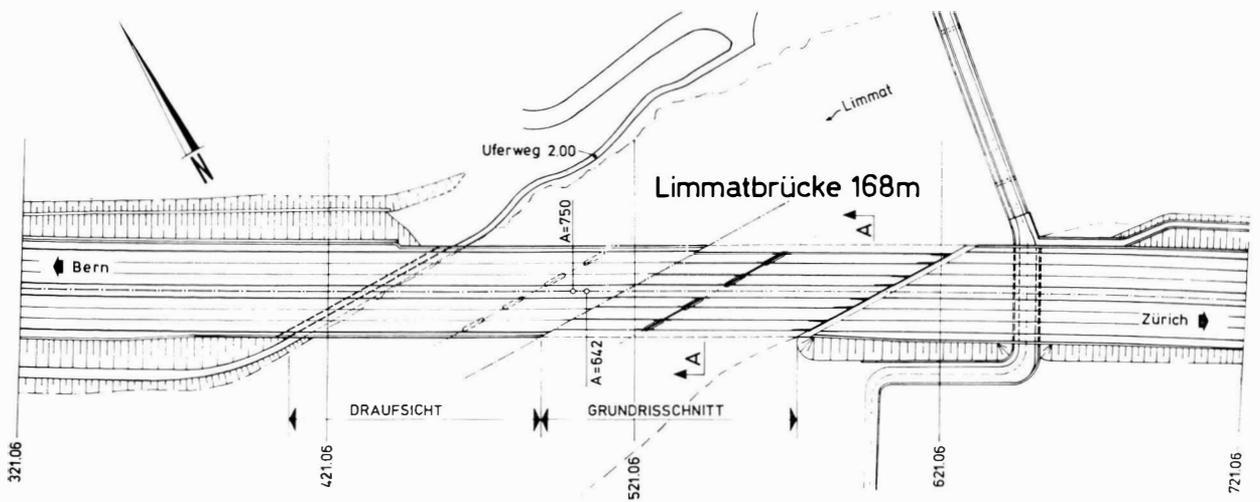


Abb. 2 Situation

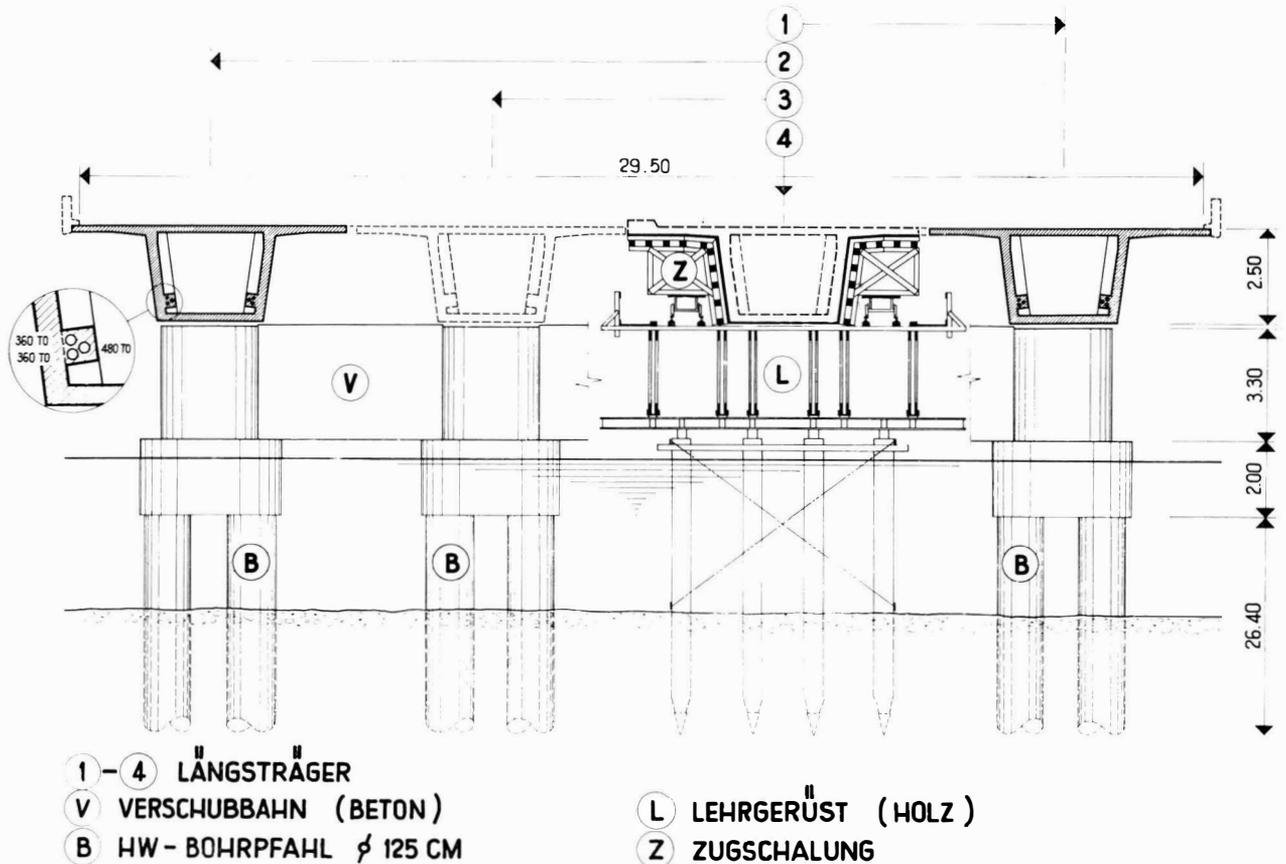


Abb. 3 Querschnitt und Bauvorgang, Gründung mit HW-Bohrpfählen

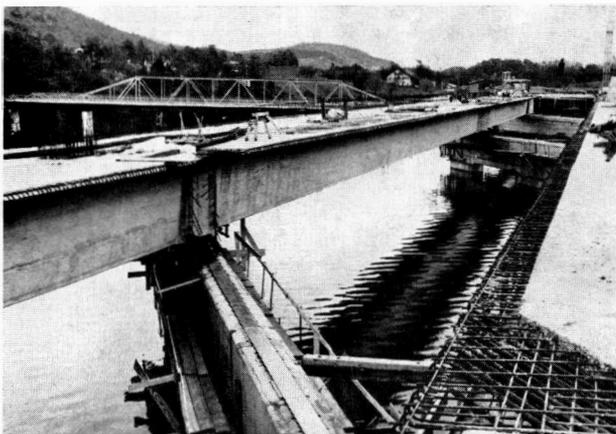


Abb. 4 Bauzustand, im Hintergrund ein bereits in die definitive Lage querverschobener Träger

neue Verbindungsbrücke über die Limmat. Es lag nahe, für die neue Verbindungsbrücke den alten Stahlfachwerk-Träger, der dem Autobahnbau weichen musste, wieder zu verwenden. Der 270 t schwere Stahlträger wurde zu diesem Zwecke mit Schwimmbatterien 60 m flussaufwärts gebracht, zur Anpassung an die neue Situation um 180° gedreht und in ein stark geändertes Längsgefälle gehoben. Der Materialaufwand für den Überbau der neuen Autobahnbrücke beträgt für Beton 0,47 m³/m², Stahl 45 kg/m², Schalung 2,85 m²/m², Vorspannkraft 290 t/m Brückenbreite. Die Kosten für den Bau des gesamten Objektes — Autobahnbrücke, Verlegung der Verbindungsstrasse, neue Autobahnunterführung, Unterbau der neuen Verbindungsbrücke und Verschiebung der Stahlfachwerkbrücke beliefen sich auf rund 3,5 Millionen Franken.

Prof. Dr. C. Menn, E. Woywod

Der Traversa-Viadukt der N 13

Bauherr: Kanton Graubünden
Baujahre: 1968—1969

Von der Staumauer des Suferser Sees her gesehen, wird in einer Distanz von ca. 1800 m die erste schluchtartige Überführung des Hinterrheins durch den Traversa-Viadukt gebildet.

Die Brücke liegt im Grundriss auf einem Kreisbogen von 300 m Radius mit anschliessender Wendeklothoide. Die Grundrissform ergab in diesem Fall als zweckmässige Lösung einen durchlaufenden Träger auf elastisch eingespannten Stützen mit den Spannweiten von 36,5 bis 44,5; 63,0 und 51,0 m.

Die totale Länge der Brücke beträgt somit 195 m. Der Brückenträger besteht aus einem Kasten mit einer Konstruktionshöhe von 2,60 m, in den beiden südlichen Feldern der kleineren Spannweiten variiert die Trägerhöhe von 1,90 bis 2,60 m. Dieser Kastenquerschnitt eignet sich infolge Krümmung der Strassenachse im Grundriss am besten zur Aufnahme der Torsionsmomente. Der Oberbau wurde in 4 Etappen betoniert und vorgespannt, unter Verwendung von Kuppelungsankern. Pro Steg sind 4 bis 8 Kabel von den Grössen 180 t und 220 t angeordnet. Die Konstruktion des Oberbaues bildet mit seinem etappenweisen Vorbau je eines Feldes mit Konsole einen Normalfall des Bauvorganges eines durchlaufenden Brückenträgers. Bei dieser Brücke bildeten einzig die Fundationen einige Schwierigkeiten. Während die beiden Pfeiler des rechten Talhanges auf Grobblöcken einer stabilen Blockdecke von 21 bis 20 m Dicke fundiert werden konnte, befand man sich auf der linken Talseite in einem übersteilen, kriechenden Hang von gemittelt 20 m Deckenstärke. Pfeiler und Widerlager dieses Hanges mussten unbedingt bis auf den Felsen geführt werden. Beim Pfeiler war die Deckenstärke ca. 8 m. Dieser musste gegen den Kriechdruck des Hanges durch eine keilförmige Betonkonstruktion gesichert werden.

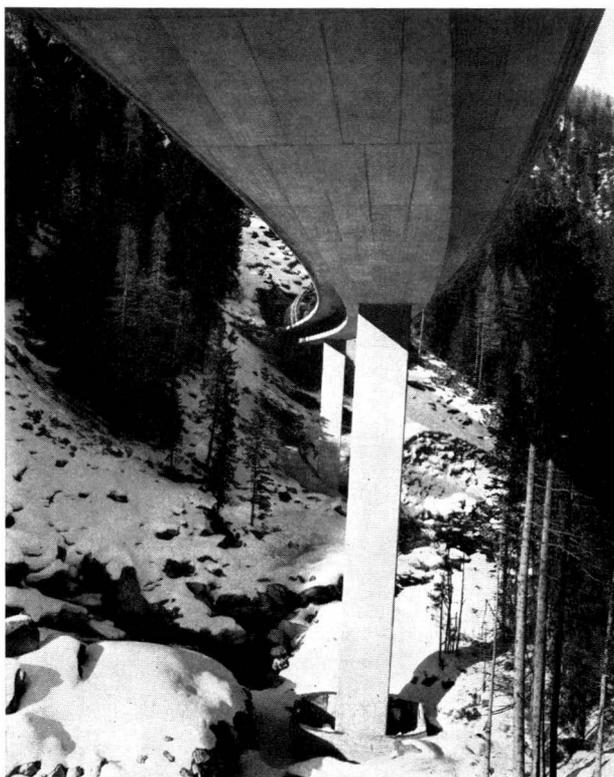


Abb. 2 Brücke mit Blickrichtung Andeer

Beim Widerlager Seite Andeer war die Schuttdecke 20 m stark. Das Widerlager wurde deshalb auf einen 20 m langen im Felsen verankerten Betonzylinder gestellt, der im oberen Teil einen Aussendurchmesser von 2,70 m, unten einen entsprechenden von 5,42 m aufweist.

Dieser Zylinder ist bergseits vertikal durch 32 Felsanker vorgespannt. Er hat den Erd-Ruhedruck des Grenzzustandes des Gleichgewichtes der Schuttdecke mit einer Bruchsicherheit von 1,3 aufzunehmen.

Der Vorteil dieser Zylinderkonstruktion lag darin, dass durch sukzessives Abgraben, Spiessen mit Hilfe einer Kreiszyklinderschale aus «Liner-plates» und Hinterbetonieren, das Gleichgewicht des Hanges nicht gestört wurde. Bei solchen mächtigen Kriechdecken ist diese Fundationsart für Pfeiler und W. L. die einzige Möglichkeit überhaupt sichere und wirtschaftliche Fundationen erstellen zu können. Von 15 m Tiefe an wird eine Vorspannung der Zylinder wirtschaftlich unumgänglich. Die in Richtung Andeer anschliessende Tunnelröhre wurde an ihrem Ende auf einen zweiten Hohlzylinder von 13 m Höhe gelagert.

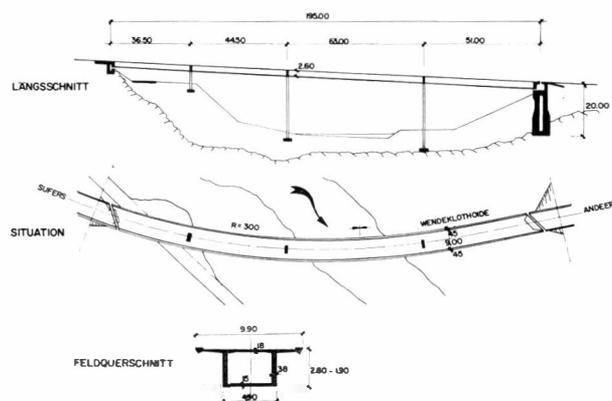


Abb. 1 Abmessungen der Brücke

Kantonales Tiefbauamt Graubünden
Walter Stampf, Dipl. Ing. ETH, KTH

Überführung der Nationalstrasse N 4 im Anschluss Mutzentäli, Schaffhausen

Projektverfasser:
Wissenschaftlich-technischer Experte:
Unternehmung:
Bauausführung:

Wehrli & Weimer, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC, Zürich
Prof. Dr. H. Bachmann, ETH, Zürich
B. Ehrat-Osswald, Neuhausen a. Rheinfl
1971—1973

Durchlaufende Rahmenbrücke aus teilweise vorgespanntem Leichtbeton

Das Tiefbauamt des Kantons Schaffhausen erteilte 1969 den Projektauftrag zur Überführung der stadtwärts gerichteten Spuren der N 4 Barga—Schaffhausen über die neue T 15 Schaffhausen-Thayngensingen. Die Strassen kreuzen sich im Winkel von 35° und mit geringer Höhendifferenz zufolge der Längenprofile im Autobahnanschluss. Ein Mittelpfeiler in der überbrückten Strasse wurde ausgeschlossen. In Grundriss, Längs- und Querschnitten hat sich das Bauwerk an die variablen Krümmungen und Gefälle der 7,5 m breiten Fahrbahn anzuschmiegen (Abb. 1). Als Baugrund fand man heterogene künstliche Aufüllungen vor, welche anfänglich ohne Ordnung und später als Wechsellagerung von Lehm und Felschotter 8—13 m stark auf den harten Kiesuntergrund geschüttet wurden. Bei der Fundation war also aus Bauwerk und Umgebung mit Setzungen zu rechnen. Ein flexibles Tragsystem war vorzusehen.

In dieser Situation entstand dank fortschrittlicher Einstellung der verantwortlichen Behörden das ausgeführte unkonventionelle Tragwerk als vergleichbar wirtschaftlichste Lösung und gleichzeitig erste Strassenbrücke der Schweiz aus Leichtbeton mit Träger- und Hohlkastenquerschnitten. Der dreifeldrige monolithische Rahmen überbrückt die Mittelöffnung bei 55,8 m Spannweite mit einem Hohlkasten von nur 1,50 m Höhe, d. h. einer Schlankheit von

1 : 37. Die 25 m messenden Randfelder haben unten offene TT-Querschnitte leicht variabler Höhe (Abb. 2). Dass der Betonverbrauch für den Überbau i. M. bei nur $0,56 \text{ m}^3/\text{m}^2$ liegt, bewirkt die Arbeitsweise des Rahmens mit V-förmig aufgelösten Pfeilern und günstigem Verhältnis der 29,6 m Randöffnung. Durch Verjüngung der inneren Stiele wird das Lichtraumprofil der T 15 trotz schieferm Verlauf mit dem überhaupt möglichen Minimum von 43,6 m freier Balkenlänge überbrückt (Abb. 1). Die gespreizten äusseren Stiele bilden wie die Lager der Brückenenden je eine Abstützung mit Torsionseinspannung. Schliesslich brachte man die Vorteile des statischen Systems durch die Verwendung von hochwertigem Leichtbeton P 350 BS mit Leca-hd-Zuschlagsstoffen im Überbau zur vollen ökonomischen Wirkung. Bei einem mittleren Raumgewicht von $1,80 \text{ t}/\text{m}^3$ und durchschnittlich etwa 20 % höheren Endfestigkeiten ist die Gewichtsverminderung gegenüber Normalbeton 28 %. Zuzufolge konsequenter Materialausnützung und der um 22 % kleineren Vorspannkabel erreichte man an die 10 % kleinere Querschnitte als beim Vergleichsprojekt aus Normalbeton.

Die Brücke wurde als räumlich gekrümmtes Rahmenwerk berechnet und es gelang, ein ausgeglichenes Spannungsbild des teilweise vorgespannten Überbaus zu erzeugen. Die initialen zentrischen Vorspannungen betragen $26,5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ in den Randfeldern und $37,5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ im Mittelfeld. Die grösste Stützenbeanspruchung ist $180 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Als Nutzlastdurchbiegung sind maximal 25 mm zu erwarten.

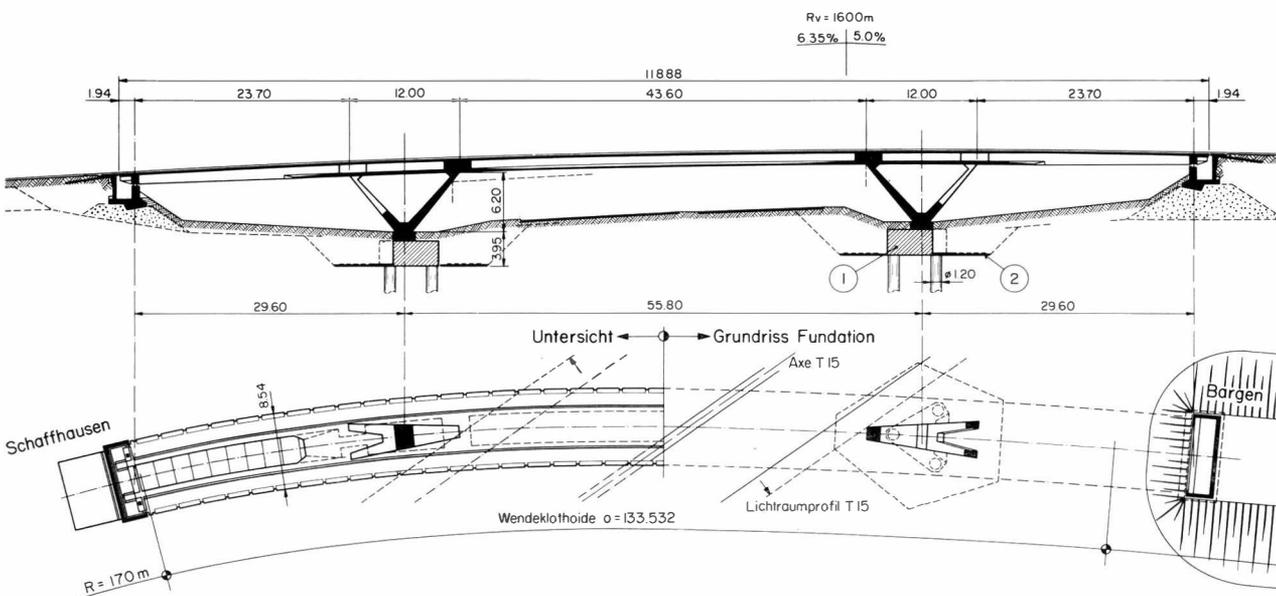


Abb. 1 Längsschnitt und Grundriss: 1 Pfahlbankett, 2 Ankerplatte

Dank flexiblem System und kleinerem E-Modul des Leichtbetons wurde die setzungsfreie Pfahlfundation auf die V-Pfeiler beschränkt: je drei 18 m lange Bohrpfähle ϕ 120 cm System Benoto. Im Grundriss dreieckige Bankette leiten die Pfeilerkräfte in die Pfähle. Einen neuen Weg beging man bei der Aufnahme der von -200 t bis $+400$ t variierenden Kämpferkräfte, welche mit den beiden Ankerplatten durch Reibung auf den Untergrund übertragen werden. Diese optimal geformten Platten waren billiger als an sich unerwünschte «Zugbänder» unter der fertig geschütteten T 15. Die Widerlager gründen hochliegend in den örtlich besser verdichteten Anschlussdämmen. Alle Bauteile wurden technisch und ästhetisch sorgfältig geformt. Durch Wiederholung gleicher Elemente im Überbau wurden die Schalungen trotz veränderlichen Krümmungen und Quergefällen vereinfacht. Zwischen den Trägern ist die Hauptarmierung in der Spannbettvorspannung der vorfabrizierten Betonbretter enthalten. Die Leitplankenbrüstungen bilden eine auf der Baustelle gefertigte Serie von 2,5 m langen Elementen. Vor der Plattenarmierung wie eine Randabschalung versetzt, erhöhen sie dank monolithischem Anschluss die Lastverteilung in der Konsole merklich. 30 cm breite Zwischenräume vermeiden Toleranzfehler und korrosionstechnisch fragliche Fugen und treten zudem am Bauwerk angenehm in Erscheinung (Abb. 3). Die Vorspannung erfolgt mit Kabeln System BBRV. Trotz ausführungsbedingtem Einbau von Gleitkupplungen und festen Innenverankerungen aller Kabel sind die Querschnitte durchwegs unverändert.

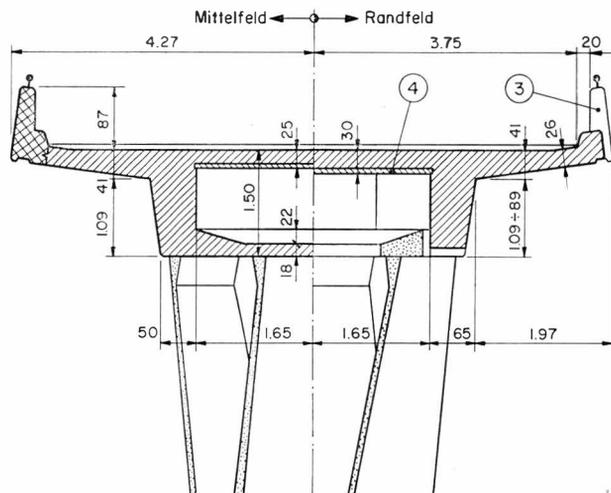


Abb. 2 Querschnitte. Links Mittelfeld, rechts Randfelder. 3 Brüstungselement, 4 Betonbrett

Der Bau erfolgte in 4 Etappen: 1. Pfählung. — 2. Bankette, Ankerplatten, Einschüttung. — 3. Pfeiler samt unterer Platte des Überbaus im V-Bereich mit der gleichen Schalung. Widerlager. — 4. Überbau in 5 Phasen auf Rohrgerüsten System PAL. Dank Herstellung der Überbauquerschnitte in 2 Teilen blieben die Leistungen auf $50-80$ m³ pro Betoniertag beschränkt. So ergab sich mit dem kleinen Personalbestand von $6-10$ Mann ein kontinuierlicher Arbeitsablauf während der 11 Monate effektiver Bauzeit. Lehrgerüst und Schalung konnten mehrfach eingesetzt werden. Während sich die tischförmigen Abschnitte über den V-Pfeilern im schlaff armierten Bauzustand selbst trugen, wurden daher im Mittelfeld spezielle Gerüstjoche zur Höhenregulierung im Falle von Untergrundsetzungen eingebaut. Nachdem mit bescheidenen systematischen Vorversuchen die optimale Leichtbetonrezeptur ermittelt war, stellte man in der Fabrik ohne Zusatzmittel ein stark plastisches Transportgemisch her, das in der Schalung sehr leicht und ohne Entmischungsgefahr zu verarbeiten war. Die in den Fraktionen $3-8$ mm und $8-15$ mm mit Sand $0-3$ mm zusammen gemischten Leichtzuschlagstoffe wurden vorgehässt. Eine einwandfrei regelmässige Oberfläche der Fahrbahnplatte erzielte man durch Abziehen mit Vibrierbalken. Die regelmässigen Sichtflächen des Überbaus unterscheiden sich nicht vom Normalbeton des Unterbaus (Abb. 4). Nach 28 Tagen betragen die Betonfestigkeiten $450-530$ kg/cm². Die für den Leca-hd-Beton typische Langzeitentwicklung lässt mit Sicherheit Endfestigkeiten über 630 kg/cm² erwarten, welche nach 180 Tagen nahezu erreicht sind. Bemerkenswert ist auch die besonders hohe Korrosionsresistenz dieses Leichtbetons.

Das für den Autobahnanschluss entwickelte schlanke Tragwerk zeichnet sich durch Wirtschaftlichkeit aus. Mit eingehender und konsequenter Gestaltung aller Bauteile wurde versucht, den auf die Dauer bedeutsamen Forderungen hoher Korrosionsresistenz und schöner formaler Erscheinung zu genügen. Die Verwendung von Leichtbeton ergab einen technisch und qualitativ überdurchschnittlichen Brückenbau und gegenüber der Ausführungsvariante aus Normalbeton zudem $2-3\%$ Kosteneinsparung.

Klaus Wehrli

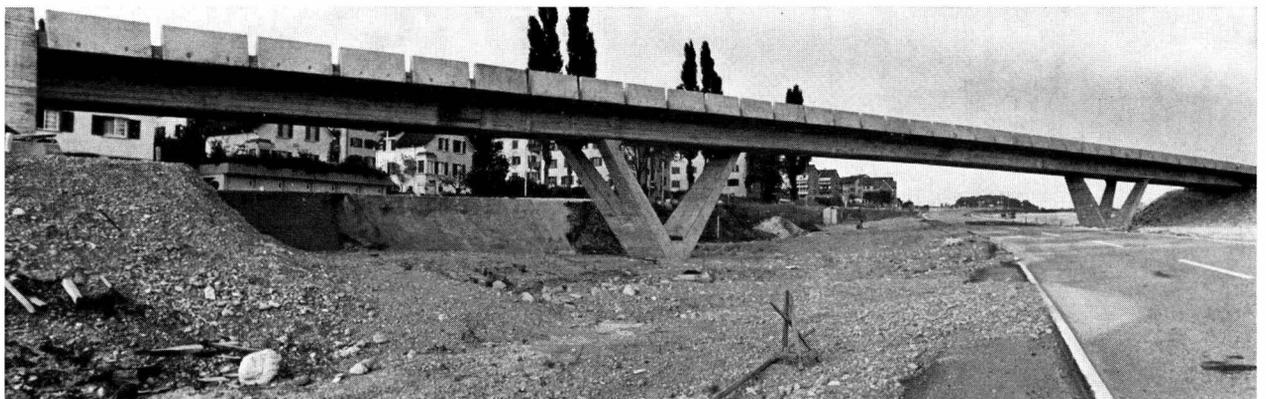


Abb. 3 Brückenansicht



Abb. 4 Untersicht mit der sehr schönen Betonstruktur

Hallen- und Freibad «IM LETTICH», Baar ZG

Bauingenieur: Wehrli & Weimer, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC, Zürich
 Architekt: J. Naef, E. Studer, G. Studer, BSA, Zürich
 Unternehmung: Gebr. Hodel AG, Zug
 Herstellung und Montage der faltwerke: Stahlton AG, Zürich
 Bauausführung: 1970—1972

Hallendach mit grossformatigen Betonfaltwerken

Auf Grund eingehender Planung liess die Einwohnergemeinde Baar ihr in einem sonnigen Abhang gebettetes Hallen- und Freibad als erste Etappe einer grossen Sportanlage bauen. Es umfasst als nördlichen Teil die etwa 50 x 60 m messende Gruppe des Nichtschwimmerbeckens 19 x 27 m und des Schwimmbassins 16 x 50 m mit seitlich angehängter 4 m tiefer Sprunggrube 13,4 x 12 m. Die südliche Schwimmhalle enthält das Schwimmbecken 11 x 25 m samt 4 m tiefer Sprunggrube, das Lehrschwimmbecken und ein kleines Plantschbecken (Abb. 1). Dazwischen liegen im gleichen etwa 44 x 60 m grossen Gebäudekomplex die technischen und Nebenräume, die Garderoben sowie ein Restaurant in 2—4 Geschossen.

Als Baugrund fand man weiche 10—12 m dicke Hanglehme über hartgelagerten Schottern vor. In den Lehmen zirkulierte bis an die Oberfläche Hangwasser, welches vor Baubeginn zur Entsumpfung und Entspannung aller unterirdischen Bauteile in einer permanenten Wasserhaltung gefasst und der natürlichen Vorflut neu zugeführt wurde. Mit den 10—12 m langen verrohrten Ortbetonrammpfählen ϕ 55 cm durchstösst die Foundation die weiche Oberflächzone und ist sicher im Kiesgrund eingebunden.

Vor der Schilderung des besonders interessanten Hallendaches sollen die übrigen Anlagen mit einigen technischen Angaben charakterisiert werden. Trotz Pfählung wurden die Freibassins mit 25—30 cm star-

ken Platten und Scheiben durch schlaffe Armierung und starre Isolation wasserdicht. Sie sind durch Fugen vom Umgang und in sich mehrfach getrennt. Die Pfähle der Sprunggrube können auch als Auftriebssicherung arbeiten. Der Installationskanal zwischen den Bassins wurde als Kranbahn benützt. Der 5-m-Sprungturm ist eine schwingungsfeste, vertikal vorgespannte Betonkonstruktion.

Foundation, Organisation und intensiv geformte Architektur bestimmten im Gebäude die monolithische Tragstruktur aus Wänden, Pfeilern, Flachdecken und Bassinbehältern. Trotz komplizierter Form in Grundriss und Schnitt erreichte man durch das Armierungskonzept, genau vorgeschriebene Betonieretappen und starre Beschichtung vollkommene Dichtigkeit des mit Bodenplatte und Umgang zusammenhängenden Bassins. In der grossen und oft abgesetzten Untergeschosdecke tragen gleitende Fugen den unterschiedlichen Klimabedingungen Rechnung (Abb. 1). Besonderes Interesse verdient die Überdeckung der Schwimmhalle und der vier fingerförmig angegliederten Freibadgarderoben. Bei 18—24 m Spannweite erreichte die Foundation extreme Materialökonomie. Durch Montagebau wollte man komplizierte, teure Gerüste vermeiden (Abb. 3). So entsandten aus der konstruktiven Nutzung der formalen Intentionen des Architekten die äusserst leicht gehaltenen Faltwerkelemente mit Hutprofil von 3 m Breite und 1 m Höhe und Längen von 23,8 bzw. 17,8 bzw. 14,75 m; die Profilstärken betragen in den Flanschen 10 cm und in den

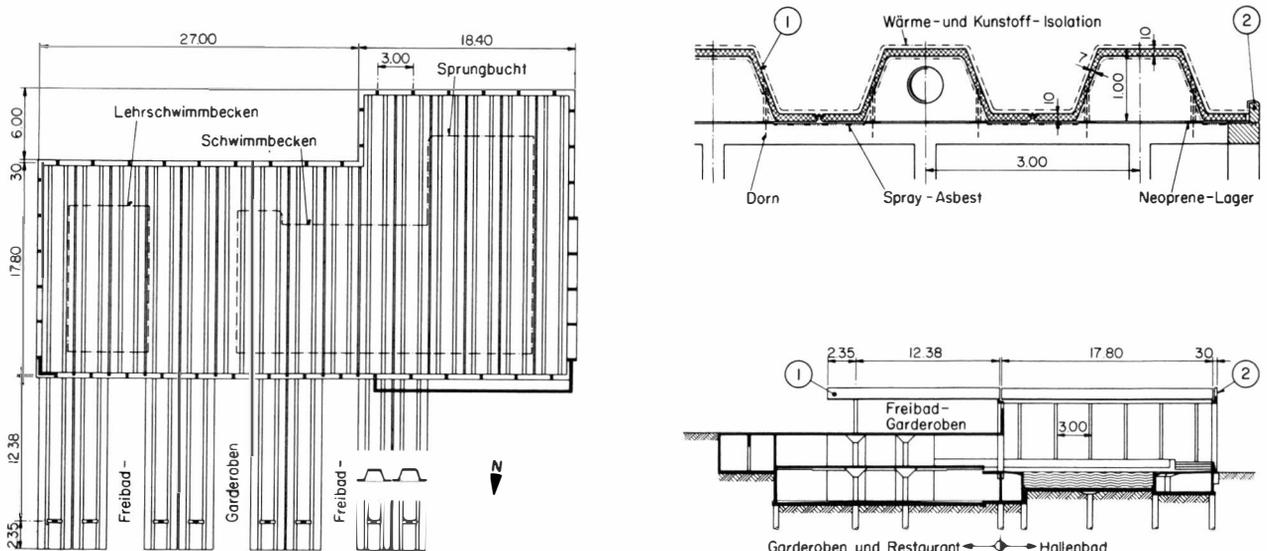


Abb. 1 Grundriss, Querschnitt, Detailschnitt Faltwerke. 1 Faltwerkelement, 2 Ortbetonrand

Stegen 7 cm (Abb. 1). Ihre Anwendung erwies sich in jeder Hinsicht als zweckmässig. Man konnte eine eigenwillige architektonische Gestalt von angenehmer funktioneller Wirkung einem industriellen Herstellungsprozess unterziehen. In einigen Profilen fanden Klimainstallationen sehr zweckmässig Platz. Selbstverständlich hat man die Falwerke eingehend statisch untersucht. Die messbaren Deformationen am Objekt zeigten sehr gute Übereinstimmung mit den Resultaten der Rechnung. Die unsymmetrisch angeordneten Spanndrähte ϕ 4 und 6 mm erzeugten initiale zentrische Spannungen von 22—65 kg/cm². Die rechnerischen Druckbeanspruchungen wurden auf 130—180 kg/cm² beschränkt, Zugspannungen entstehen systembedingt mit etwa 9 kg/cm² nur im engeren Auflagerbereich.

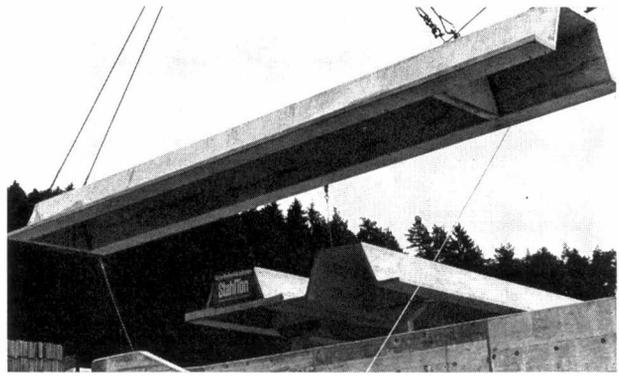


Abb. 2 Montagezustand der Falwerkelemente Seite Freibadgarderoben

Wenn man den Materialverbrauch auf die ganze überdeckte Grundfläche von 1 265 m² bezieht, repräsentieren die folgenden Zahlen die Tragwerksökonomie: Betonverbrauch 0,128 m³/m²; Armierung 147 kg/m³; Vorspannstahl 25,5 kg/m³. Die Elemente lagern mit je einer 18 cm dicken Endscheibe, welche den Querschnitt stabilisiert, beidseitig auf 2 cm Neoprenelagern, die mit einem durchgreifenden Montagedorn versehen waren (Abb. 1). Bei den einseitig auskragenden Teilen der Garderoben liegt der Querschott auf der Stütze, woraus sich die überraschend elegante Erscheinung dieser Profilteile ergibt (Abb. 2). Die Stahlton AG hat die Elemente in ihrem Werk Frick AG über einem massiven Kern hergestellt. Auch dieser bestand aus Montageteilen, welche jederzeit auf verschiedene Längen wieder eingesetzt

werden können. Die äusseren Tafelschalungen erlaubten optimale Verarbeitung des Spezialbetons. Besondere Sorgfalt verlangte die Schalung bei den Endscheiben für das Aufbringen der Spannbettvorspannung. Dem Strassentransport der 23 Elemente mit je 16—25 t Gewicht und der Montage mit einem 150-t-Autokran oblag ebenfalls die Lieferfirma. Die Verformung der Falwerke bewirkt im Verband eine kontinuierliche Änderung der Längsfugenbreite, welche durch Verschweissen der unteren Flanschen in einigen Punkten ausgeglichen wurde.

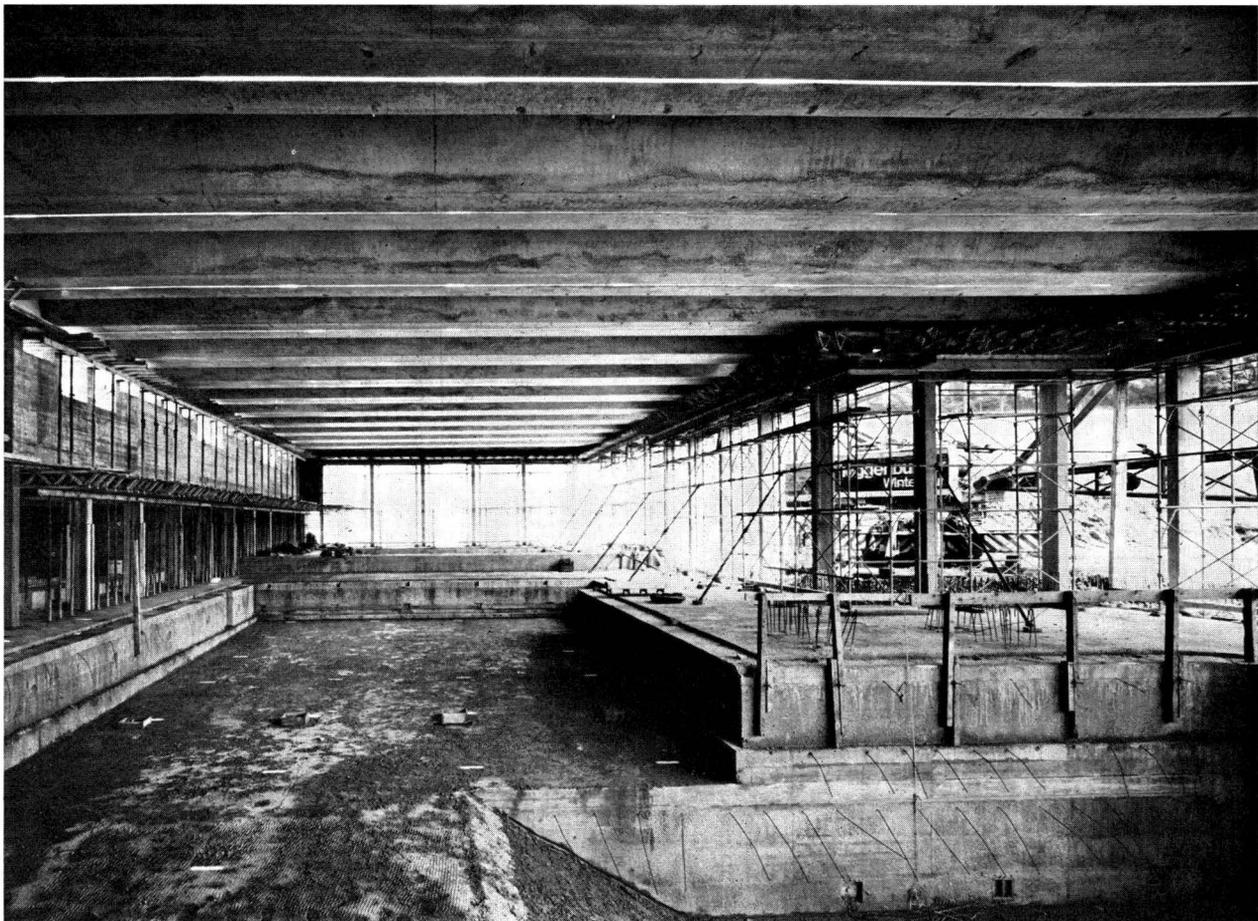


Abb. 3 Schwimmhalle im Montagezustand

Photo: Archiv Stahlton

Durch monolithischen Zusammenschluss der alle 3 m stehenden Stützen mit dem rundum laufenden L-förmigen Randträger (Abb. 1) erzielte man die Horizontalstabilität des Daches. Hierfür wirken durch Zwischenlagerung in der Erdgeschossdecke vor allem die Nordpfeiler zusammen mit ihrer Betonwand und die verstärkten Ostpfeiler als Ortbetonteile. Die übrigen Stützen hat man als Elemente 0,25x0,45x6,15 m an Ort vorfabriziert und in Köcheraussparungen des Untergeschosses versetzt. Die Falwerke der Schwimmhalle wurden als Isolation mit 5 cm Schaumstoffplatten und einer Kunststoff-Folie überzogen. Eine Sprayasbestbeschichtung der Untersicht wirkt als Feuchtigkeitspuffer und akustische Dämpfung. Alle Fugen zwischen den Elementen und der Ortbetonkonstruktion sind mit 2 cm Schaumstoffplatten ausgelegt.

Mit den schlank und leicht gehaltenen Elementen konnte eine äusserst dünne Dachhaut geschaffen werden, welche die Fundation des grossen stützenfreien Hallenraumes nur minimal belastet. Der speditive Bauablauf, die rasche und einfache Montage erweisen die hohe Zweckmässigkeit der hier nach Form und Format erstmals angewendeten Falwerke. Ein besonderer Vorzug ist auch deren schöne Einordnung in den Formverlauf des architektonisch hervorragenden Gebäudes (Abb. 4).

Klaus Wehrli

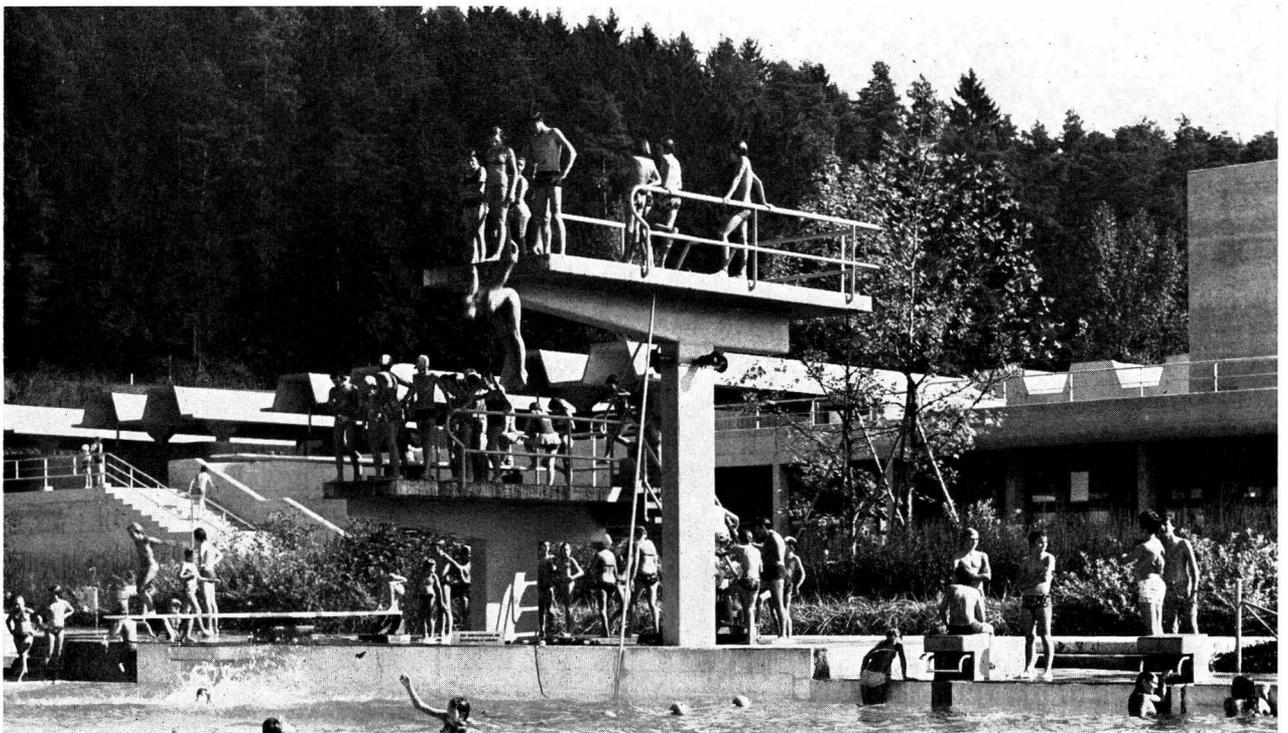


Abb. 4 Ansicht Gebäude und Sprunganlage von Norden

Sporthallen Allmend-Fluntern der Schweizerischen Kreditanstalt in Zürich

Bauingenieur: Wehrli & Weimer, dipl. Ing. ETH/SIA/ASIC, Zürich
Architekt: W. Stücheli + T. Huggenberger und E. Stücheli, Zürich
Unternehmung: Ed. Züblin & Cie. AG, Zürich
Bauausführung: 1970—1972

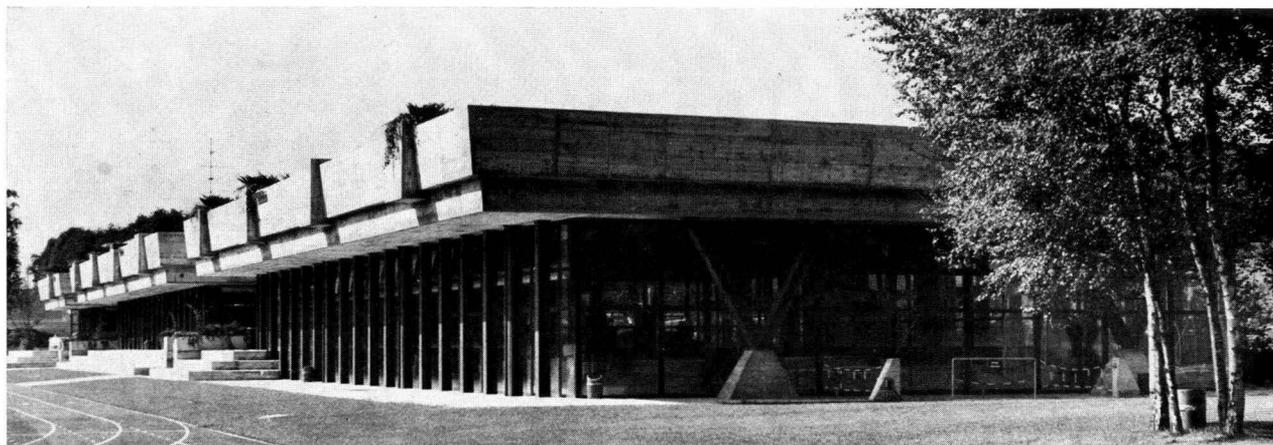


Abb. 1 Gebäudeansicht von Osten

Stützenfreie Überdeckung von Grossräumen mit vorgefertigten Leichtspannbetonträgern

Die Schweizerische Kreditanstalt hat auf dem Zürichberg ein grosszügiges Sport- und Freizeitzentrum für ihr Personal gebaut. Über dem Grundriss von 30 x 130 m gliedern sich die 2—3-geschossigen Gebäude in drei Trakte und zwei offene Zwischenhallen mit vorgelagerten Atrien (Abb. 2). Bauordnung und Gebäudezweck ergaben die grösste Ausbreitung der Grundrisse im Untergeschoss. Das Klubhaus enthält neben Eingangstrakt und Erfrischungshalle 12 x 18,9 m mit darüber liegendem stützenfreiem Aufenthaltstrakt 12 x 15,5 m Freizeit- und Nebenräume, eine Wohnung und Installationen. Turnhalle und Schwimmbad messen je 18,9 x 36 m. Alle grossen Räume sind in den Fassaden lückenlos verglast. Die Turnhalle ist 6,5 bis 7,5 m hoch und ist im Untergeschoss von ihren Nebenräumen umgeben. Beim Bad liegen die technischen Räume ebenfalls unter Terrain. Das Sichtbetondach der Hallen stützt sich auf freistehende Stahlstützen. Eine spätere lockere Aufstockung der begehbaren Dachgärten bleibt vorbehalten.

Diese Arbeit stellt die Tragstruktur der nach dem gleichen System ausgeführten Grossräume dar. Ziel der Konstruktion war, im Rahmen der architektonischen Gegebenheiten einen rationellen Bauablauf und grösste Materialökonomie zu erreichen.

Der Untergrund, eine glaziale Moräne, enthält Wasser. Daher bilden Bodenplatten und Aussenmauern aus Sperrbeton eine wasserdichte Schale. Installationskanäle wurden in die Fundamente einbezogen (Abb. 2). Die Südpfeiler des Klubhauses stehen 2 m vor dem Untergeschoss. Man hat sie unter Ausnutzung der Böschung mit Konsolscheiben abgefangen.

Die Nebenräume sind monolithische Stützzellen der Sporthallen, in die auch das wasserdichte Schwimmbaden einbezogen ist. Dilatationsfugen trennen nur die Turnhalle von den Zwischentrakten (Abb. 2). Aus formalen und konstruktiven Gründen sind die Stahlprofilstützen I HEB 280 auf die Längsfassaden beschränkt. Sie wurden oben und unten biegesteif im Beton verankert und ergeben trotz grossen Windangriffsflächen genügende Gebäudestabilität im Quersinne. In der NE-Fassade und in den Zwischentrakten stehen je zwei V-Pfeiler. Diese geben dem Gebäude die Längsstabilität und sind zugleich formal ansprechende Elemente. Die freie Hallenspannweite ist 18,9 m im Erdgeschoss, wo das Dach 2,73 m auskragt. Dank gegebener Konstruktionshöhe von 0,98—1,08 m konnte sie alle 2 m mit schmalen Rippen und 14 cm Dachplatte überbrückt werden (Abb. 2). Diese Rippen bestehen aus Leichtbeton und wurden mit 110 t- bzw. 185 t-BBRV-Kabeln teilweise vorgespannt. Durch Übergreifen der Anker sind sie in die schweren torsionssteifen Hohlkasten der Auskragung sowohl für Eigengewicht als auch abzufangende Einzellasten eingespannt. Das Obergeschoss Klubhaus überspannen gleiche Binder mit 67—74 cm Bauhöhe und 70 t-Kabeln, die in der grossen Hallendecke abgefangen sind (Abb. 2). Ihrer flexiblen Auflagerung entsprechend, hat man auch die Zwischentrakte als Hohlkasten konstruiert. Hier ergab die Abtrennung der Turnhalle die kürzest möglichen Dilatationsfugen, in welchen die Neoprene-Blocklager und Verzahnungen die Querkräfte beider Richtungen übertragen.

Die Gebäude ergaben also ein klares System des Tragwerkes — konventionell gebautes Untergeschoss, rationell im Taktverfahren aufgerichtete Hallen. Aus

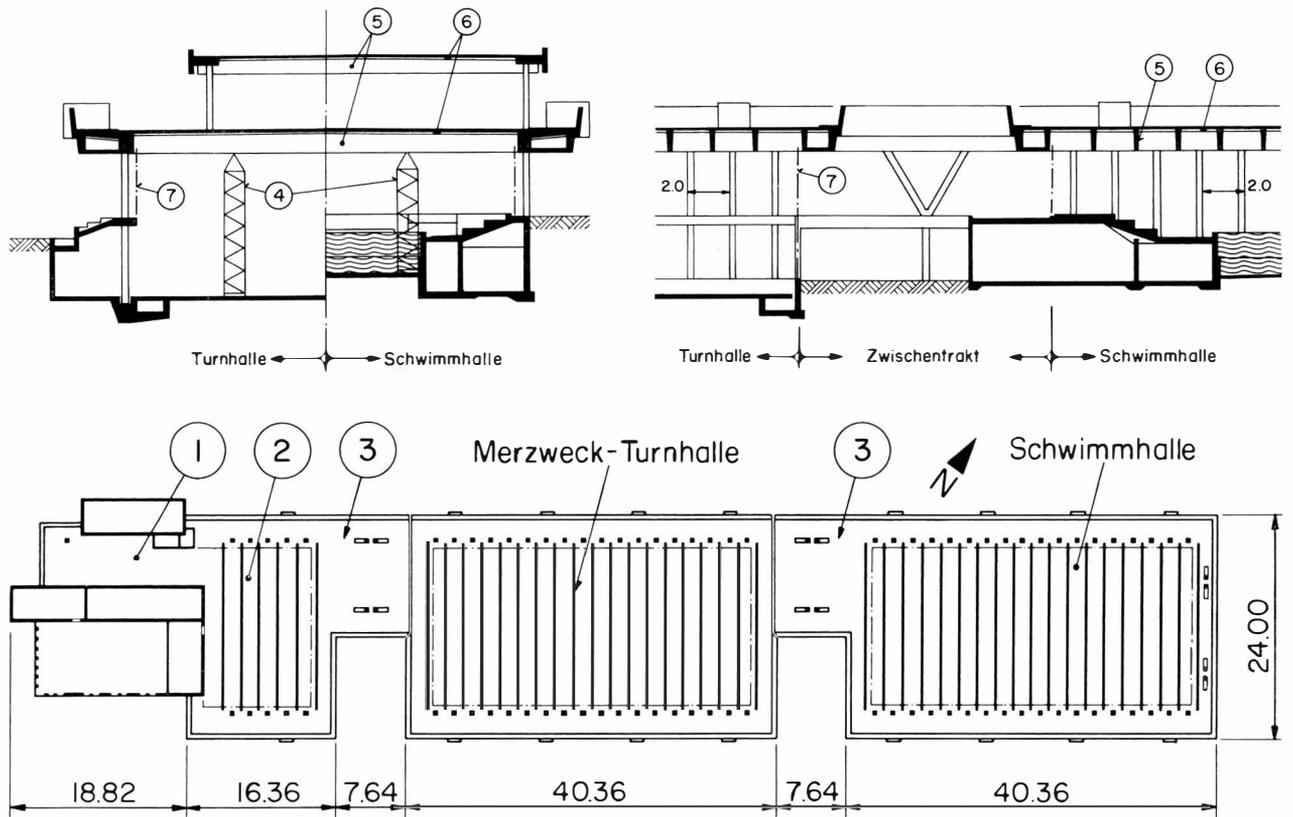


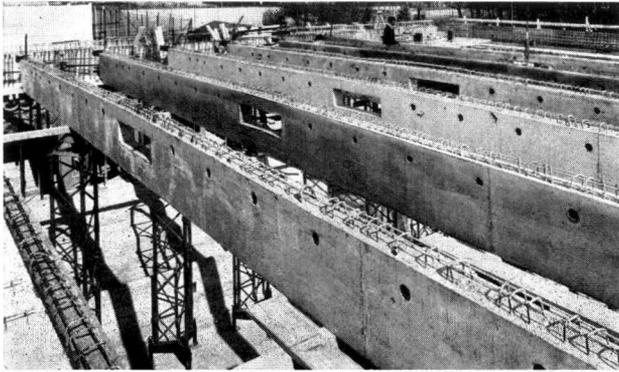
Abb. 2 Grundrisschema. Querschnitte, Längsschnitt.

1 Klubhaus. 2 Erfrischungshalle, Aufenthaltstrakt. 3 Zwischentrakt. 4 Hilfsjoche. 5 Leichtbetonträger. 6 Betonträger. 7 Glasfassade

der Symbiose von Funktion, Tragsystem und Herstellung ging durch die ordnende Wirkung des Architekten die schöne Form hervor (Abb. 1). Nach dem Bau der Untergeschossdecke wurden im 1. Takt die Stahlpfeiler über ein, in der Turnhalle über beide Geschosse in Aussparungen versetzt. Dann entstanden untere Platte und Aussenträger des Dachrandes im 2. Takt. Die geringe Stützhöhe und die verbindende Funktion legten die Fertigung in Ortsbeton nahe. In den Hallen hätten Spriesshöhe und Bodenform ein teures Lehrgerüst der schalungsintensiven Rippendecken erheischt. Daher wurden im nächsten Takt die Binder und ihre Zwischenräume mit vorgespannten Betonbrettern System PRELAM als vorgefertigte Elemente montiert (Abb. 3). Die Verwendung von Leichtbeton P 350 BS für die Binder und die Herstellung auf dem Bauplatz ergab die wirtschaftlichste Lösung. Auf einer Bühne wurden alle 8 Arbeitstage 6 Balken in 3 Doppelschalungen fabriziert — 44 grosse mit 18,34 m Länge, 84—94 cm Höhe und 20—25 cm Breite; 6 kleine mit Abmessungen 15,5 m, 64—74 cm

und 20—24 cm. Nach 4—6 Tagen konnten sie mit dem normalen Kran der Baustelle ausgeschalt und in Zwischendeponie transportiert werden. Im Alter von 14 Tagen hat sie dann der gleiche Kran bei maximal 7,5 t Gewicht in schlaffem Zustand mit beidseitig vortretenden Spannankern und Armierungen auf 2 Zwischenjoche und die Dachränder versetzt. Der 4. Takt vereinigte durch Giessen der 66 cm breiten inneren Randträger und der 9—39 cm dicken Ortsbetonplatten sowie durch Vorspannen der Binder alle Elemente zu einem Monolithen.

Nachdem man mit Probekörpern die Rezeptur bestimmt hatte, wurden die vorgegasteten Leichtzuschlagstoffe Leca-hd in den Fraktionen 0—3 mm und 3—8 mm mit Sand 0—1 mm auf der Baustelle gemischt. Die Zusammensetzung war durch die örtlich lieferbare Sandkonsistenz bedingt und konnte stark plastisch und ohne Zusatzmittel in der Schalung leicht und regelmässig verarbeitet werden. Die Sichtflächen unterscheiden sich nicht von Normalbeton (Abb. 4). Das Raumgewicht war 1,79 t/m³, die



Würfeldruckfestigkeit nach 7 Tagen 300—470 kg/cm², nach 28 Tagen 460—550 kg/cm² bzw. nach 180 Tagen 670 kg/cm².

Der Leichtbeton ergab also mit konventionellen Mitteln Trägerelemente von höchster Qualität, die in einem rationellen Arbeitsablauf mit normalen Methoden der Baupraxis zu einem sehr schlanken räumlich wirkenden Rahmenwerk verbunden wurden. Seine Materialökonomie erscheint in den folgenden Zahlen:

Initiale zentrische Vorspannung: 23,4—39 kg/cm².
 Betonverbrauch: 0,24 m³/m² für die Rippendecke;
 0,35 m³/m² für das ganze Dach.

Armierung: 133 kg/m³. Vorspannstahl: 9,7 kg/m³.

Abb. 3 Montagezustand

Klaus Wehrli



Abb. 4 Innenansicht der Mehrzweckturnhalle

Werkstattgebäude in Grolley (Kt. Freiburg)

Auftraggeber: Direktion der eidgenössischen Bauten
Architekt: R. Benteli, Bern
Ingenieur: Ed. Züblin & Cie. AG, Zürich
Ausführung: Ed. Züblin & Cie. AG, Basel
P. Milani S.A., Fribourg

Problemstellung

Im Zuge des Neubaus eines grösseren Komplexes für die Unterbringung und Reparatur von Fahrzeugen aller Art benötigte die Direktion der Eidg. Bauten eine grossflächige Reparaturhalle. Die Erfordernisse des Betriebes verlangten eine stützenfreie Halle mit günstigen Lichtverhältnissen für die eigentlichen Reparaturarbeiten, entsprechende Lagerflächen für Ersatzteile und Werkzeuge sowie die Anordnung der notwendigen Hilfsbetriebe möglichst nahe bei den zu reparierenden Fahrzeugen.

Die Vorstudien ergaben, dass sich für die genannten betrieblichen Anforderungen ein Rundbau am besten eignet:

Die eigentliche Reparaturwerkstätte wurde im Zentrum angeordnet (Rundhalle), während an der Peripherie sämtliche Hilfsbetriebe und Verwaltungsräume und im Untergeschoss die Lagerräume untergebracht werden konnten (Abb. 1).

In statischer Hinsicht ist die runde Form optimal. Sie erlaubt, die ganze Fläche von rund 2800 m², bzw. 60 m Durchmesser mit einem minimalen Materialauf-

wand stützenfrei zu überspannen. Aufgrund eines Kostenvergleiches für verschiedene Bausysteme wurden die Ingenieurarbeiten an das Ingenieurbüro der Firma Ed. Züblin & Cie. AG in Zürich vergeben, die auch Patentinhaberin für die nachstehend beschriebene Halle ist.

Die Rohbauarbeiten wurden in den Jahren 1968 und 1969 durchgeführt.

Konstruktionsprinzip

Zwischen einem äusseren, von 48 Stützen getragenen Betonring von rund 60 m Durchmesser (Druckring) und einem inneren, hängenden Zugring spannt sich eine Hängeschale aus Beton von nur 7 cm Stärke. Diese ist nach dem Spannbettverfahren radial vorgespannt. Die Vorspanndrähte dienen zugleich als Schalungsträger, so dass sich jedes Lehrgerüst für die im Mittel etwa 12 m hohe Halle erübrigt. Die Mittelöffnung im Innern des Zugringes wurde im vorliegenden Fall nach dem Entfernen des Baukrans geschlossen. Sie könnte aber ebensogut offen gelassen und z. B. mit einer Glaskuppel überdeckt werden.

Bauvorgang

Der Bauvorgang soll anhand von Abb. 2 a—c erläutert werden: Auf einem Kreis von 60 m Durchmesser wurden zuerst die 48 Hallenstützen konventionell erstellt (1). Auf die Stützen wurde der Druckring in Form von 48 vorfabrizierten, trogförmigen Elementen versetzt (2). Anschliessend wurde in Hallenmitte am Boden der Zugring erstellt (4). Er besteht aus Vorspanndraht ϕ 7 mm, der in 300 Umgängen zu einem Torus von 6,20 m Durchmesser und ca. 14 cm Dicke gewickelt wurde. Mit dem gleichen Vorspanndraht wurden haarnadelförmige Schlaufen von 30 m Schenkellänge erstellt und radial um den Zugring gelegt. Anschliessend konnte der Ring samt Radialarmierung in die Ausgangslage hochgezogen und am Kranmast (3) befestigt werden (5, 6, 7). Die Enden der Drahtschlaufen wurden nun aufgezogen (8) und am Druckring mit Keilen (9) in der genau vorgeschriebenen Lage befestigt. Anschliessend wurden die trogförmigen Druckringelemente mit Beton gefüllt (10). Damit waren die Radialdrähte einbetoniert und durch Haftung mit dem Beton zusätzlich verankert. Mit 48 Dywidag-Stangen (12), die auf Felsankern (13) verankert waren, wurde nun der Zugring mit einer Kraft von 1150 t um ca. 1,50 m heruntergezogen (11) und damit die Radialarmierung vorgespannt. Die radiale Vorspannung betrug ca. 1200 t, die Drahtspannung ca. 108 kg/mm². An die vorgespannte Radialarmierung konnte nun die tangentiale schlaffe Armierung und die verlorene Schalung (Perfekta-Platten) angebracht werden (14). Anschliessend wurde der Beton in 2 Tagesetappen à ca. 100 m³ eingebracht. Da sich der Durchhang der Drähte infolge Betongewicht von 2 cm

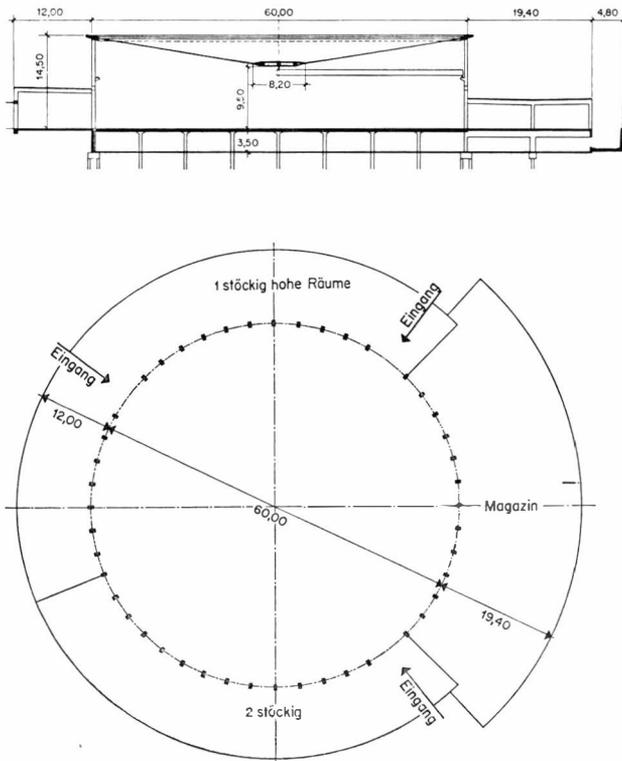


Abb. 1 Grundriss und Querschnitt

auf ca. 20 cm vergrösserte (16), wurde dem Beton Abbindeverzögerer beigemischt, so dass er in der Lage war, die relativ grosse Formänderung unbeschadet mitzumachen. Nach dem Erhärten des Betons wurde die vertikale Vorspannung der Schale gelöst. Dadurch verkürzten sich die Radialdrähte und spannten die Betonschale vor. Anschliessend konnte der Baukran (18) entfernt und die Mittelöffnung geschlossen werden (19).

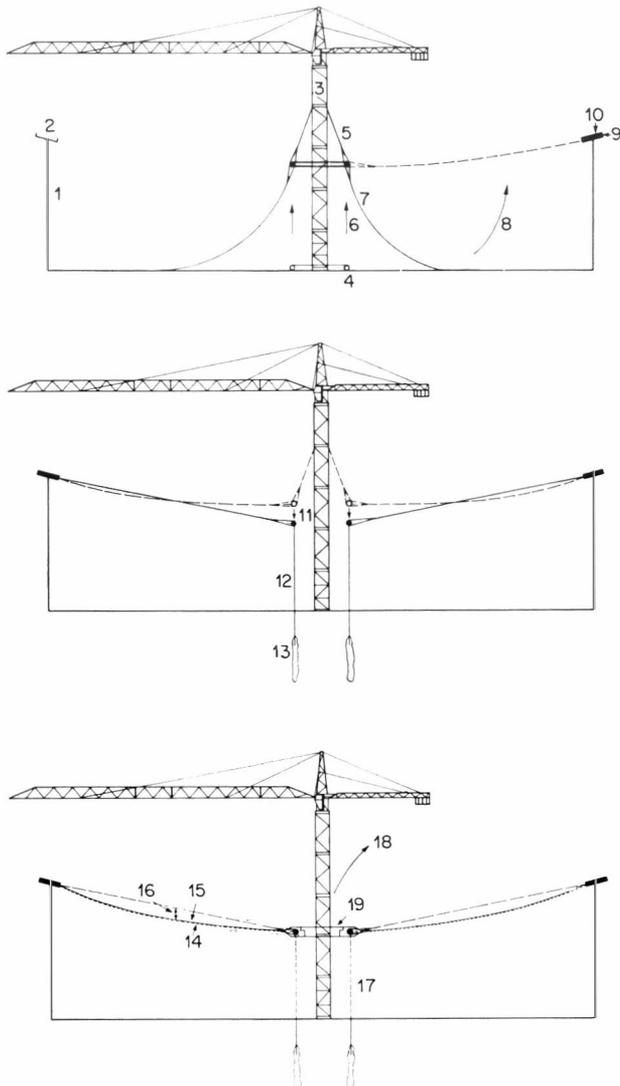


Abb. 2 Bauvorgang

Statische Berechnung

Die statische Berechnung der Schale wurde nach der Membrantheorie unter Berücksichtigung der Randstörungen für alle vorkommenden symmetrischen und unsymmetrischen Lasten durchgeführt. Ausserdem wurde berücksichtigt, dass die Schale in der Lage ist, bei Verstopfung aller 5 Abläufe und der höher liegenden Notabläufe jede praktisch vorkommende Regenmenge unbeschadet zu tragen. Das Dach ist für die normalen Nutzlasten voll vorgespannt. Für die vielen Bauzustände waren ausgedehnte Berechnungen nach der Seilstatik erforderlich. Insbesondere mussten die Verformungen für jede Bauphase genau berechnet werden, da die definitive Höhenlage des Hallenzentrums wegen der Zirkelkrane sehr genau eingehalten werden musste.

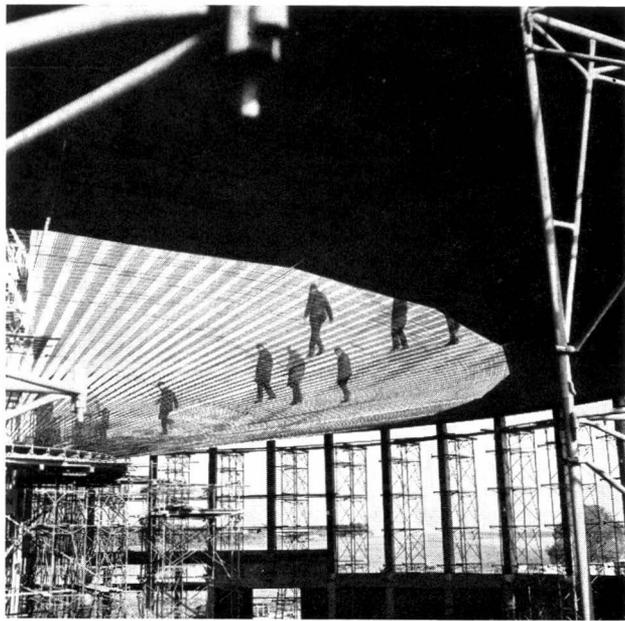


Abb. 3 Fertig vorgespannte Dacharmierung mit teilweise bereits montierter Schalung

Ausführungsprobleme

Die Ausführung der Dachschale stellte wegen der Neuartigkeit der Aufgabe und der erforderlichen hohen Genauigkeit viele Probleme. Zahlreiche Detailstudien und Vorversuche waren erforderlich, um alle auftretenden Schwierigkeiten zu lösen.

Im Zugring treten beim Spannen der Drähte erhebliche Ringkräfte mit entsprechenden Dehnungen auf. Aus diesem Grunde wurde der aus Vorspanndraht gewickelte Torus gewählt, der erst nachträglich einbetoniert wurde. Die Korrosionsbeständigkeit im Innern des Torus wurde durch Injektion mit Epoxydharz erreicht. Das Injektionsverfahren wurde im Vorversuch erprobt und konnte nachher ohne spezielle Schwierigkeiten angewendet werden. Für die sehr konzentrierte Verankerung der Radialdrähte am Zugring war es am einfachsten, diese mit vorgebogenen Schleifen um den Ring herumzuführen. Allerdings konnte nicht zum Vorherein angenommen werden, dass die Vorspanndrähte nach einer Kaltverformung um einen Radius von nur 7 cm und unter starkem Querdruck ihre Festigkeit behalten würden. Auch diese Frage wurde mit Vorversuchen unter verschiedenen scharfen Bedingungen abgeklärt. Tatsächlich hat sich diese Anordnung bei der Ausführung vollumfänglich bewährt. Weitere Probleme ergaben sich beim Richten der Radialdrähte (Toleranz ± 5 mm), beim Aufhängen der verlorenen Schalung an den Vorspanndrähten, beim Betonieren der Schale usw.

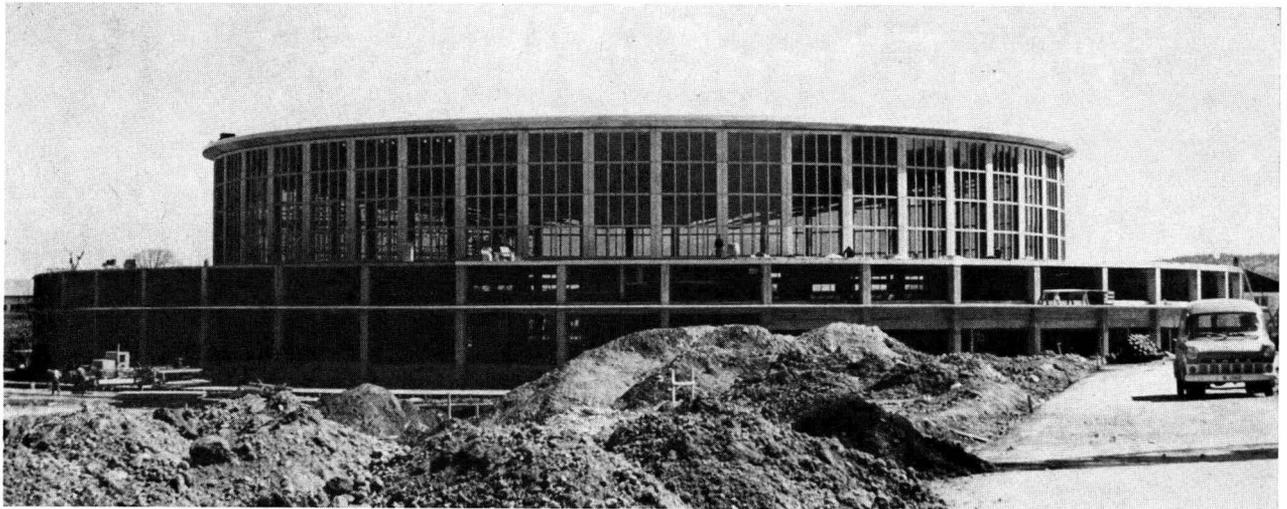


Abb 4 Ansicht der Reparaturhalle

Schlussbemerkungen

Die Halle hat sich im Betrieb bisher bestens bewährt. Die grosse, freie Arbeitsfläche, die mit jedem der drei Krane voll bestrichen werden kann, wirkt durch ihre Übersichtlichkeit und den günstigen Lichteinfall für den Besucher bestechend. Selbstverständlich ergeben sich für die Halle eine Fülle von weiteren Anwendungsmöglichkeiten. Insbesondere ist sie ausserordentlich geeignet als Sportstadion, z. B. für den Eissport. Bei einem Durchmesser von 100 m wäre eine Platzzahl von ca. 10 000 Personen samt zugehörigen Nebenräumen möglich. Daneben bieten sich Anwendungen als Markt- und Messehallen, Parkhallen, Warenhäuser, Einkaufszentren und viele andere an. Der stützenfreie Innenraum ermöglicht eine freie Gestaltung und optimale Ausnützung des verfügbaren Raumes.

O. Hugentobler



