

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 85 (1967)
Heft: 24: SIA - 70. Generalversammlung, Bern. Zweites Sonderheft

Artikel: Arbeitsproben von Berner Ingenieuren
Autor: [s.n.]
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-69479>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 23.02.2026

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

Die neue doppelspurige Eisenbahnbrücke über die Aare bei Worblaufen

Ingenieur: Hans-Peter Stocker, Bern
DK 624.21:625.1

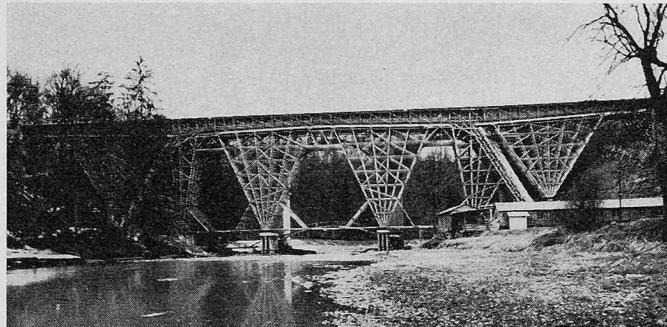


Bild 1. Ansicht des Lehrgerüsts von der Oberwasserseite bei Minimal-Wasserstand der Aare

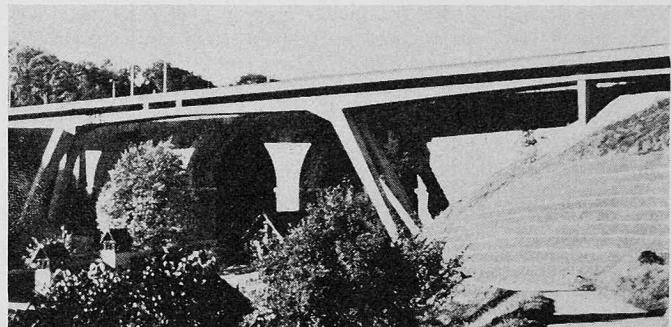


Bild 2. Ansicht der fertigen Brücke von Nordosten. Im Hintergrund ist die alte Sandsteinbrücke sichtbar

Im Zusammenhang mit dem Doppelspur-Projekt der SZB von Bahnhof Bern bis Worblaufen war die Erstellung einer neuen Brücke unumgänglich. Die Kantonale Eisenbahndirektion erteilte daher im Jahre 1960 den Auftrag, eine zweispurige Bahnbrücke in Worblaufen zu projektieren. Dieser Brückenbau bildet zugleich die erste Etappe für den Ausbau der Verkehrsanlagen in Worblaufen.

Besonders schwierig war die Aufgabe, neben einer bestehenden Brücke, die über hundert Jahre alt ist, eine neue zu erstellen. Aus gröserer Distanz werden beide Brücken als Ganzes gesehen. Die Fortschritte der Bau-technik in den letzten hundert Jahren erlauben aber einen nochmaligen Bau im Stile der alten Brücke nicht. Daher galt es eine neue Brücke zu projektieren, die in Material und Formgebung als ein Kind unserer Zeit zu erkennen ist, und die alte Brücke weder verdeckt noch zu stark konkurrenzieren. Von allen untersuchten Formen entspricht die heute ausgeführte diesen Anforderungen am ehesten. Eine Wiederholung der Spannweiten der alten Brücke mit Pfeilern in der Aare würde diese wesentlich stärker stören. Auch die Kantonale Naturschutzkommision konnte sich nach geringfügiger Änderung unserem Vorschlag anschliessen. Damit stand von seiten des Kantons der weiteren Projektierung nichts mehr im Wege, und die eigentlichen statischen und konstruktiven Probleme konnten in Angriff genommen werden.

Die Hauptbrücke wurde als Sprengwerk mit zwei Schrägstützen als vorgespannte Betonkonstruktion konzipiert, während die Lehnensbrücke mit ihren kleineren Spannweiten als Eisenbeton-Brücken mit drei Längsträgern ausgeführt wurden. Bei der Hauptbrücke sind sowohl die Stützen als auch der Hauptträger hohl ausgebildet, wodurch

ein gutes Verhältnis von Nutzlast zu Eigen-gewicht entsteht. Die Hauptbrücke ist voll vorgespannt und durchwegs in Spezialbeton P 350 ausgeführt. Die maximale rechnerische Druckspannung beträgt 180 kg/cm².

Der Baugrund für die Fundamente der Brücke konnte an Hand der Sondierbohrun-gen als mittelmässig bezeichnet werden: Auf der Südseite liegt die Molasse etwa einen Meter unterhalb des Grundwasserspiegels. Da-rüber befinden sich dichtgelagerte Kies-schichten, auf die der Hauptkämpfer abge-stellt ist. Die höher gelegenen südlichen Fundamente ruhen auf lehmig-kiesigem Lockermaterial von mittlerer Tragfähigkeit. Auf der Nordseite konnte der Hauptkämpfer auf den Molassefels abgestellt werden, der hier etwa drei Meter über der Aare liegt und gegen Norden ansteigt, jedoch nicht genügend stark ist, dass auch die höher gelegenen Hang-fundamente auf den Fels fundiert werden konnten. Auch sie ruhen deshalb in einem Lockergestein kiesig-lehmiger Art, zum Teil sogar in der jüngsten Dammschüttung für den Bahnhof Worblaufen.

Genaue Laboruntersuchungen des durch den Fundamentaushub erschlossenen Bau-grundes ergaben, dass die Stabilität des Steil-hanges auf der Südseite ungenügend war, um die Brückenfundamente mit Sicherheit auf-nehmen zu können. Es bestand Gefahr, dass der ganze Hang unter der Auflast der Fun-damente ins Rutschen kommen könnte. Ein-gehende Untersuchungen haben gezeigt, dass der Hang durch Anschüttung von Material stabilisiert werden konnte. Die ganze Bö-schung, die anlässlich des Baues der alten Brücke sehr steil geschüttet worden war, musste so flacher gestaltet werden.

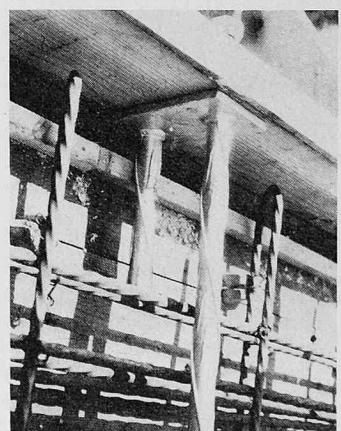
Für die Betonierarbeiten wurde ein Kabelkran installiert. Für die Montage und

Demontage des Lehrgerüsts musste jedoch ein Autokran verwendet werden, da die Prä-zision des Kabelkrans, infolge des schwan-kenden Kabels für den Einbau des Lehr-gerüsts nicht genügte.

Für das Lehrgerüst wurden total 750 m³ Holz, 30 Tonnen Stahlträger und 30 Tonnen Eisenteile (wie Schrauben) verwendet, für die Brückenkonstruktion kamen rund 3000 m³ Beton, 9500 m² Holzschalungen, 250 Tonnen Armierungsstahl und 45 t Vorspannarmierung zur Anwendung.

Die Hauptabmessungen des Bauwerkes sind die folgenden: Totale Länge 200 m, totale Breite der Brückenplatte 11 m mit Erweiterungen an beiden Enden, Höhe über der Aare 30 m, grösste Spannweite zwischen den Kämpferfusspunkten 97 m.

Bild 3. Detail der Geländerpostenbefestigung



Die SZB-Stadteinfahrt Bern

Ingenieur: Hanspeter Bernet, Bern
DK 656.21:656.078

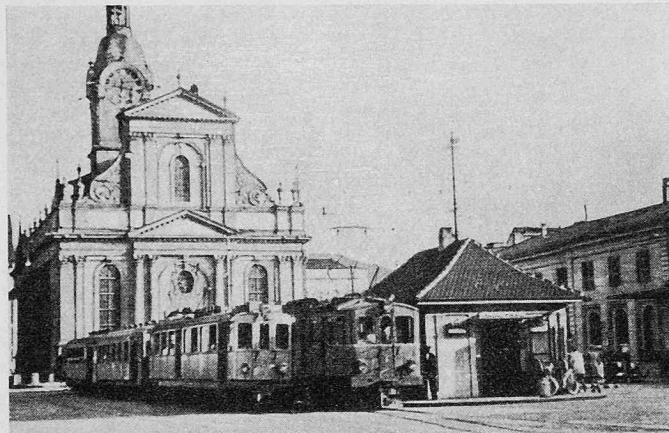


Bild 1. Bern-Bahnhofplatz mit Vororts- und Ueberlandzügen
Zustand vor 1965

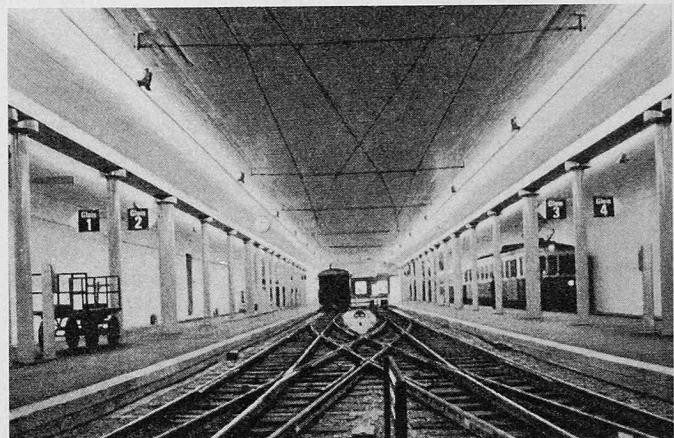


Bild 2. Die neue unterirdische Station Bern—SZB im provisorischen Zustand. Im Hintergrund wird später eine Halle den Uebergang ins Aufnahmegeräude der SBB und in die Neuengassunterführung bilden

Im Frühjahr 1960 wurde mit dem Bau des Schanzentunnels auf der Seite Bahnhof begonnen, während auf dem Areal der abgetragenen Grossen Schanze gleichzeitig die erste Etappe der unterirdischen Station Bern-SZB im Tagbau entstand. Ende 1961 begann die Unternehmergeinschaft SZB-Hirschenpark mit dem Bauschacht im alten Hirschenpark, und am 7. Juni 1962 erfolgte der erste Abschlag im Tunnel, der nun in Nord- und Südrichtung vorgetrieben wurde. Am 5. Juni 1963 wurde der Sohlstollen, 35 m unter der Einmündung der Zähringerstrasse in die Alpeneggstrasse, durchschlagen. Ende Mai 1964 war der Tunnel bis an die Tiefenaustrasse erstellt und in einem knappen Jahr, mit zweimonatiger Strassensperrung, entstand die Unterführung unter der Tiefenaustrasse mit anschliessender provisorischer Auffahrtsrampe. Am 20. November 1965 rollte der erste Zug in die unterirdische Station Bern-SZB ein, die erst mit der Vollendung des SBB-Aufnahmegeräudes ihre volle Nutzlänge erreichen wird. Die unterirdische Station ist in der SBZ 1966, H. 37, S. 652, beschrieben worden.

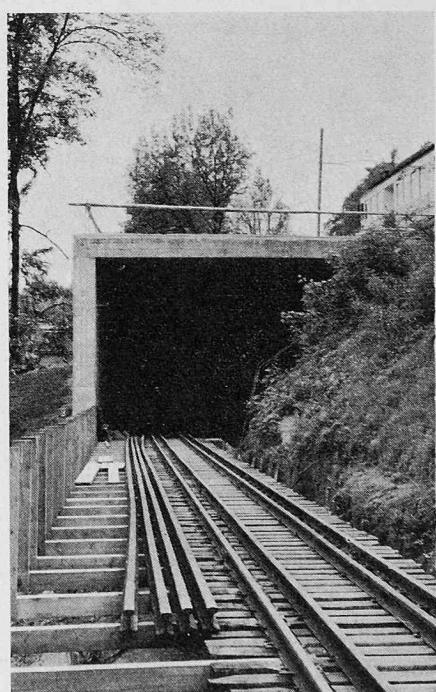
Mit einem grössten Gefälle von 45‰ verläuft der SZB-Tunnel in einer Kurve bis zum tiefsten Punkt unter dem Bierhübeli, um dann mit 12,5‰ zur Unterführung Tiefenaustrasse anzusteigen. Vor der Auffahrtsrampe vereinigen sich die beiden Spuren vorläufig über vier Bogenweichen zur provisorischen Einspurstrecke. Die wechselvolle Baugeschichte findet sich in SBZ 1966, H. 39, S. 686.

Noch während der Arbeiten am Tunnel wurde am 15. März 1964 mit dem Bau der Unterführung unter der Tiefenaustrasse begonnen. Während einer zweimonatigen Sperre der Strasse wurden die Seitenwände entweder auf den Sandstein hinunter oder, wo

dieser bis an die Oberfläche reichte, mindestens bis 3 Meter unter das Strassenniveau erstellt. Die Werkleitungen wurden freigelegt, mit Eisenbandagen versehen und direkt in die auf den gewachsenen Boden darüber betonierte Unterführungsdecke verankert. Nach der Verlegung der Bahn auf die Bergseite und der einspurigen Wiedereröffnung der Tiefenaustrasse konnte der Rest der Deckplatte erstellt werden, während vom Tunnel her die vorhandene Platte auf 65 Meter Länge bergmännisch unterfahren wurde. Eine Zwischendecke, wiederum direkt auf den mit Plastik abgedeckten Boden betoniert, bildet den Boden des Leitungskellers unter der Strasse. Die bergseitige Wand des zweiten Teils des Bauwerkes von etwa 70 Metern Länge wurde im Schlitz unmittelbar neben dem Bahngleis abgeteuft bis auf den standfesten Sandstein. Vorspannkabel verankern die Mauer im anstehenden Felsen, was erlaubte, für den talseitigen Aushub einen Trax einzusetzen. Nach dem Grossaushub wurde die bergseitige Mauer etappenweise unterfangen, dann die talseitige Mauer erstellt und am 16. Februar 1965 als Abschluss die Deckplatte betoniert.

Vor wenigen Tagen ist das Bauprojekt für die Weiterführung der Doppelspur über die Stationen Felsenau und Tiefenau bis zur Worblaufenbrücke abgeliefert worden. Es sieht auf die ganze Länge die Tieferlegung der Nivellette um 6 Meter unter die Strasse vor, wobei die Doppelspur offen dem Hang entlang geführt wird. Später soll die Tiefenaustrasse durch den Einbau einer 2 Meter überkragenden Konsole auf eine Gesamtbreite von 15 Meter ausgebaut werden können. Dieser Ausbau bildet die Voraussetzung für die spätere Einführung der Worblentallinie in den Bahnhof Bern.

Bild 3. Blick in die Unterführung Tiefenaustrasse von der einspurigen provisorischen Auffahrtsrampe her. Im Laufe des Jahres 1966 ist bereits auf eine Strecke von über 200 m die Böschung rechts abgetragen worden und eine Stützmauer erstellt worden. Hier wird nach einigen Jahren der Anschluss an die neuerrichtete Doppelspur erfolgen



Die Nationalstrassen im Stadtgebiet von Bern

Flugbild, Maßstab rd. 1:25 000. Aufnahme

Militärflugdienst, Photomontage Autobahnamt

Angaben über Baubeginn gemäss Programm-
vorschlag der Kommission Hürlimann

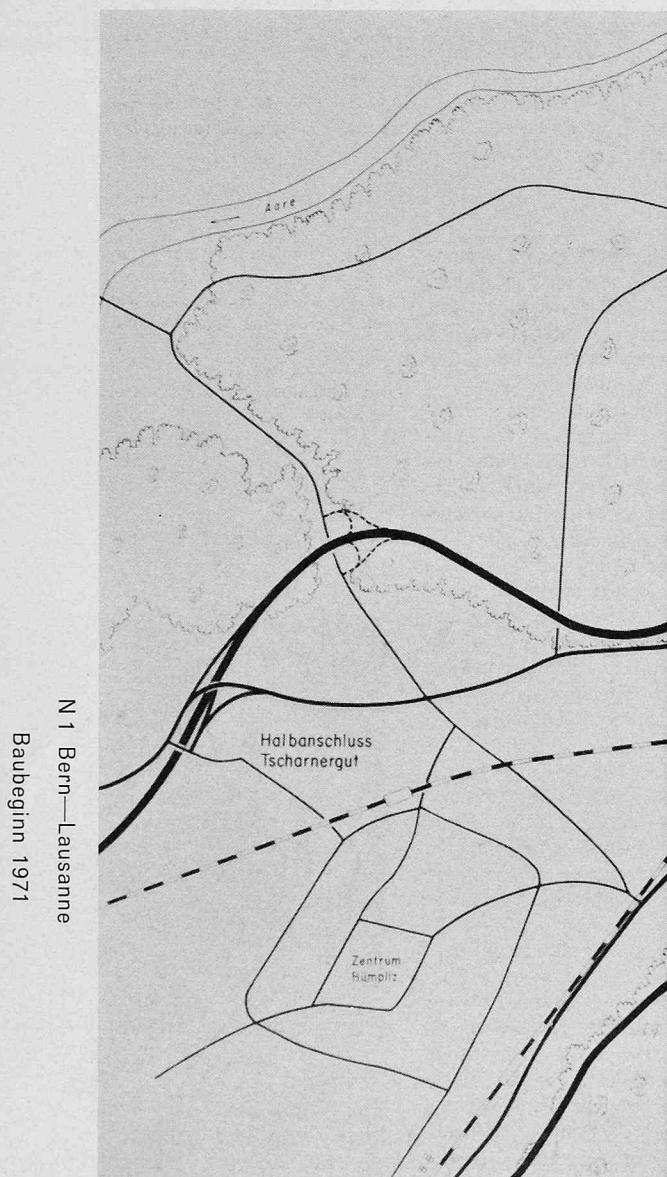
DK 625.711.1

In Bern werden vier Nationalstrassen mit-
einander verbunden:

- N 1 Bern—Zürich (N 1 Nord)
- N 1 Bern—Lausanne (N 1 West)
- N 6 Bern—Thun
- N 12 Bern—Freiburg

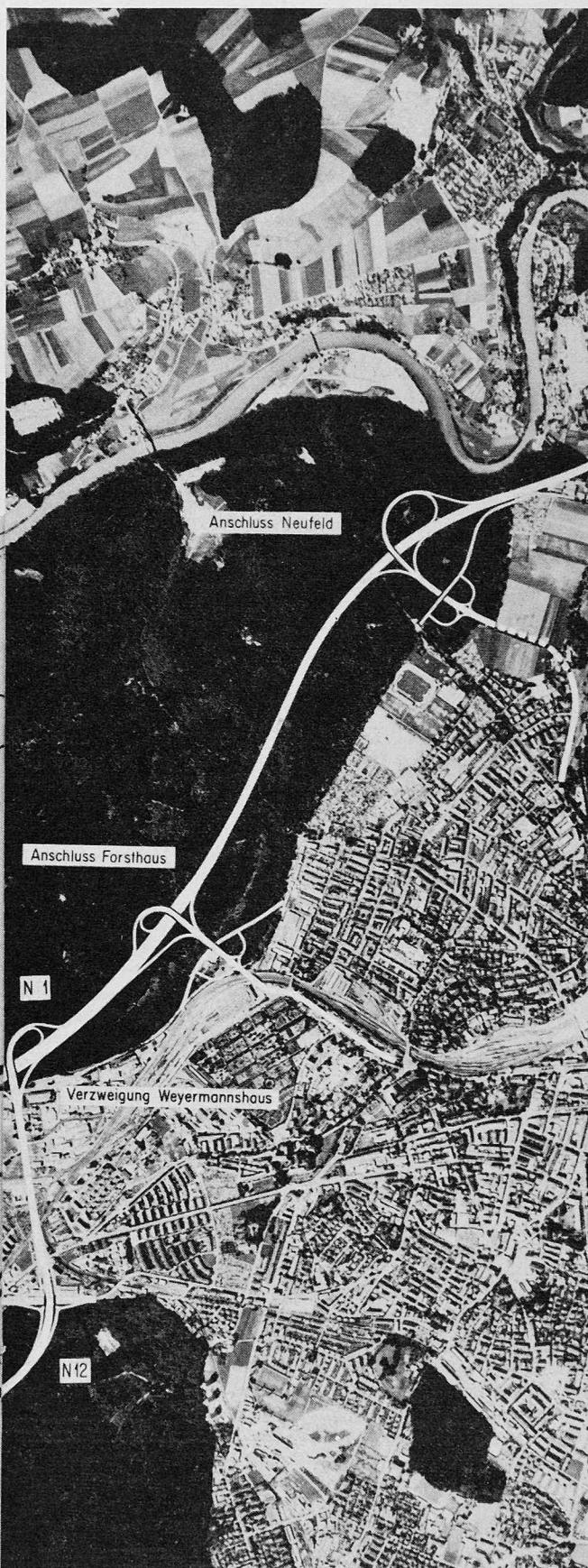
Die Verbindung N 1—N 6 wird hergestellt durch
die Expressstrasse Ost zwischen Wankdorf-
dreieck und Freudenbergerplatz. Baubeginn
1968

Die nördliche Stadttangente zwischen Wank-
dorfdreieck und Verzweigung Weyermannshaus
verbindet die N 1 Nord und die N 1 West. Bau-
beginn 1969



N 12 Bern—Freiburg

Baubeginn 1970



N 1 Bern—Zürich (Grauholzautobahn)

Im Betrieb seit Mai 1962

Autobahnamt des Kantons Bern
Stadtplanungsamt Bern



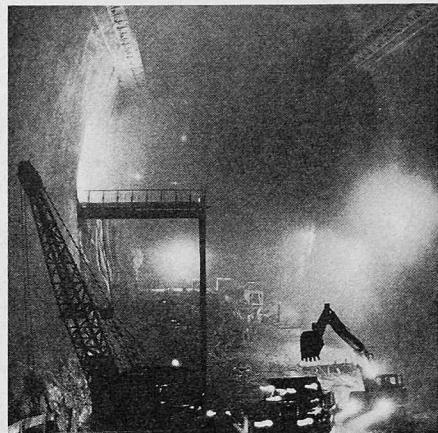
N 6 Bern—Thun
Umfahrung Muri im Betrieb seit Pfingsten 1966

Ein Spannverfahren wird auf dem Weltmarkt eingeführt

Ingenieur: H. G. Elsaesser, Worb

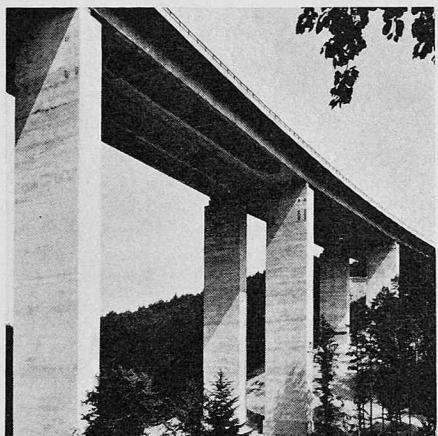
DK 624.012.47:381.1 (100)

Maschinenkaverne Hotzenwaldwerk
Säckingen, Deutschland

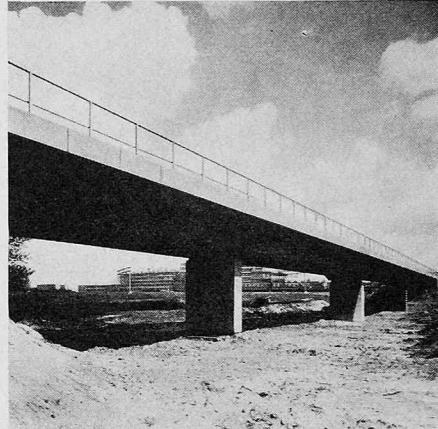
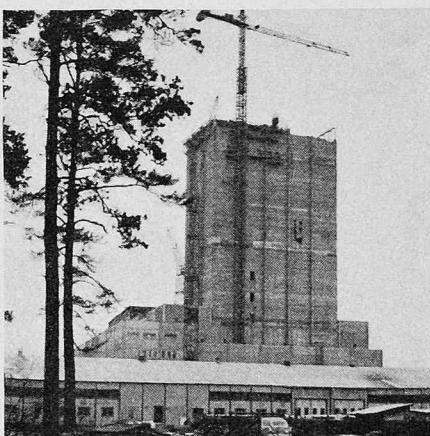


Bei vielen Bauwerken sind die Spannkabel oder auch die Felsanker die «lebenswichtigen» Glieder der gesamten Konstruktion. Die Qualitätsanforderungen an ein Spannverfahren sind dementsprechend gross. Die hier dargestellten Objekte zeigen, wie vielfältig die Anwendung von Spannkabeln ist: Brücken, Staudämme, Hafenbauten, Atomreaktoren, Felskavernen. Der Verfasser und seine Mitarbeiter haben die Aufgabe, das in Bern entwickelte Spannverfahren VSL weltweit zu verbreiten, sei es durch eigene Bauausführung oder durch Lizenzabgabe.

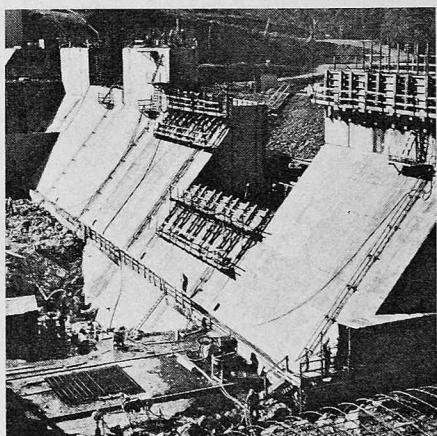
Talübergang Grossram EW 6, Oesterreich



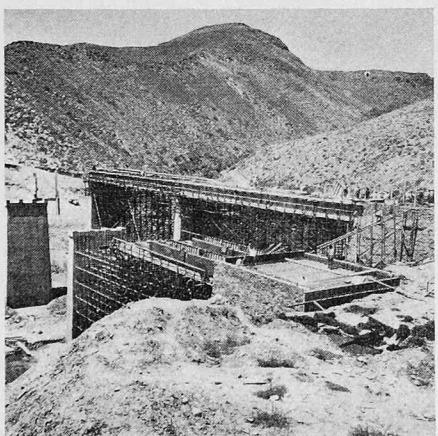
Atomreaktor Marviken, Schweden



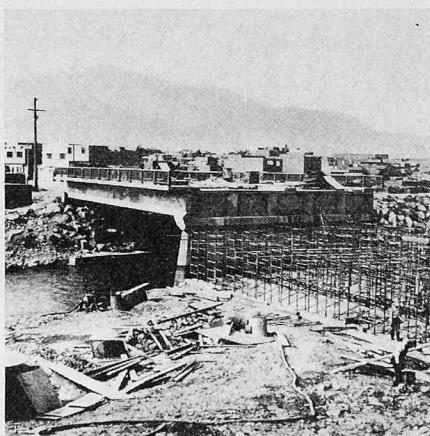
Staumauer Cluny, Tasmanien, Australien



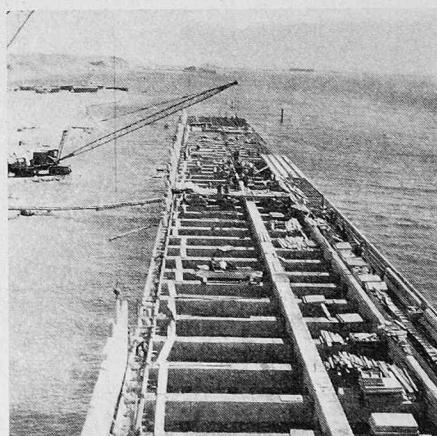
Brücke El Manantial, Mexico



Brücke Duenas, Peru



Hafen Eilat, Israel



Der Autobahnviadukt über den Freudenbergplatz in Bern

Ingenieur: Jean-Denis Robert, Bern

DK 625.739

Der erste Stadtanschluss von Thun her an die Autobahn N 6 befindet sich am Freudenbergplatz in ziemlich gedrängten Platzverhältnissen. Das Anschlussbauwerk in Form einer Trompete besteht zur Hauptsache aus dem 154 m langen Viadukt T 10 über einem Verkehrskreisel und der Tramschleife. Obschon die Brücke voraussichtlich erst 1970 in Betrieb genommen werden soll, entschloss sich das Autobahnamt des Kantons Bern im Juni 1963, den ganzen Anschluss gleichzeitig mit dem Teilstück Bern-Muri zu erstellen, um die Brücke nicht später unter noch schwierigeren Verkehrsverhältnissen bauen zu müssen.

Die Projektionszeit betrug etwas mehr als ein Jahr. Im Oktober 1964 wurden die Pfahlgrundungen gebohrt, im Frühjahr 1965 die zahlreichen Leitungen verlegt und die Verkehrsumleitungen vorbereitet. Im April 1965 wurde mit dem eigentlichen Brückenbau begonnen, der bereits im März 1966 abgeschlossen werden konnte.

Die Untergrundverhältnisse erwiesen sich als besonders schwierig. Noch vor 30 Jahren befand sich im Bereich des heutigen Freudenbergplatzes ein kleines Seelein, und die Sondierungen ließen denn auch eine grosse Torflinse von 80 m Durchmesser und rund 20 m Mächtigkeit erkennen. In den Randpartien findet man zuerst sehr schlechte Lehm- und Siltzonen, die allmählich sandiger werden und sich an eine hufeisenförmige kleine Endmoräne des Aaregletschers anlehnen. Die Molasse befindet sich in 25 bis 30 m Tiefe. Bekanntlich hatten in den vierziger Jahren die umliegenden Gebäude beträchtliche Setzungsschäden erlitten, was ebenfalls zur Vorsicht mahnte.

Als Fundationen kamen nur armierte, grosskalibrige Bohrpfähle in Frage. Die Firma H. Hatt-Haller erstellte nach dem System Benoto 40 Pfähle mit einem Durchmesser von 88 cm, 500 t Tragkraft und einer durchschnittlichen Länge von 27 m. Für die Aufnahme der Widerlager wurden je 6 Pfähle in 2 Reihen und für die Wandstützen je 2 Pfähle erstellt. Die Brückenstützen stehen auf einem starken Riegel, der die Last auf

Bild 2. Untersicht der Brücke

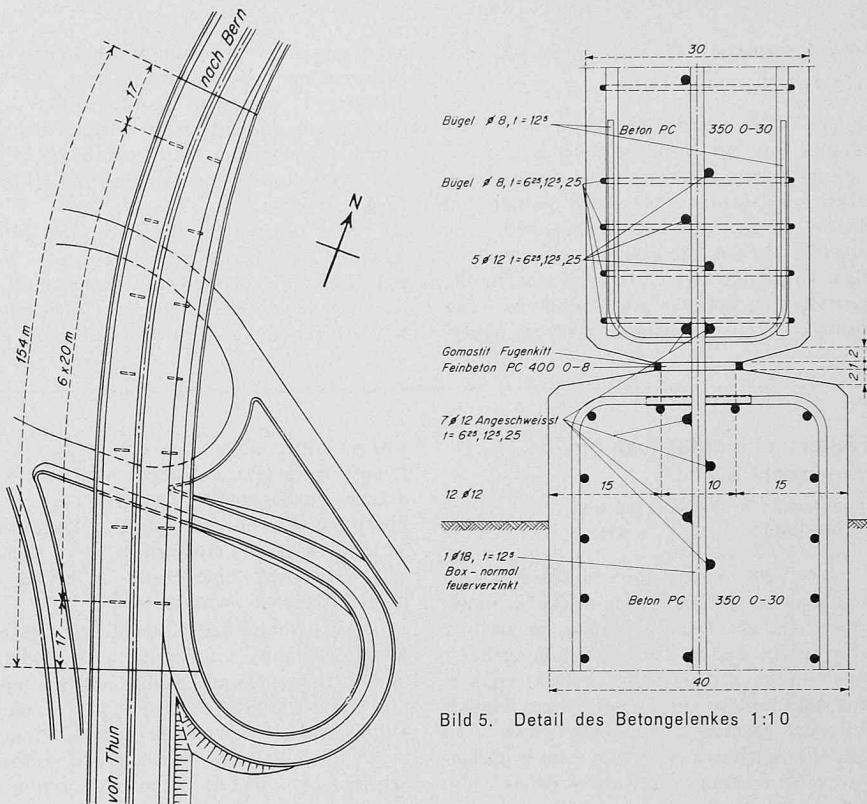
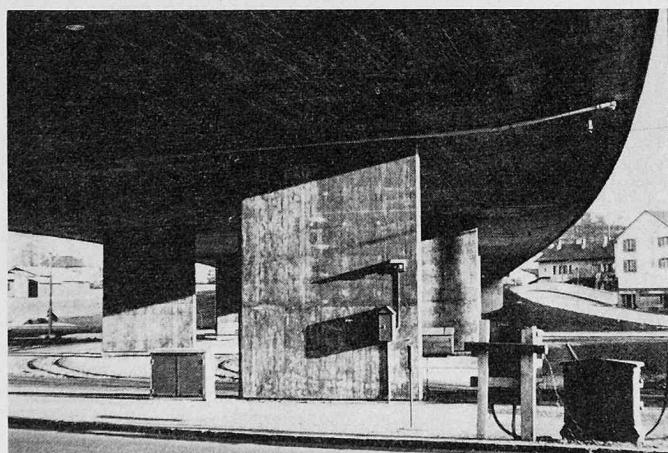


Bild 3. Situation 1:2000

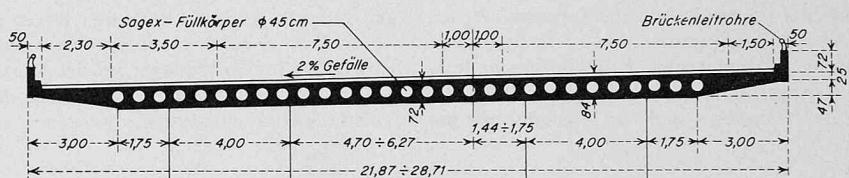


Bild 4. Querschnitt 1:250

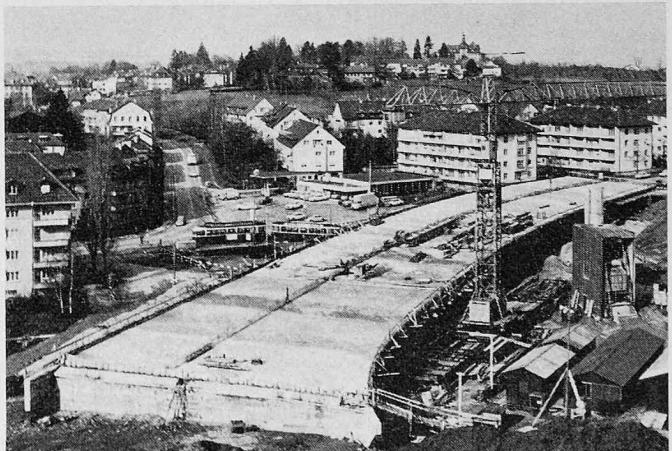
4 Pfähle verteilt und der auch zur Abstützung des Lehrgerüstes diente.

Für das feste Widerlager Nord wurden von Anfang an Pfähle vorgesehen. Beim beweglichen Widerlager Süd, wo die Anforderungen geringer und die Bodenverhältnisse etwas besser waren, schien es vernünftig, im Einvernehmen mit dem Bauherrn den Versuch zu wagen, die Kosten für eine Pfahlung in der Höhe von rd. 80000.— Fr. einzusparen. Das Widerlager wurde besonders leicht konzipiert und als erster Bestandteil der Brücke gebaut. Durch sofort aufgebrachte Überbelastungen

hoffte man, ein beschleunigtes Ausklingen der Setzungskurve zu erreichen. Offene Fugen sollten die Bewegungen erleichtern, und für den Fall des Misslingens wurden als Ausweichmöglichkeit Ansatzstellen zur Befestigung von Pfählen eingeplant. Nach 8 Monaten Beobachtungszeit, als die Brückenplatte in den zwei letzten Feldern zur Ausführung kommen sollte, zeigte es sich, dass ein Teil des Widerlagers, wie gehofft, nach anfänglichen Setzungen stabil geblieben war, der

Fortsetzung auf S. 472

Bild 1. Gesamtansicht der Brücke nach beendeter Betonierung



andere Teil hingegen sich noch immer stark bewegte und ein Ausklingen der Setzungen, die schon etwa 12 cm betragen, nicht absehbar war. Man entschloss sich deshalb, mit einem zusätzlichen Kostenaufwand von 10000.— Fr. doch zu pfählen. Wir erwähnen diese Umstände hier deshalb so ausführlich, weil die Nachpfahlungen Anlass zu einer kleineren Pressekampagne gegeben haben.

Dem gegenüber sind durch Reduktion der Brücke längen von 180 m auf 154 m allein 300000 Fr. eingespart worden. Die Tragfähigkeit des Bodens, der die schweren Dammlasten aufzunehmen hatte, wurde mit Hilfe des Vibroflotationsverfahrens der Firma Losinger verbessert.

Eine bedeutende Rolle bei den Wirtschaftlichkeitsüberlegungen spielten die Stützen. Sehr weitgehende Optimierungsüberlegungen legten praktisch alle Dimensionen fest. Abstände von 20 m bzw. 17 m in den

Randfeldern erwiesen sich als optimal und ließen sich überdies gut in unser Fixpunkt-Netz einpassen. Die Stützen wurden als Doppelpendelwände von 4 m Breite und 30 cm Stärke ausgebildet. Die sehr einfachen Betongelenke oben und unten haben sich bewährt.

Bei der Brückenplatte zeigten Vergleiche, dass eine vorgespannte Konstruktion etwa gleich teuer zu stehen gekommen wäre wie die gewählte Stahlbetonausführung. Der Entscheid erfolgte aufgrund von konstrukt-

Teufelsschluchtbrücke bei Hägendorf SO

Ingenieure: H. Wanzenried und O. Martinoia, Bern DK 624.6:624.012.4

Etwa 900 m vor dem Portal des Böllentunnels überquert die Südrampe der Nationalstrasse N 2 die Teufelsschlucht, welche hier 65 m tief ist (Bild 1). Zur Überwindung dieses Hindernisses schlugen die Projektverfasser eine Bogenbrücke vor. Dieses System bot sich bei den gegebenen topographischen und fundationstechnischen Verhältnissen gleichsam selber an, und die gewählte Lösung stellte sich dann auch als sehr wirtschaftlich heraus.

Zwei schlanke Gewölbe mit 85 m theoretischer Spannweite und 3,50 m Breite im Scheitel tragen die scheibenförmigen Pfeiler. Die Fahrbahnkonstruktion ist im Grundriss leicht gekrümmt und läuft von einem Endwiderlager zum andern über drei Felder des Zufahrtsviadukts und die Bogenöffnung auf

150 m Länge durch. Sie besteht aus sechs Längsträgern (Plattenbalken) und der 25 m breiten Fahrbahntafel. Querträger sind nur über den Pfeilern angeordnet. Die ganze Brücke wird in Anbetracht der kleinen Stützweiten der Einzelfelder in schlaff armiertem Eisenbeton ausgeführt.

Die Flanken der Schlucht bestehen aus Kalkfels (Malm), der ziemlich stark zerklüftet und stellenweise mit Hohlräumen (Bolus- und Huppertaschen) durchsetzt ist. Die starke Klüftung des Felsmaterials erfordert besonders auf der Westseite beträchtliche Aushubarbeiten bis zur Freilegung einer genügend standfesten Fundationsfläche. Dabei erwies sich die Wahl einer Bogenbrücke als vorteilhaft, weil die zerklüfteten Felspartien durch die geneigte Auflagerkraft unter einem günstigen Winkel belastet werden. Das schlucht-abwärtige Bogenwiderlager auf der Westseite fiel in den Bereich einer Kluft, welche durch einen Sockel überbrückt werden musste

(Bild 2). Die Prognose der Geologen bestätigte sich auch darin, dass unter dem westlichen Endwiderlager ein rd. 15 m tiefer, zum Teil mit Lehm ausgefüllter Hohlräum ange troffen wurde, dessen Füllung mehr als 100 m³ Beton erforderte.

Beide Widerlager sowie der erwähnte Sockel unter dem Bogenwiderlager wurden mit Felsankern zurückverankert. Außerdem hat man versucht, in den direkt belasteten Felspartien unter den Bogenwiderlagern mittels Zementinjektionen die Hohlräume so weit als möglich auszufüllen.

Die Brücke wird in je zwei Längshälften pro Bauetappe erstellt. Im ersten Baujahr 1966 hat man beide Endwiderlager, beide Gewölbe und die drei Felder des Zufahrtsviadukts ausgeführt. Die Überbauten über den Bogen müssen abschnittsweise entsprechend der Belastbarkeit der Gewölbe gegossen werden. Erst nach der Demontage der Lehrgerüste kann die Mittelfuge geschlossen werden.

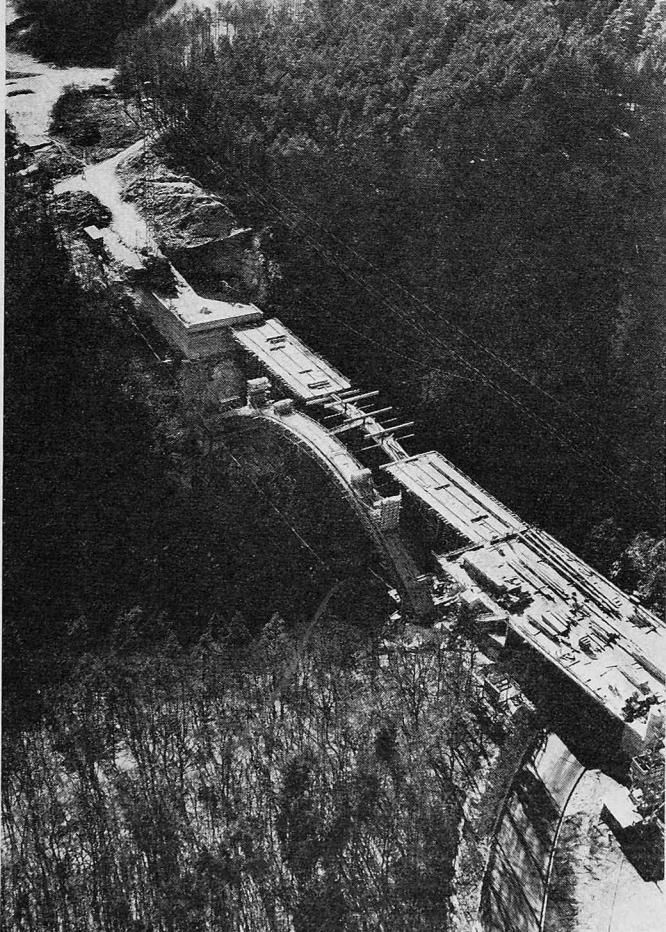
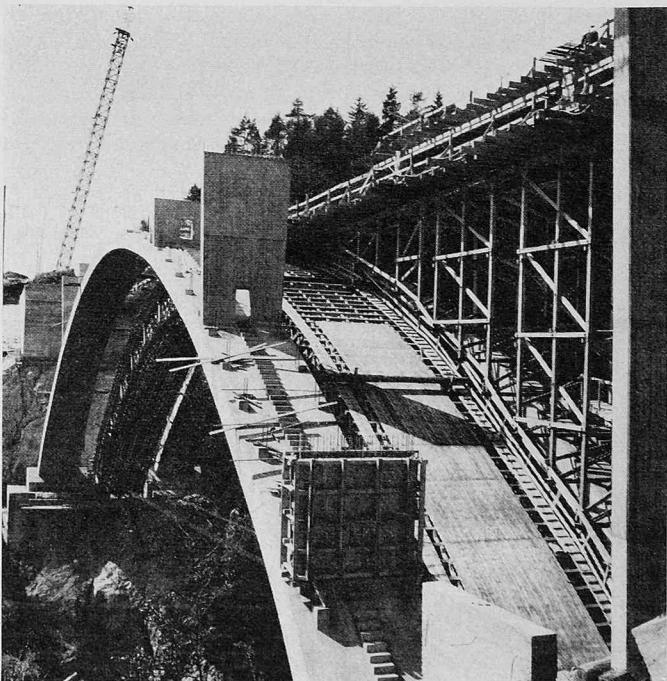


Bild 1 (links). Teufelsschluchtbrücke, Gesamtübersicht der Baustelle, Bauzustand März 1967. Rechts die korrigierte Kantonsstrasse und der Zufahrtsviadukt

Bild 2. Bauzustand 12. April 1967. Brücke I eingerüstet zum Betonieren der Fahrbahn, Bogen II ausgeschaltet. Das Lehrgerüst ist in die Mitte zurückverschoben



tiven Überlegungen. Auch wären durch die Vorspannprogramme und die zweimalige Wiederverwendung des Lehrgerüstes Terminschwierigkeiten entstanden. Die Stärke der 8 Felder überspannenden Brückenplatte konnte frei auf 72 cm bestimmt werden. Durch Einlegen von Luxit-Schaumstoffköpfen wurde das Eigengewicht der Felder stark reduziert. Bei der Ausführung fiel die stark veränderliche Geometrie sehr nachteilig ins Gewicht. Die Brückentiefe variiert von 20 m bis 29 m; die Längsneigung beträgt 0,5 %.

3,0% und das Quergefälle 2 \div 5%. Die Brücke beschreibt eine Kurve von 200 m Radius. Die Spannungen konnten durch Modellversuche im baustatischen Institut von Prof. Dr. H. von Gunten überprüft werden und zeigten eine gute Übereinstimmung mit den berechneten Werten.

Obschon der Bau fast durchwegs durch wirtschaftliche und konstruktive Überlegungen bestimmt wurde, ist ein ästhetisch befriedigendes Tragwerk entstanden. Die gemachten Anstrengungen haben sich auf die Bau-

kosten positiv ausgewirkt, lautet doch die Abrechnungssumme auf 2346800.— Fr. (Kostenvoranschlag vom August 1964 2347000.— Fr.) Der Quadratmeterpreis beläuft sich somit auf 524.— Fr.; darin sind alle Brückenarbeiten enthalten inkl. Belag, Geländer, Fahrbahnübergänge, Entwässerungen, Anpassungen usw. Ein Vergleich mit dem Richtwert des ASF von 660.— Fr./m² für Brücken ähnlicher Spannweiten zeigt, dass hier eine sehr preisgünstige Lösung gefunden werden konnte.

Lehrgerüste der Teufelsschluchtbrücke bei Hägendorf

Ingenieure: H. Keller und M. Frutiger, Thun

DK 624.057.5

Als Gerüstform für den Eisenbetonbogen wurde ebenfalls ein Bogen gewählt. Damit wurde die beachtliche Tiefe der Schlucht auch für das Gerüst bedeutungslos, und die Gerüstfundamente fielen praktisch mit den Betonbogen-Fundamenten zusammen. Die Wahl der Gerüstbogenaxe war recht schwierig, da der Betonbogen mit seinen konzentrierten Stützenlasten einer geknickten Ideallinie folgt, während der Lehrgerüstbogen mit seiner verteilten Last zwar statisch eine gerundete Ideallinie hätte, aber den Betonbogen doch die geknickte Lehren muss. Außerdem bestand der Wunsch, die Zeichnungs- und Abbindearbeit der Bogenelemente auf wenige Typen zu beschränken. Die aus diesen Forderungen schliesslich resultierende Kompromiss-Bogenaxe ergab Schalungsschiftungshöhen bis zu 26 cm.

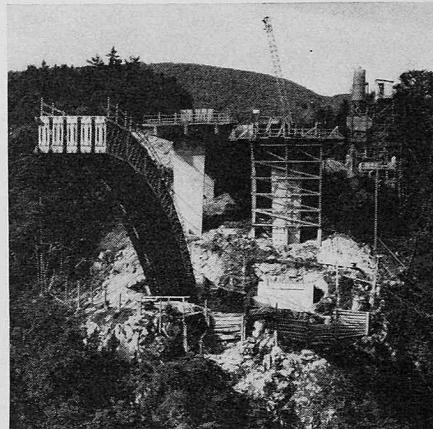
Für den Aufbau und den tragenden Zustand des Gerüstes wurde der Bogen als beidseitig eingespannt vorausgesetzt. Diese Voraussetzung erwies sich als leicht erfüllbar, da es gelang, die einzelnen Belastungszustände beim etappenweisen Betonieren des Bogens so zu kombinieren, dass in keinem Fall Zugkräfte im Ober- oder Untergurt des Holzfachwerkes der Bogenelemente aufraten. Ein Wechsel des statischen Systems auf Zweigelenkbogen mit Zugband für den unbelasteten Bogen half die Probleme der Verschiebung lösen. Die statische Berechnung der Schnittkräfte und Deformationen für alle Lastfallkombinationen wurde nach dem STRESS-Programm auf einer IBM-Maschine durchgeführt.

Für die Montage hat man den Bogen in 15 Elemente unterteilt. Je 7 Elemente wurden von jeder Seite im Freivorbau aufgebaut und nach rückwärts abgespannt. Nach dem Einsetzen des Mittelelementes wurden die Längsabspannungen gelöst. Die Windabspannungen quer zum Boden wurden verstärkt, um auch den Winddruck auf die Schalung aufnehmen zu können, und die Seitenbewegung des

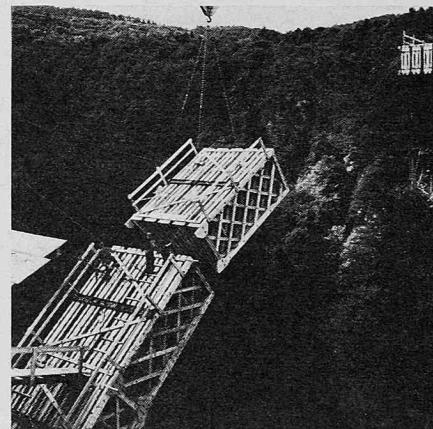
Gerüstes während des Betonievorganges auf ein Minimum zu beschränken. Nach dem Erhärten des ersten Bogens wurde das Zugband eingebaut und gespannt, das Lehrgerüst abgesenkt und dann als Zweigelenkbogen auf Wälzrädern in die neue Lage verschoben. Ausgebaut wird das Gerüst in der Mitte zwischen beiden Bogen, durch den zuletzt zu schliessenden Schlitz zwischen den beiden Fahrbahnplattenhälften.

Der Zufahrtsviadukt und die genügend hohen Teile des Überbaus über dem Bogen wurden mit einem normalen hölzernen Ständer- und Fächergerüst geschalt. Dabei wurde der zu schmale Bogen mit Eisenträgern verbreitert. Für die zweite Brückenhälfte werden die Gerüste verschoben, wobei in der Bogenpartie der in die Mitte zwischen beiden Betonbogen verschobene Lehrgerüstbogen als Zwischenauflager dient. Über den Bogen scheiteln war es nötig, die Stahlträger zur Verbreiterung des Bogens über der Fahrbahnplatte anzurichten und die Schalung herunter zu hängen.

Seitliches Verschieben des Lehrgerüstes. Auflagerkonstruktion und Verschiebebahn auf der Ostseite



Freivorbau des Lehrgerüstes, östlicher Teil mit sieben Elementen fertig montiert



Teufelsschluchtbrücke, Freivorbau des Lehrgerüstes



Verzweigung der N 1 und N 2 in Härkingen SO

DK 625.739

Ingenieur: Adolf Weder, Bern

Die Flugaufnahme des gesamten Anschlussbauwerkes zeigt den Bauzustand vom Februar 1967

Im Dreieck links:

| | |
|---------------|--------------------|
| Objekt X1 | |
| Spannweiten | 28,5 + 39 + 28,5 m |
| Brückenbreite | 12,75 m |
| Trägerhöhe | 1,20 m |
| Klotoide | (zu $R = 300$ m) |
| Schiefe | 30° |

Im Dreieck vorne:

| | |
|------------------|---------------------|
| Objekt Z58 | |
| Spannweiten | 30 + 58,6 + 30 m |
| Brückenbreite | 12,75 m |
| Trägerhöhe | 2,20 m über Stützen |
| | 1,60 m in Feldmitte |
| Horizontalradius | $R = 300$ m |

Im Dreieck hinten:

| | |
|------------------|---------------------|
| Objekt Z59 | |
| Spannweiten | 30 + 64 + 30 m |
| Brückenbreite | 12,75 m |
| Trägerhöhe | 2,20 m über Stützen |
| | 1,60 m in Feldmitte |
| Horizontalradius | $R = 350$ m |

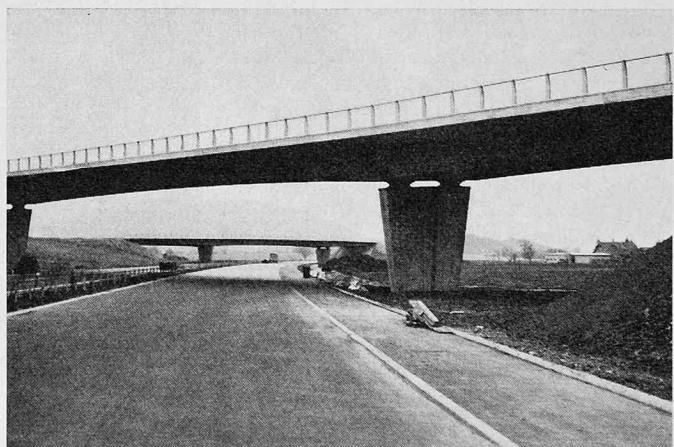


Verzweigung der N 1 und N 2 in Härkingen SO. Photo Comet aus Südwesten

Objekt Z 59, im Hintergrund Objekt X 1



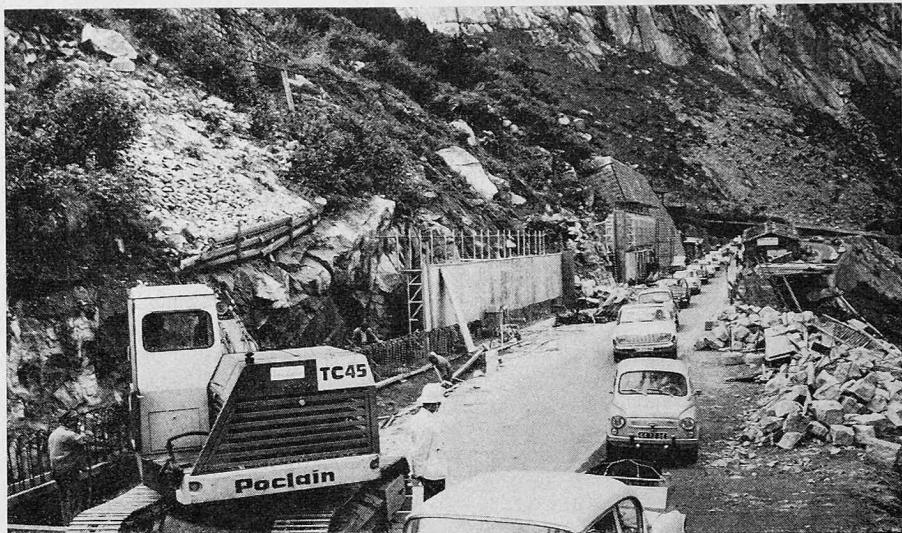
Blick in Richtung Zürich. Im Vordergrund Z 58, hinten Z 59



Lawinengalerien in der Schöllenenschlucht, Kanton Uri

Ingenieure: M. Balzari, E. Blaser,
S. Schudel, Bern

DK 624.182



Ueberschwere Lawinengalerie (MS). Endlose Autokolonnen erschweren die Bauarbeiten. Bauzustand Juli 1966

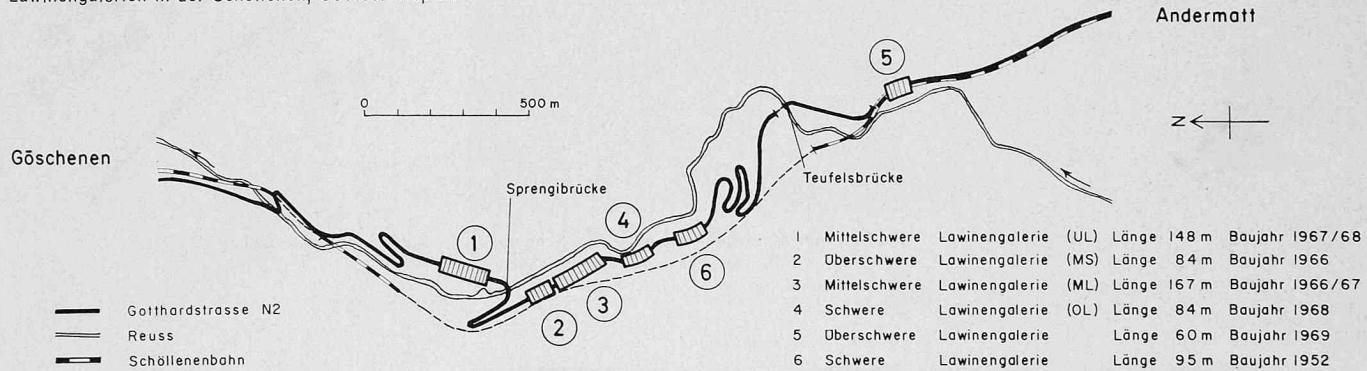
Die ständige Bedrohung der Strassenbenutzer durch Lawinen während der Winterperiode und die Notwendigkeit, die Verbindung Göschenen–Andermatt das ganze Jahr offen zu halten, macht den Bau von fünf Lawinengalerien notwendig. Die Verfasser hatten Gelegenheit, in einer Arbeitsgemeinschaft mit dem Kantonalen Bauamt Uri die Bauten in drei Etappen zu planen. Als erste Etappe wurden im Sommer 1966 eine schwere

vorfabrizierte Eisenbetongalerie (MS) und die Fundamente und bergseitigen Stützmauern der nächsten Galerie (ML) erstellt. Die Galerie musste sich im letzten Winter bereits unter den Lasten von einigen schweren Lawinenniedergängen bewähren.

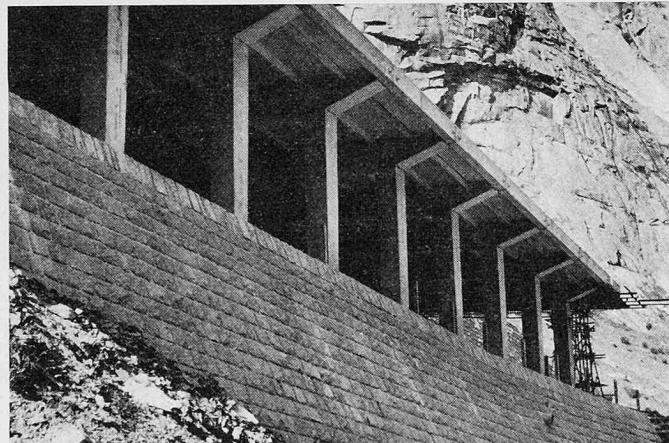
Die engen Platzverhältnisse und der intensive Verkehr vor allem in den Sommermonaten (max. Stundenverkehr im August = 932 Motorfahrzeuge) verlangten eine straffe,

auf genauen Verkehrsuntersuchungen (zulässige Längen von Einbahnstrecken und Wartezeiten) beruhende Baustellenorganisation, eine möglichst weitgehende Elementbauweise, Nacharbeit und umfangreiche Sicherheitsvorkehrungen bei den Sprengarbeiten. Die Wartezeiten konnten nicht zuletzt auch infolge der guten Disziplin der Verkehrsteilnehmer auf ein erträgliches Mass reduziert werden.

Lawinengalerien in der Schöllenenschlucht, Übersichtsplan



Ueberschwere Lawinengalerie (MS), Blick vom alten Gotthardweg. Bauzustand Oktober 1966



Ueberschwere Lawinengalerie (MS), Elemente fertig montiert. Bauzustand Oktober 1966



Lawinenverbauungen im Berner Oberland

Forstingenieur: **W. Schwarz**, Interlaken
DK 624.182

Zum Schutze von Siedlungsräumen und (wo dies die wirtschaftlichere und zweckmässigere Lösung darstellt) auch zur Sicherung von Verkehrswegen werden in den Lawinenanrissgebieten gegliederte und vorfabrizierte Schneebücken u.a. (Bild 1) eingebaut, welche die Schneedecke abstützen und ein Anbrechen der Lawinen verhindern. Die stabilisierende Wirkung einer solchen Stützverbauung am «Tanngrindel» ist deutlich sichtbar in Bild 2 (Lawinenniedergang am 21. März 1967), wo aus den unverbauten Hangteilen die Schneemassen in nicht bewohnte Gebiete abstürzen, während die Lawinen aus der Verbauzone früher den westlichen Dorfteil von Brienz bedrohten.

Als Grundlage zur Dimensionierung der Stützwerke dient der statisch wirkende Schneedruck, der im wesentlichen von der

lotrechten gemessenen Schneehöhe, von der Bodenrauhigkeit und vom Raumgewicht der Schneedecke abhängig ist; mögliche dynamische Kräfte (Lockerschneelawinen und lokale Schneebretter) werden durch geeignete Werkanordnung in Schranken gehalten. Für eine Schneebrücke gemäss Bild 2 mit einer wirksamen Rosthöhe von 300 cm (senkrecht zum Hang gemessen, = 425 cm lotrechte Schneehöhe), einer Hangneigung von 45° und extrem glatter Bodenoberfläche errechnet sich beispielsweise eine hangparallele Schneedruckkomponente von 6,4 t/Laufmeter. Die Kosten der Anrissverbauungen belaufen sich auf rund 0,4 bis 0,8 Mio Fr. pro Hektare Verbaufäche. Im Berner Oberland wurden in den letzten 10 Jahren mit grossen Beiträgen von Bund und Kanton für rund 6 Mio Fr. insgesamt 7500 Laufmeter Stützverbauungen erstellt. In den genannten Kosten sind auch die Aufwendungen für die Wiederherstellung von zerstörten Schutzwaldungen oder die Neubegründung solcher Wälder enthalten; diese rein forstlichen Massnahmen stellen grundsätzliche Bedingungen von Bund und

Kanton an die Gewährung von Beiträgen an Lawinenverbauungen dar.

Um die Lawinenanrissgebiete und dort befindliche Stützverbauungen möglichst zu entlasten, werden in geeignetem Vorgelände Trieb schneewände (Bild 3) von 3 bis 5 m Höhe errichtet, in deren Windschattenräumen der vom Wind mitgeschleppte Schnee zur Ablagerung gezwungen wird. Weitere windbeeinflussende Bauten werden auf Kreten und Gräten zur Verhinderung der Gwächtenbildung aufgestellt (vgl. «K» in Bild 1).

Eine besondere Art der passiven Lawinenschutzbauten (Lawinenablenkwerke, Direktschutzbauten, Galerien usw.) stellt in Kombination mit einer Stützverbauung am Wilerhorn die Bremsverbauung Alpogli (Bild 4) zum Schutze des Dorfes Brienzwiler dar. Die bremsende Wirkung auf Fliesslawinen wird hier erreicht durch ein Feld von bis zu 5 m hohen Bremshöckern (Erdkegel) von durchschnittlich 430 m³ Inhalt, die von einem Fangbecken mit Auffangdamm von 170 m Länge und 5 bis 7 m Höhe abgeschlossen sind.

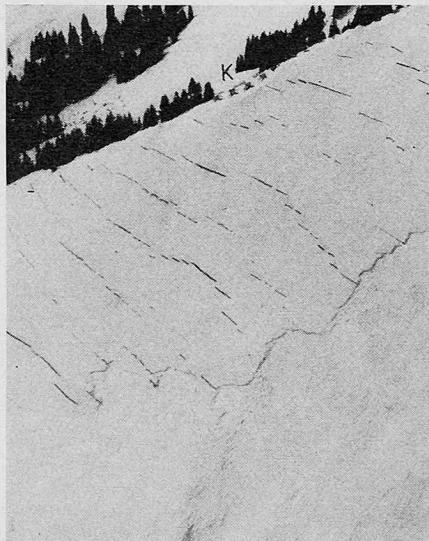


Bild 1. Im Anrissgebiet eingebaute Schneebücken. Bei K ein Windschutzverbau gegen Gwächtenbildung

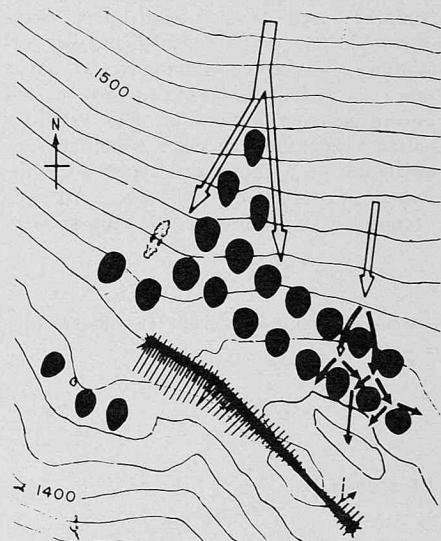
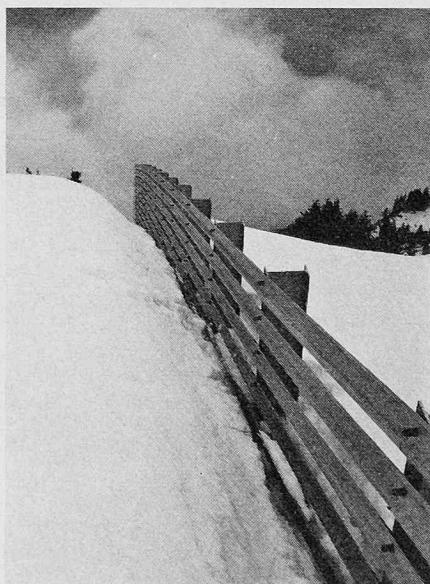


Bild 4. Bremsverbauung Alpogli

Bild 2. Stützverbauung



Bild 3. Trieb schneewand



Die Lawinengalerie im «Spreitlauigraben» der Grimselstrasse

Ingenieur: Ernst Bühlmann, Thun

DK 624.182

Die jährlich oft mehrmals niedergehende Lawine unterhalb Guttannen schnitt jeweils dieses Dorf vom Verkehr ab. Wie man vor 22 Jahren die Verbindung mit Guttannen wieder herstellte, zeigt Bild 1. Nicht umsonst wurde diese Lawine mit dem Zunamen «Brotlau» bezeichnet, eben weil die Schneeräumungsarbeiten früher eine willkommene Arbeitsbeschaffung waren. Später hat man

jeweils mit modernen Maschinen einen Weg durch die Lawine gebahnt, wie Bild 2 aus dem Jahre 1957 zeigt, worauf auch die immer wieder zu ersetzen Holzbrücke sichtbar ist. Die an dieser Stelle gemessene maximale Schneehöhe betrug 17 m.

Es ist sicher kein Luxus, wenn nun hier eine rund 130 m lange Lawinengalerie erstellt wird. Während des Sommers 1966 wurden die Bauarbeiten begonnen. Auf Bild 3 ist der zuerst erstellte Abschnitt zum Betonieren der Galeriedecke bereit. Am linksseitigen Bildrand sind Rippen erkennbar, in welche Alluvialanker eingeführt werden, um ein Verschieben der Galerie zu verhindern. (Neuere in- und ausländische Forschungen haben ergeben,

dass gewisse Lawinen grosse Schubkräfte auf ihren Gleitbahnen erzeugen.)

Auf Bild 4 ist der Seite Innertkirchen gelegene Galerieteil ersichtlich mit Deckenüberzügen, da hier einige 1000 m³ Schüttmaterialien aufgebracht werden, um die Lawine seitlich zu führen, damit sie nicht über das Galerportal hinausfällt. – Am 6. und 7. Dezember 1966 wurde die zweitletzte Etappe der Galeriedecke betoniert, die schon außerhalb der eigentlichen Lawinenrinne liegt. Am 13. Dezember 1966 ging bereits die erste, glücklicherweise nicht sehr mächtige Lawine über das Bauwerk hinweg. Die Galerie wird im Auftrage der kantonalen Baudirektion erstellt.

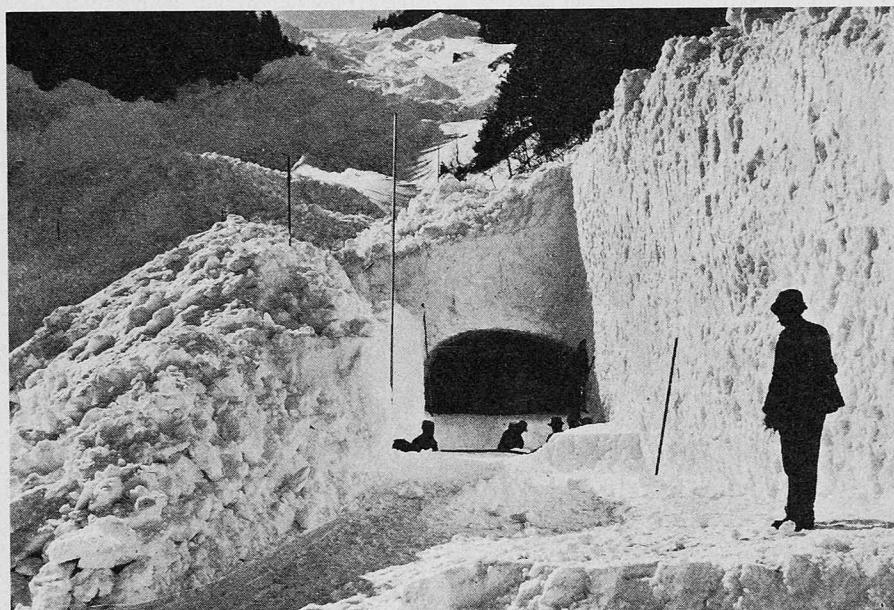


Bild 1. Die «Brotlau» bei Guttannen am 10. Februar 1945

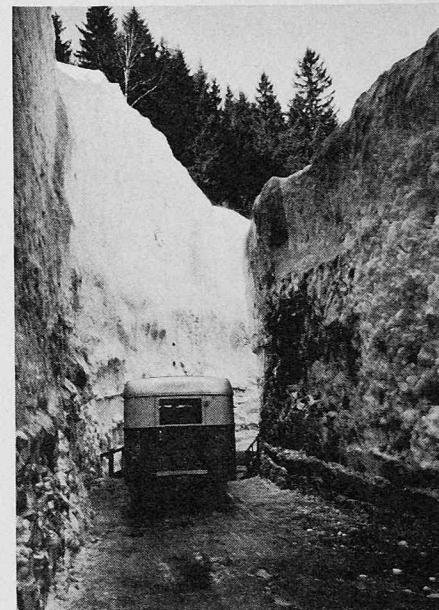


Bild 2. Am 24. Februar 1957

Bild 3. Die Lawinengalerie (erster Abschnitt) im Bau

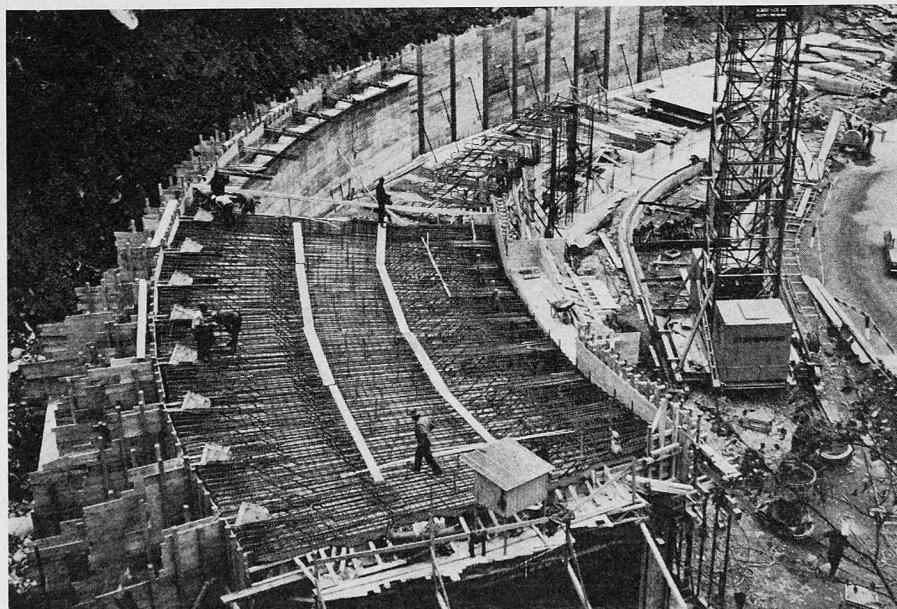
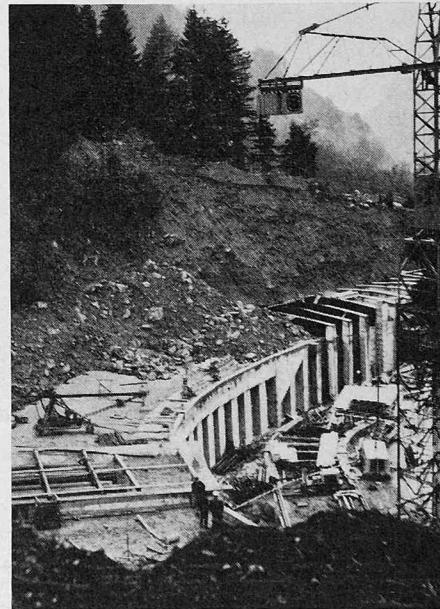


Bild 4. Galerie mit Ueberzügen



Ungewöhnliche Baugruben-Aussteifung

Ingenieur: A. Marti, Bern

DK 624.152

Objekt: Lagerhaus, Grundriss 20×32 m mit 5 Ober- und 3 Untergeschosse. Baugrubentiefe $13 \div 18,50$ m. Lage: Zwischen Bahn und Strasse die Längsseiten, Stirnseiten begrenzt durch bestehende Gebäude im Westen und Strassendamm im Osten. Geologie: Randzone einer früheren Kiesgrube, lockere Auffüllung von rolligem Kies und Schotter.

Es war vorgesehen, die Baugrube parallel mit dem Aushub-Fortschritt mit einer Rühlwand einzufassen, die durch innere, fachwerkartige Verspriessungen ausgesteift werden sollte. Für die Spriesslagen waren total 130000 kg Stahl vorgesehen, einschl. vier

gerammte Stützpfiler im Innern der Baugrube zur Abstützung der sich nicht selbsttragenden Spriesslagen. Zur Ausführung gelangte jedoch eine Variante, deren Hauptzweck es war, die Spriesslagen in der Baugrube durch die fertigen Stockwerksdecken zu ersetzen. Dies bedeutet, dass die einzelnen Decken in der Reihenfolge von oben nach unten zu betonieren waren, was einige interessante Probleme zu lösen aufgab.

Die Deckenschalungen wurden direkt auf die jeweilige Baugruben-Sohle verlegt. In den Decken musste eine genügend grosse Öffnung ausgespart bleiben, um mit dem Bagger von oben her den Greifer-Aushub zu fördern. Den Quertransport des Aushubmaterials von den Rühlwänden her besorgte eine Raupenladeschaukel.

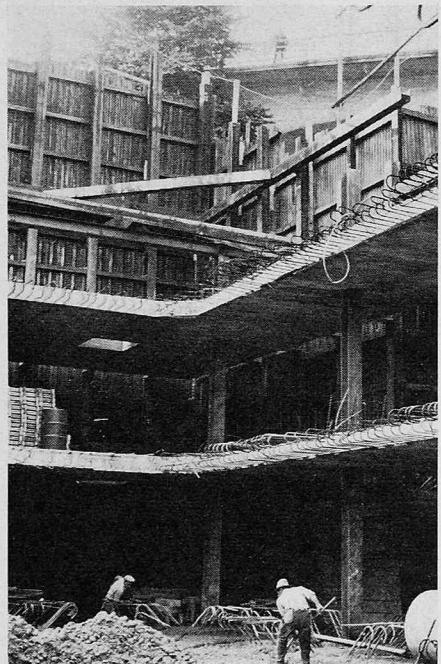
Eine weitere Folge dieses Bauvorganges war die Notwendigkeit der Abstützung der Decken bis zur Fertigstellung der Eisenbeton-Säulen, die erst nach Beendigung des Aushubs

arbeiten in Angriff genommen werden konnten. Dieses Problem wurde gelöst, indem in der Axe aller zukünftigen Betonstützen DIN 30 gerammt wurden, die dann mit angegeschweißten Auflagerplatten und injizierten Füßen die Lasten übernehmen konnten. Ein Teil der Kräfte konnte auch der Rühlwand übergeben werden.

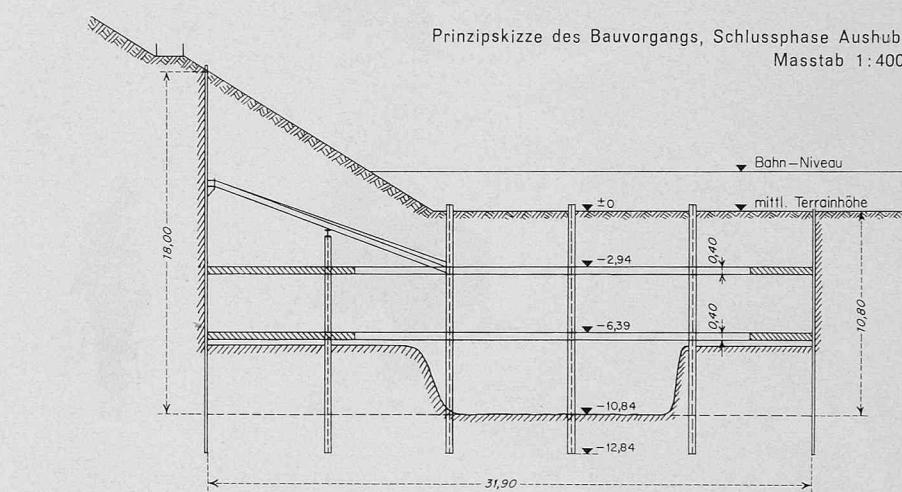
Besondere Aufmerksamkeit verlangte auch das später erfolgende Betonieren der Außenwände und der Stützen, wofür entsprechende Aussparungen in den Decken vorgesehen wurden.

Dass die Decken jeweils in zwei Etappen ausgeführt wurden, war über den 2. Untergeschoss eine statische Notwendigkeit, über den 3. Untergeschoss jedoch nur noch eine organisatorische Frage.

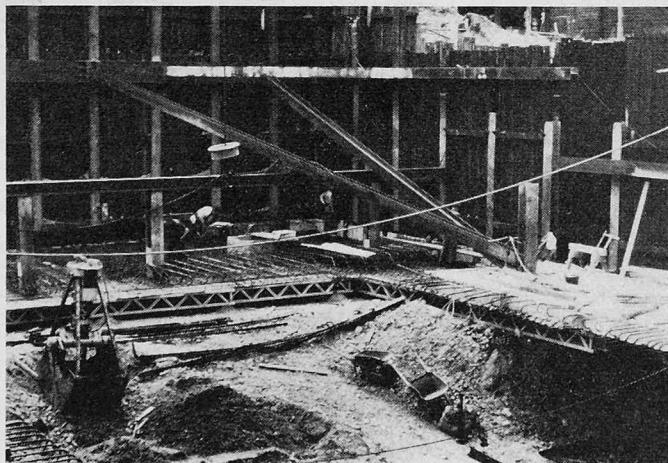
Diese wenig übliche Baumethode brachte gegenüber dem konventionellen Vorgehen nicht nur finanzielle Vorteile sondern auch zeitliche Einsparungen im Bauprogramm.



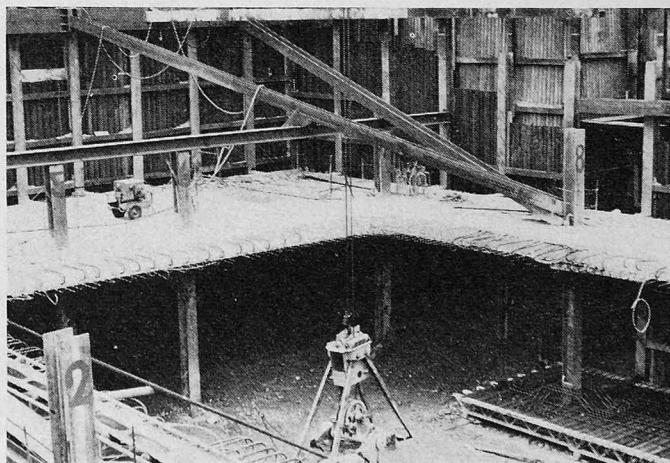
Baugruben-Sohle: es sind die provisorischen DIN-30-Stützen sichtbar, um die die Fundamente für die definitiven Eisenbeton-Säulen armiert werden



Decke 1, erster Teil fertig, zweiter Teil in Arbeit. Im Bereich des ersten Teils wird mit dem Aushub der Baugrube weiter gefahren



Die selbe Situation wie im Bild links, jedoch ein Stockwerk tiefer



**Fabrikationshalle der
Hans Kissling AG, Stahlbau,
Metallbau, Torbau**

Ingenieur: Hch. Ochsner, Bern

DK 624.94

Anfangs Januar 1967 konnte die Firma Hans Kissling AG, die im Laufe dieses Jahres auf ihr 90jähriges Bestehen zurückblicken kann, ihre neue Werkhalle am Zentweg/Bolligenstrasse beziehen. Auf diesem idealen Gelände von rd. 11500 m² war es möglich, ein den heutigen Anforderungen entsprechendes Raum- und Fabrikationsprogramm zu planen. Ursprünglich war beabsichtigt, das Raumprogramm in einer Ebene über eine Baufläche von rd. 6000 m² auszudehnen, mit Unterkellerung zu Vermietungszwecken. Baustop und Kreditbeschränkung veranlassten uns jedoch, uns mit einer überbauten Fläche von total 3100 m² zu begnügen, wobei allerdings die Unterkellerung in zweiter Ebene als Fabrikationsraum ausgebaut wurde.

Da vor allem der Stahlbau mit seinen

schweren Lasten auf einen möglichst günstigen Materialfluss angewiesen ist, um wirtschaftlich arbeiten zu können, sind die guten Zu- und Abfuhrmöglichkeiten speziell zu erwähnen, sowohl per Strasse wie per Bahn.

Die Halle ist als einteiliger Shed ausgebildet; Orientierung der Shed-Fläche nach Nordwesten. Die Hauptabmessungen der Halle sind: Länge 124,5 m geschlossen + 22,5 m offen = 147,0 m, Breite 21,0 m, lichte Höhe 10,0 m, Kranbahn O.K. 8,0 m, zulässige Kranbahnenbelastung zwei 10-t-Krane. Der aus der Disposition des Sheds sich ergebende pultförmige Dachbinder liess sich in Verbindung mit der Hauptstütze zu einem einhüftigen Dreigelenkrahmen statisch günstig ausnützen.

Da die Halle geheizt wird, ist auf eine gute Isolation Wert gelegt worden. Dachhaut: Welleternit auf Holzlattung, Holzspalten auf Stahlpfetten, untere Perfekta-Verschalung und Glasfaser-Zwischenlage. Wände: 18 cm

stark, Lecaplatten 7,5 m gespannt. Boden: Maxidur-Hartbetonbelag, zulässige Belastung der Kellerdecke 3000 kg/m² oder eine Einzellast von 10000 kg an ungünstiger Stelle.

Zum Arbeitsablauf: Der Antransport des Rohmaterials erfolgt vorwiegend per Bahn. Einfahrt des Gleises am Südwestende quer zur Halle. Interner Transport über Flur durch elektrische 10-t-Laufkrane. Abtransport der fertigen Konstruktionen hauptsächlich durch Lastwagen.

Die heutige scharfe Konkurrenz im Stahlbau verlangt rationelle Fabrikations-Einrichtungen. So sind heute unumgänglich eine moderne Ablänge-Vorrichtung mit Quer- und Längstransport sowie eine moderne Sandstrahl-Anlage für Materialreinigung im Durchlaufverfahren mit den entsprechenden Transport-Einrichtungen. Ferner sind moderne elektrische Schweisanlagen, sowie automatische autogene Schneideanlagen unentbehrlich.



Bild 1. Montage der Stahlkonstruktion

Bild 2. Innenansicht der Halle, Blick in Fabrikationsrichtung. Im Vordergrund Ablänge-Vorrichtung mit Quer- und Längs-Transport, anschliessend Sandstrahlanlage mit Quer- und Längs-Transport

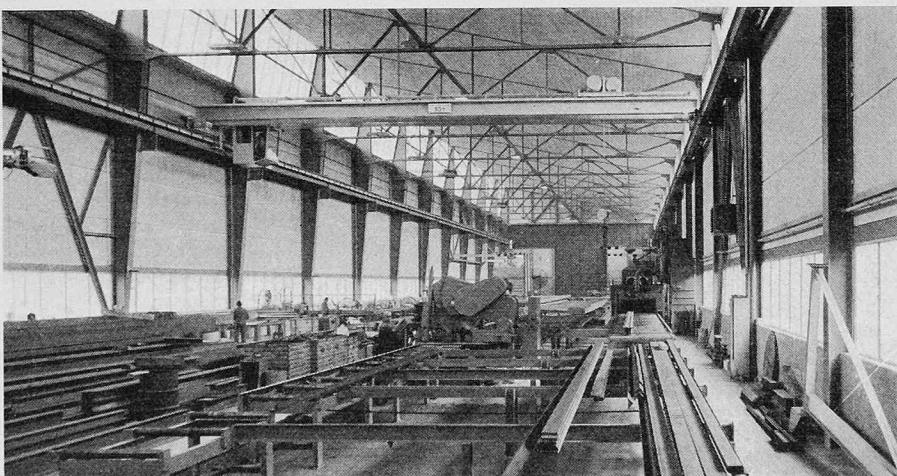
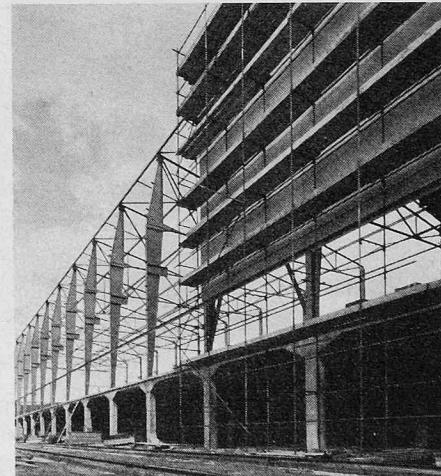
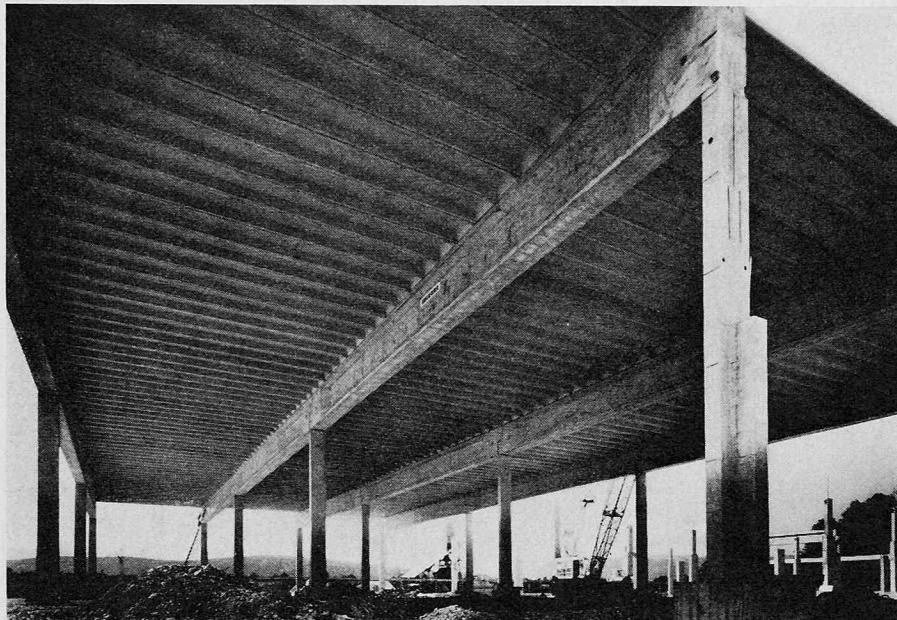


Bild 3. Montage der Stahlkonstruktion



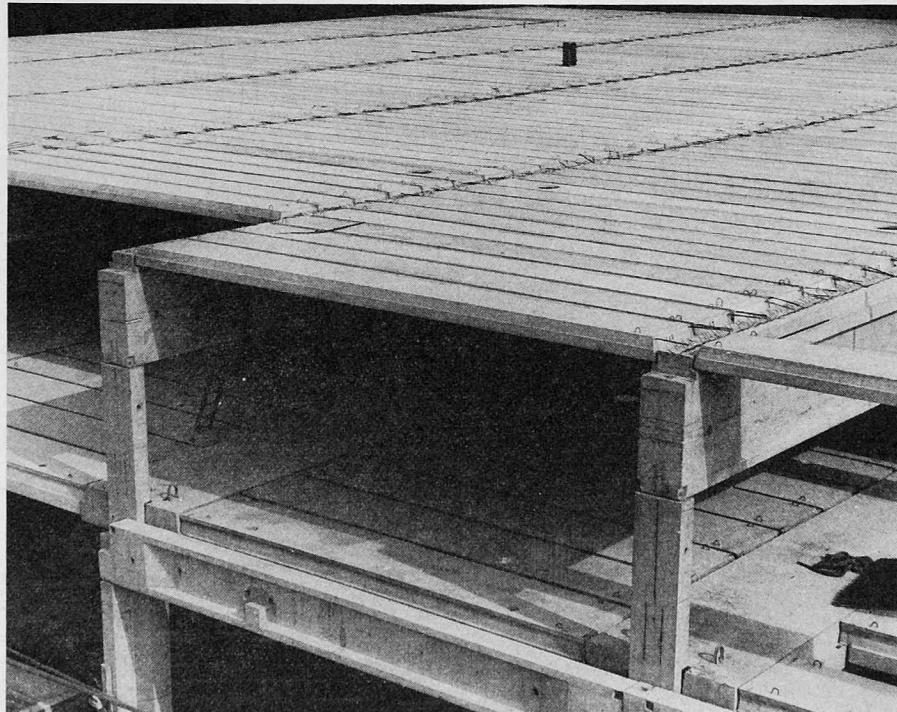


Verteilzentrale USEGO in Lyss, Gesamtansicht



Bauzustand

Einzelheiten der vorfabrizierten Eisenbeton-Konstruktion



Verteilzentrale der USEGO in Lyss

Ingenieure: **Willy Emch und Fritz Berger,**
Bern

DK 725.35.002.22

Durch die Anforderungen des Betriebes (Rationalisierung und Palettisierung) waren die wesentlichen Abmessungen aussen wie innen gegeben. Speziell Raumhöhe und Axabstände ergaben sich aus der Wahl der Lagergutstapelung in Paletten. Um möglichst wenig Stapelraum durch Stützen verloren gehen zu lassen, wurden Stützenraster $22,40 \text{ m} \times 10,35 \text{ m}$ für das allg. Lager und das Obergeschoss, sowie $11,20 \times 10,35 \text{ m}$ für das Erdgeschoss im Bereich der zweigeschossigen Ausführung (Nutzlast der Decke = 1000 kg/m^2) gewählt.

Konstruktionsart. Der von der Bauherrschaft verlangte Termin bis zur Fertigstellung des Rohbaues verlangte: a) die Möglichkeit, ein Maximum an Arbeitskräften zur gleichen Zeit am und für das Bauwerk einzusetzen, sowohl bei der Planung wie bei der Ausführung. b) den Bau im selben Herbst, 2 Monate nach Auftragserteilung, zu beginnen und möglichst unbehindert durch die Winterzeit vorantreiben zu können. Zwangsläufig ergab sich dadurch die Verwendung vorfabrizierter Fertigelemente, die während den umfangreichen Fundationsarbeiten in den Monaten Dezember bis April im Werk erstellt wurden.

Baustoffwahl. Untersucht wurden Konstruktionen in Stahl und Beton. Nach ausführlichen Studien und Preisanalysen entschied sich die Bauherrschaft für Betonfertigelemente. Die Terminfragen, sowie Gründe des laufenden Unterhaltes gaben den Ausschlag für die Betonkonstruktion.

Konstruktionsprinzip. Der besonderen, sorgfältigen Durchbildung der Dilatationsfugen im Zusammenspiel der Decken, Träger, Stützen und Fassadenelemente wurde die grösste Aufmerksamkeit zugewandt. Mit Spezialstahl-Einlagen, Kipplagern und Neoprenunterlagen wurden die Auflagerdrehwinkel ermöglicht. Die Stützen sind in beiden Richtungen biegsteif mit den Fundamenten verbunden und gewährleisten sowohl Längs- wie Querstabilität der Halle. Verzicht auf Windscheiben, durchgehende Stützen und Zwischenböden mit beschränkter Bauhöhe kennzeichnen im übrigen den Bau. Die volle Freiheit zu späteren Umdisponierungen im Gebäudeinnern ist vorhanden.

Besonderes. Nach Bauprogramm musste in 3 Monaten ein Gesamtgewicht von 8000 t nach Lyss transportiert werden. Die grössten Elemente (Dachhauptträger und Träger der Zwischendecke) wiegen 32 bis 34 t. Die max. Vorspannkräfte betragen rd. 650 t pro Träger.

Geschäftshaus an der Rue d'Italie Nr. 6 in Genf

Ingenieure: Schärer & Weber, Bern

DK 725.2

Das Bauwerk umfasst 2½ Untergeschosse aus Eisenbeton und 8 Geschosse sowie einen Attikaaufbau aus Stahl. Baugrund: sandiger Silt, Grundwasserspiegel 3 m unter Erdgeschoss. Spezielle Schwierigkeiten: Einseitiger Anbau an ältere, 23 m hohe Brandmauer. Die alten Brandmauernfundamente liegen 3–5 m höher als die neuen Fundamente und wurden einseitig abgespitzt. In unmittelbarer Nähe befinden sich weitere ältere, zum Teil baufällige Häuser.

Bild 1 zeigt die Bentonitwand mit aufgesetztem Verteilgurt und eingebauter Spriegelung. Diese liegt etwas höher als die zukünftige Decke über zweitem Untergeschoss und kann nach dem Betonieren derselben ausgebaut werden. Einen Blick aus der Baugrube an die rd. 26 m hoch freistehende Brandmauer, die mit zwei Holzspreissungen gesichert werden musste, bietet Bild 2.

In der Untersicht einer Obergeschosdecke (Bild 3) bemerkt man die Hauptträger aus 2 Breitflanschprofilen. Die sekundären Deckenträger sind im Verbund mit der darüberliegenden Betonplatte gerechnet. Die Verbunddübel wurden nach dem Verlegen der Deckenbleche, die als Schalung und zum Teil Armierung dienen, aufgeschweisst. In der statisch erforderlichen Deckenstärke (UK-Stahlprofil bis OK rohe Betonplatte = 26 cm) können die gesamten Installationen wie Klimaanlage, elektrische Leitungen usw. sowie auch die Beleuchtungskörper untergebracht werden.

In 7 Arbeitstagen wurde ein Stockwerk montiert (Bild 4). Dabei bildeten die sofort verlegten Deckenbleche den erforderlichen Schutz. Das Stahlskelett wird in den Fassaden gezeigt und hat isolationstechnische Probleme hervorgerufen. Bild 5 zeigt den Anschluss einer Decke an eine Eckstütze. Die sichtbaren Profilteile in den Fassaden sind ausschließlich U AP 300.

Photographen der Arbeitsproben Seiten 466 bis 483 (Seitenzahlen eingeklammert): Cumulus, Bern (469), Comet, Zürich (472, 474), Aschwanden, Altdorf (475), Thürig, Perlen (475), Niederhauser, Bern (479), Bezzola, Flamatt (480).



Bild 2



Bild 3

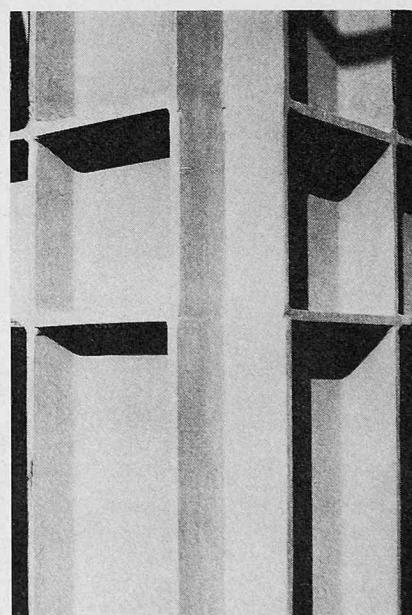


Bild 5

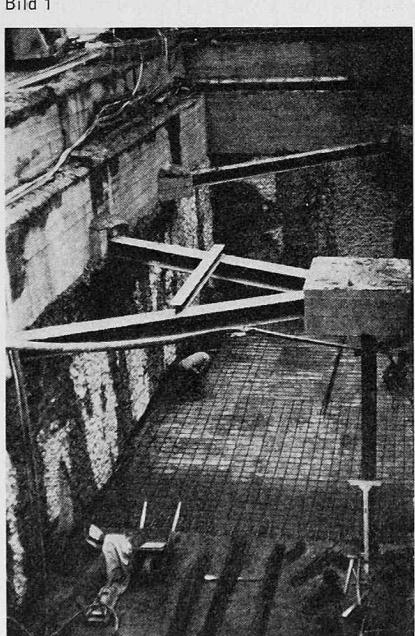


Bild 1

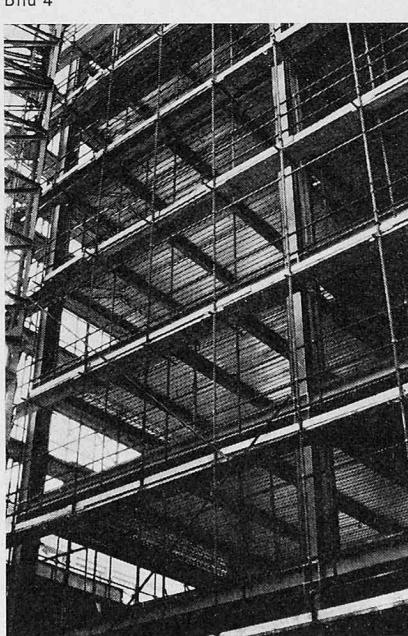


Bild 4

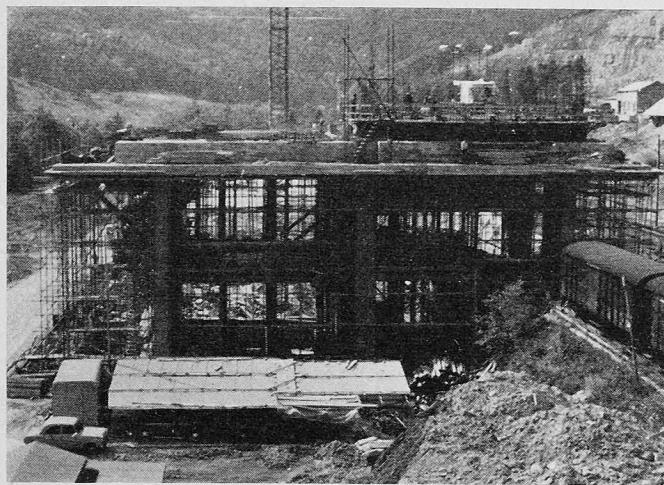


Bild 1. Silosockel vor dem Ziehbeginn

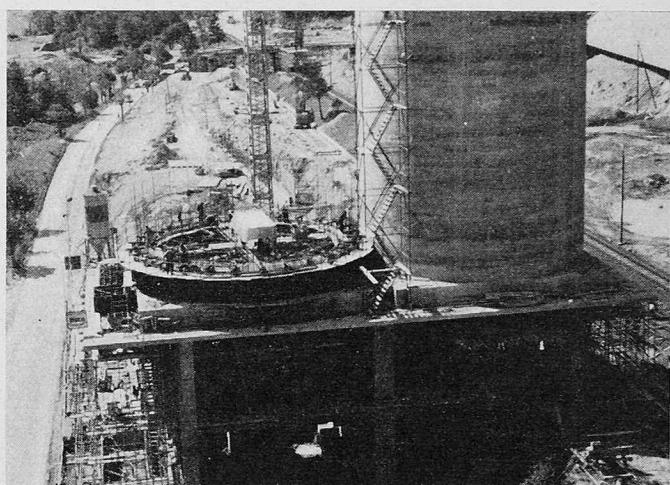


Bild 2. Um-Installation der Gleitschalung

Packerei mit Siloanlage der Cementwerke Vigier S.A. in Pery-Reuchenette

Ingenieure: Schaffner & Dr. Mathys, Biel
DK 725.4: 666.9. 002.2

Im Zuge des Ausbaues der Cementwerke Vigier wurde in den Jahren 63/64 auch der Neubau einer Packerei mit dazugehöriger Siloanlage notwendig. Das ausgeführte Bauwerk umfasst das eigentliche Packereigebäude mit Lose- und Sackverlad für Bahn und Strasse, sowie den Siloturm mit zwei Zementsilos zu je 5300 m³ Inhalt. Die Ausführung der Silowände sowie der Treppen- und Liftschächte erfolgte mit Gleitschalungen, wobei Ziehleistungen bis zu 6 m pro Tag möglich waren. Die Dachkonstruktion der Packerei besteht aus vorgefertigten Betonelementen.

In Anbetracht der sehr hohen Silolasten (spezifische Bodenpressungen von rd. 58 t/m²) war eine besonders sorgfältige Untersuchung des Baugrundes notwendig. Drei Sondierbohrungen bis in Tiefen von 50 m zeigten einen weitgehend homogenen Aufbau des Untergrundes aus tonigen Silt. Erst in Tiefen ab 35 m ergaben sich zunehmende Sand- und Kiesanteile.

Konnten die geringeren Auflasten der Packerei ohne grosse Schwierigkeiten mit Rammpfählen Ø 50 cm auf den Baugrund übertragen werden, so wurde die Fundation der Silokörper auf einem schwimmenden Pfahlrost von Bohrpfählen Ø 90 cm notwendig. Die innerhalb dieses Rostes durch einen Pfahl zu übernehmende Last beträgt 280 t, die mittlere Pfahlänge wurde mit den im Labor ermittelten Bodenkennwerten zu rund 24 m errechnet. Die Tragfähigkeit der Bohrpfähle wurde mit zwei Belastungsversuchen überprüft (Belastungsstufen bis zu 400 t pro Pfahl). Unter der Gebrauchslast von 280 t haben sich Setzungen der Probepfähle von 60 mm (Pfahlänge 20 m) bzw. solche von 4 mm (Pfahlänge 30 m) ergeben.

Da Setzungen von Pfahlgruppen den 3- bis 5fachen Wert derjenigen von Einzelpfählen erreichen, musste mit Gebäudesetzungen von 2 bis 4 cm gerechnet werden. Die periodische Kontrolle des dem Betrieb übergebenen Bauwerkes zeigte mit bis heute gemessenen Setzungen von rund 16 mm ein sehr günstiges Bild und bestätigte im wesentlichen die errechneten Prognosen.

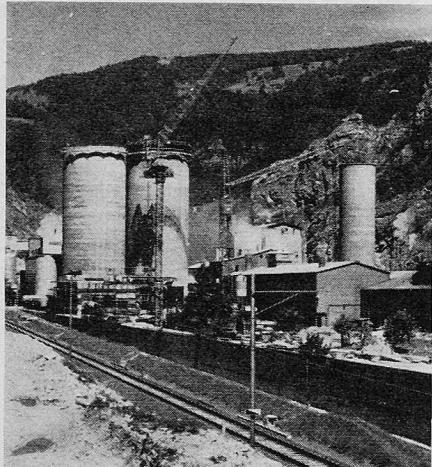


Bild 3. Bauzustand nach dem Erstellen der Silokörper

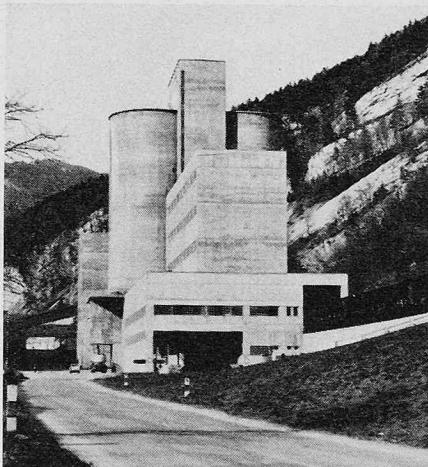
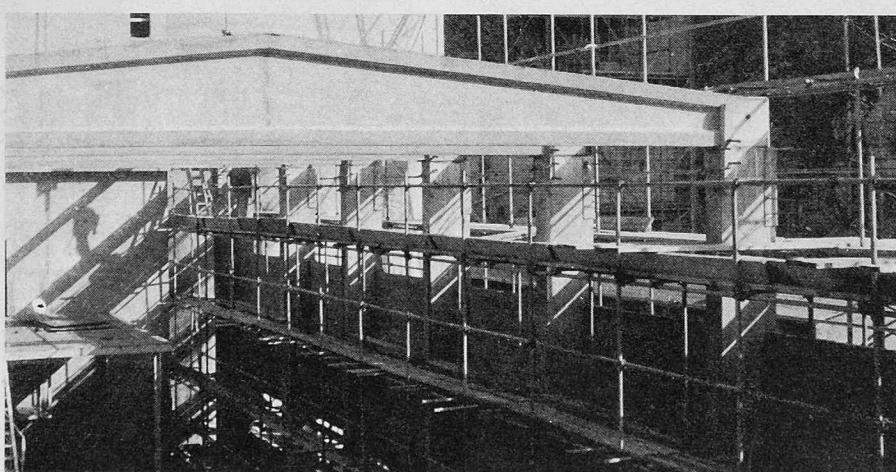
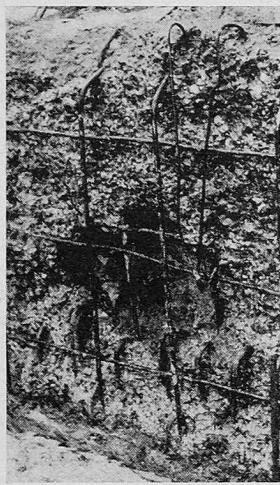


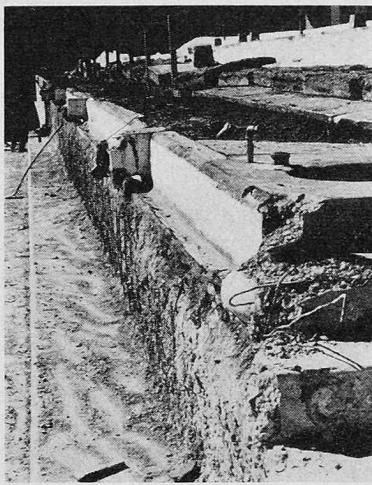
Bild 4. Südfassade

Bild 5. Versetzen der vorgefertigten Dachkonstruktion





Bilder 1 und 2. Blossegelegter Altbeton



Bilder 3 und 4. Fugenausbildung

Sanierung des Schwimmbades Adelboden

Ingenieure: A. Prantl, H. Gaschen, W. Vitale,
Thun und Interlaken

DK 725.74:693.5.004.67

Das Schwimmbad Adelboden, rund 1350 m ü.M., ist 1930 in schönster Lage und für die damalige Zeit grosszügig erstellt worden. Es besitzt ein 50-m-Becken mit Schwimmer- und Nichtschwimmerbereich, sowie ein Kinderplanschbecken. Durch Setzungen, Temperaturreinflüsse, Alterungserscheinungen und infolge der schlechten Zuschlagstoffe traten im Laufe der Zeit zahlreiche Risse und Absprengungen an den Wänden und am Boden auf.

Für die Sanierung standen nur die wenigen Wochen nach Eintreten der Schneeschmelze bis zum Beginn der Sommersaison zur Verfügung. Nach Untersuchung mehrerer Varianten wurde eine Methode gewählt, bei welcher ein neuer Betonboden auf den alten aufbetoniert und die Wände teilweise neu erstellt wurden. Für die Wände wurde dabei ein Verfahren angewendet, das den Totalabbruch der bestehenden Konstruktion verhindert.

Der schlechte Beton wurde mit Pressluft hämmern so weit entfernt, dass noch eine genügend starke Konstruktion zur Aufnahme des Erddruckes stehen blieb (Bilder 1 u. 2). Anschliessend wurde der Beton mittels Sandstrahlen von allen losen Teilen befreit und tiefenkonserviert. Für diese Tiefenkonser-

vierung wurde ein alkalifreundliches Material mit einer relativ langen Aushärtungszeit und einer Eigenzugkraft von 6 kg/cm^2 gewählt, dessen Viskosität eine Eindringtiefe von 1–2 cm im vorhandenen porösen Material garantierte. Die später vorbetonierte Wand mit einer Stärke von min. 10 cm verband sich dank der Klebewirkung des Tiefenkonserverungsmittels überall einwandfrei mit dem alten Wandteil. Die neue Überlaufrinne wurde in Ort beton nachträglich aufbetoniert, wobei hier der Verbund mit der bestehenden Konstruktion mittels Kunstharzkleber hergestellt wurde. Diese werden 1–2 Stunden vor dem Betonieren aufgestrichen, wobei der Untergrund nicht unbedingt trocken sein muss. Auch der Überzug auf der Rinne, der erfahrungsgemäss immer leicht zu Abblätterungen neigt, wurde mittels Kunstharzanstrich mit dem alten Beton verbunden.

Da bei der geringen Wand- und Bodenstärke das Einlegen eines normalen Fugenbandes nicht mehr möglich war, hat man ein spezielles Fugenband an der Betonoberfläche in geklebter Ausführung verwendet (Bild 3).

Als Beckenanstrich wurde eine Beschichtung mit elastischem Kunstharz direkt auf den Beton aufgebracht, die mehrere Aufgaben erfüllt: einwandfreie Dichtheit, Überbrücken

von feinen Rissen, leichte Reinigung und gewünschter Farbton (Bild 5). Eine Vorbehandlung des Betons mittels Sandstrahlen war dort nötig, wo die alten Wände bestehen bleiben konnten und Überzugsreste, sowie Verunreinigungen entfernt werden mussten. Kiesnester und andere Unebenheiten im Beton wurden mittels Kunstharzmörtel ausgespachtelt.

Die gesamten Arbeiten wurden in der kurzen Zwischensaison von Ostern bis Ende Juni 1966, d.h. in 12 Wochen durchgeführt, was bei einer konventionellen Neuerstellung der Wände nicht möglich gewesen wäre.

Die Anlage war bereits einen Sommer und Winter (als Kühlwasserbecken für Kunsteisbahn) im Betrieb und es kann gesagt werden, dass sich alle mittels Voranstrich oder Kleber verbundenen Betonkonstruktionen sehr gut gehalten haben. In der Anwendung von Kunstharzen eröffnen sich für die Sanierung beschädigter Bauwerke neue Wege, die in vielen Fällen bedeutende Vorteile in bezug auf Wirtschaftlichkeit, kurze Bauzeit, vereinfachte Bauausführung u.a. bieten. Die richtige Auswahl der zur Verfügung stehenden Mittel, sowie deren fachgerechte Anwendung erfordern vom Projektverfasser sorgfältigste Planung und eine gewisse Erfahrung.

Bild 5. Beckenanstrich mit elastischem Kunstharz

