

Der Donnerbühl-Tunnel in Bern: Bau eines Eisenbahntunnels nach der Schild-Methode

Autor(en): **Desponds, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **78 (1960)**

Heft 10

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-64849>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Der Donnerbühl-Tunnel in Bern

Bau eines Eisenbahntunnels nach der Schild-Methode

DK 624.191.6

Von R. Desponds, dipl. Ing., Chef der Sektion für den Bahnhofumbau Bern, Generaldirektion SBB, Bern

1. Einführung

Die Arbeiten für den Totalumbau des Berner Bahnhofes wurden am 29. Mai 1957 begonnen. Die erste, etwa fünf Baujahre erfordernde Phase hat zum Ziel, den gesamten technischen Apparat der Gleis- und Perronanlagen umzubauen und zu erweitern. Es wurde in der SBZ 1958, H. 50, S. 749, ausführlich darüber berichtet. Die gegenwärtig in Ausführung befindliche Etappe bezweckt die Erstellung des sechsten Perrons, der die Züge der bernischen Privatbahnen (Bern-Neuenburg, Gürbetal- und Schwarzenburg-Bahn) aufzunehmen hat. Diese erste Arbeitsetappe ist praktisch ausserhalb des Betriebsgeschehens im Bahnhof Bern durchführbar. Sie umfasst neben anderen interessanten Bauaufgaben auch die Durchbohrung des Donnerbühls für die Erstellung des gleichnamigen Tunnels, womit eine kreuzungsfreie Einfahrt der vorgenannten Privatbahnen erreicht wird.

2. Linienführung des Tunnels, charakteristische Merkmale

Um die zweigleisige Linie der Privatbahnen unter den Zufahrtsgleisen zum Lokomotivdepot und in genügender Tiefe unter einem überbauten Quartier durchführen zu können, ist als Zufahrt zum 400 m langen Tunnel die Anlage von beidseitigen Einschnitten mit einem Gefälle von je rd. 20 ‰ vorgesehen (Bild 1).

Die Tunnelenden West und Ost, mit einer Länge von 60 m bzw. 80 m, können als Rahmenkonstruktion, die sich auf eine Bodenplatte stützt (Bild 2), im Tagbau ausgeführt werden. Bei dem bergmännisch auszuführenden Teilstück von 252 m Länge erreicht die Ueberdeckung maximal 12 m, während an einer anderen Stelle der Tunnelscheitel nur 2,50 m unter die Kellerfundamente eines Wohnhauses zu liegen kommt.

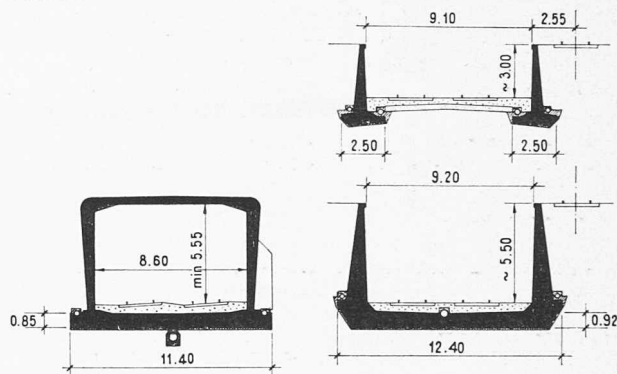


Bild 2. Querschnitte rd. 1:450, links in den Tagbau-Abschnitten des Tunnels, rechts in den Voreinschnitten

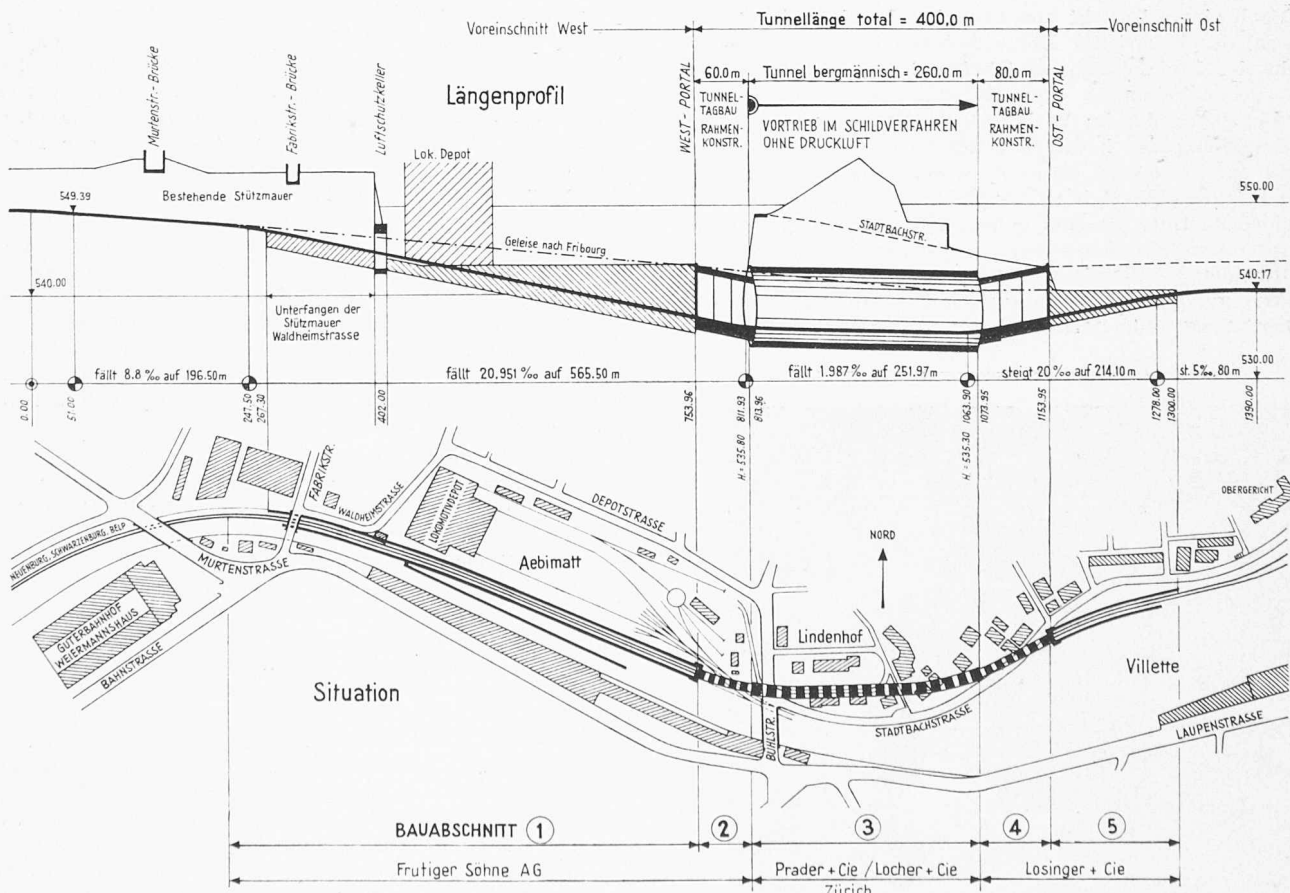


Bild 1. Einführung der bernischen Privatbahnen in den Bahnhof Bern, Längenprofil zehnfach überhöht und Lageplan rd. 1:8500

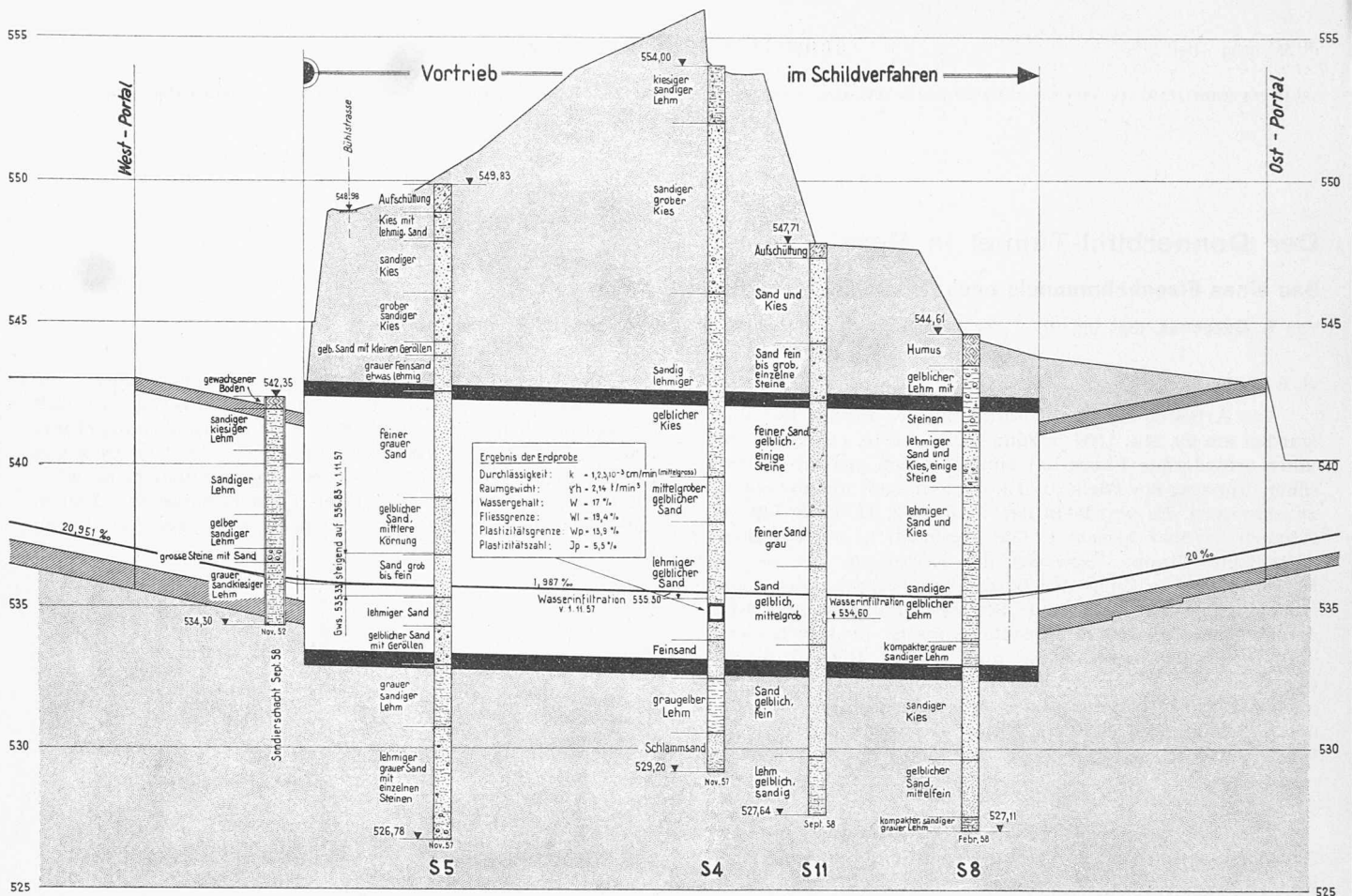


Bild 3. Donnerbühlentunnel, geotechnisches Längenprofil, Masstab 1:2500/250

3. Baugrund, Geologie

Nach einem Bericht von Prof. Dr. W. Nabholz, Geologe in Bern, durchquert der Donnerbühlentunnel die südwestliche Flanke des Finkenhubels und befindet sich, wie Sondierungen ergeben haben, in einer Stirnmoräne des eiszeitlichen Aaregletschers, der im Verlaufe der letzten grossen Eiszeit die Umgebung der heutigen Stadt Bern erreicht hat. Der Tunnel durchschneidet daher in seiner ganzen Länge moränigen Baugrund, bestehend hauptsächlich aus Grundmoräne verschiedenartiger Beschaffenheit, leicht erkennbar an kiesigen Streifen, eingeschlossen in sandigem Lehm, aber auch an diluvialen geröllartigen Ablagerungen, verpackt in mehr oder weniger ausgeschwemmtem Sand. Mannigfach sind die Formen dieser mit horizontalen und vertikalen Schichten

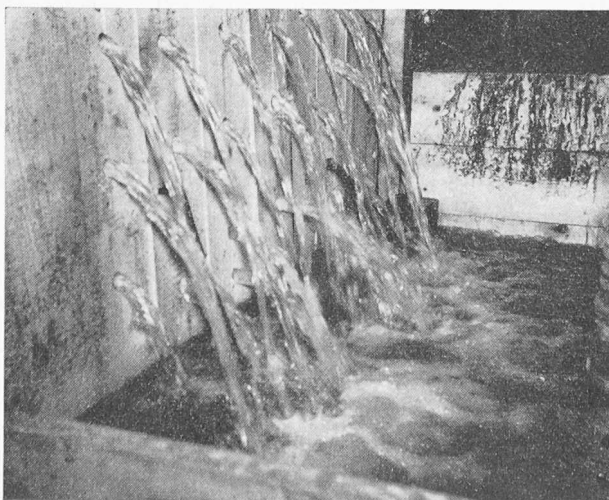


Bild 4. Wasserzufluss im Montageschacht des Schildes (rd. 20 l/s)

durchzogenen Ablagerungen. Eine Regelmässigkeit in der Bodenbeschaffenheit kann nicht festgestellt werden.

Die geologischen Merkmale des Baugrundes (Bild 3) sind in grossen Zügen folgende: Das Bodenmaterial, leicht kiesig in den oberen Lagen, wird mit zunehmender Tiefe feiner. Auf Höhe des Tunnelscheitels trifft man hauptsächlich Sand, z. T. leicht mit Lehm vermischt, an der Tunnelsohle sandigen oder tonigen Silt. Der Sand weist eine grosse Dichte auf (Raumgewicht über 2,1 kg/dm³), ist aber nicht festgelagert. Die Wasserdurchlässigkeit ist sehr gross in den oberen Schichten, wird aber mit zunehmender Tiefe immer geringer. Sondierungen haben einen Grundwasserspiegel festgestellt, der sich zwischen 535,00 und 536,00 bewegt, also ungefähr auf der zukünftigen Schienenhöhe. Die auftretende Wassermenge ist stellenweise sehr gross, konnte doch bei Beginn der Bauarbeiten in dem für die Montage des Tunnel Schildes erstellten Schacht eine Abflussmenge von 20÷25 l/s gemessen werden (Bild 4).

4. Wahl der Bauweise für den Tunnel

Das anlässlich der Submission bestehende Projekt der SBB sah eine Ausführung des Tunnels nach klassischer Methode vor (Kalottengerüstung und Marciavanti, hierauf abschnittsweise Erstellung der Ulmen und schliesslich Betonierung der Sohle in Abschnitten). Angesichts der ungünstigen Bodenbeschaffenheit, der schwachen Ueberdeckung und des Vorkommens von Grundwasser an der Sohle wurde es klar, dass bei Anwendung der klassischen Methode unerwünschte Senkungen der über dem Tunnel gelegenen Gebäulichkeiten, Kanalisationen und Leitungen hätten eintreten können. Die Erfahrung zeigt, dass in ähnlichen Fällen Setzungen von 10 bis 20 cm vorgekommen sind. Zuerst war beabsichtigt, diese Risiken in Kauf zu nehmen, da nach eingeholten Informationen risikolose Spezialbaumethoden (Bodenverfestigung durch Gefrierverfahren und Injektionen oder Anwendung eines Druckluftschildes) die Baukosten schätzungsweise verdoppelt hätten. Im Bestreben, die Unterneh-

mer zu konstruktiven Ideen anzuspornen, wurde ihnen aber anlässlich der Submission die Wahl der Baume-thode freigelassen.

Es ist interessant, die am besten studierten Offen-ferren vergleichsweise gegen-überzustellen (Bild 5). Die Vorschläge 1 bis 3 nähern sich der vorerwähnten klas-sischen Methode mit Vor-stoss der Kalotte und nach-folgendem abschnittweisem Ausbau des Tunnelgewölbes. Verschiedenheiten zeigen sich dabei allerdings in der Spriessung der Kalotte, im Aushub des Kerns und in der Grundwasserbekämpfung entweder durch Filterbrunnen oder durch Wellpoints. Zwei weitere Vorschläge, 4 und 5, sahen seitliche Vor-triebsstollen vor mit Erstel-lung der Ulmen und nach-folgendem Ausbau der Ka-lotte und der Sohle.

Bei der vom Konsortium Prader & Cie. AG. und Lo-cher & Cie. AG. in Zürich angebotenen Baumethode er-folgt der Vortrieb im Schutz-e eines Stahlschildes ohne Druckluft. Diese Methode wurde bereits seit längerer Zeit mit Erfolg im Ausland bei Tunnelbauten für Unter-grundbahnen angewendet und zwar unter den schwierigsten Terrainverhältnissen und in stark überbauten Gebieten¹⁾. Sie bedeutet unbestreitbar die für unseren Fall am besten geeignete Methode, umso-mehr als die genannten Firmen als einzige Submissionäre in der Lage waren, dank der Sicherheit des vorgeschlagenen Systems die Dienste einer Versicherungsgesellschaft zu ge-winnen, die bereit ist, alle Risiken eventueller Schäden ver-traglich zu übernehmen. Die Methode mit Schildvortrieb erschien uns als die sicherste und alle bestimmt zu erwar-tenden Schäden ausschliessende, weshalb sie zur Ausfüh-rung gewählt wurde, obschon die Baukosten sich im vor-liegenden Falle gegenüber der klassischen Methode um rd. 10 % erhöhen.

1) Vgl. U-Bahn-Bau in Hamburg, SBZ 1959, Heft 43, S. 705.

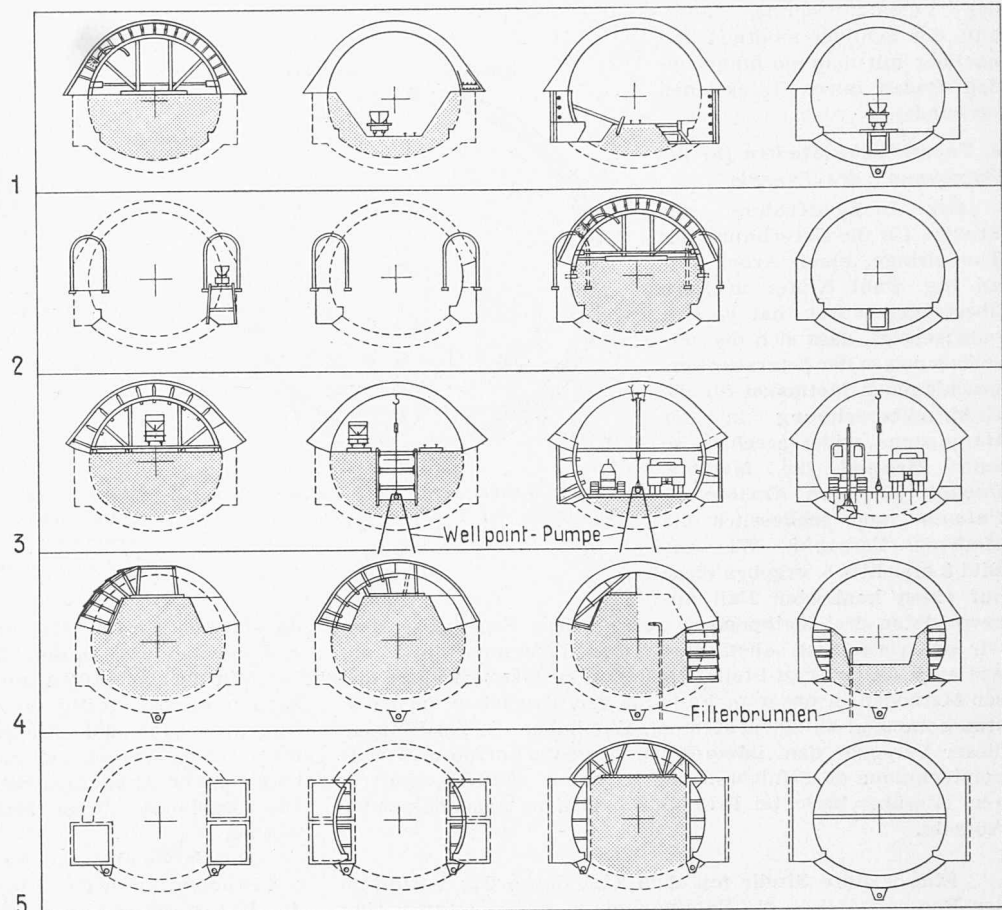


Bild 5. Einige vorgeschlagene Bauvorgänge von eingelaufenen Offerten

5. Zusammenfassende Beschreibung der Schildvortrieb-Methode

Die Erstellung einer Tunnelröhre nach der Schildmethode erfolgt im Schutz-e eines Stahlzylinders, der mittels eines Kranzes von Pressen, die auf den fertiggestellten Tunnelteil aufgesetzt werden, vorgetrieben wird. Die dem Vortrieb zugekehrte Seite des Schildes ist durch horizontale und verti-kale Eisenverstrebungen in Arbeitsfelder eingeteilt, in welche die Verspiessungen je nach der Beschaffenheit des ange-troffenen Terrains ohne Schwierigkeit eingebaut werden können (Bild 6).

Die sukzessive einzubauenden Tunnelringe bestehen aus vorfabrizierten Betonringvierteln, sog. «Tübbing» (Bild 7), die mittels einer eigens dazu konstruierten Hebevorrichtung,

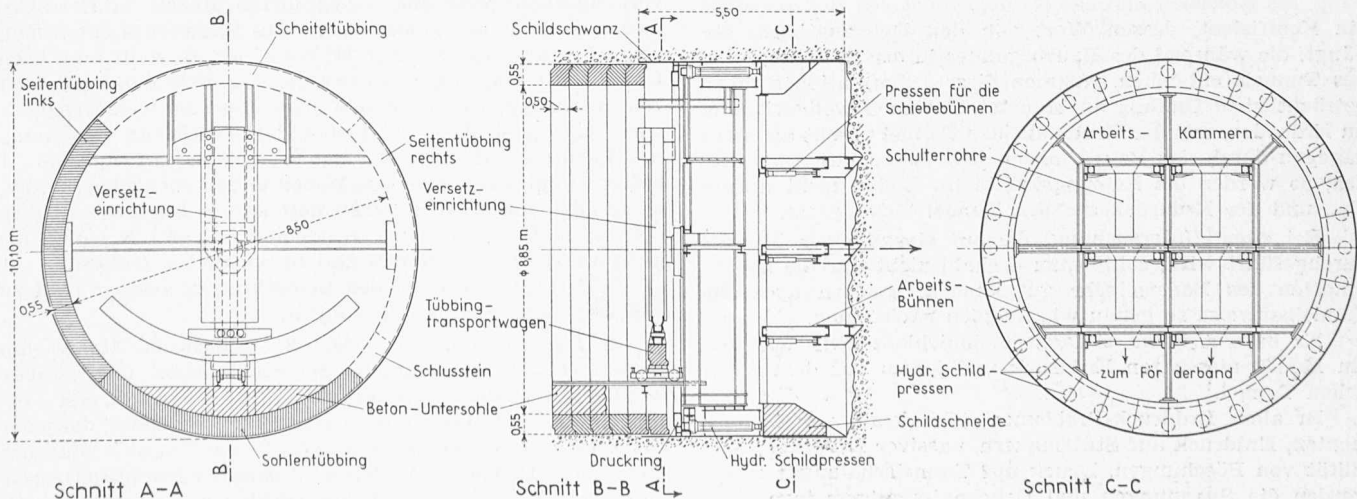


Bild 6. Donnerbühlentunnel, Schildvortrieb, Längs- und Querschnitte 1:200

der Versatzmaschine, innerhalb des Schildes montiert und nachher mit dem sie umgebenden Boden durch Injektionen verbunden werden.

6. Theoretische Studien für die Berechnung des Tunnels

Bei Inangriffnahme der Studien für die Berechnung der Tunnelringe, einer Arbeit, die an Ing. Paul Kipfer in Bern übertragen wurde, hat es sich bald gezeigt, dass sich die verschiedenen in der Literatur vorgeschlagenen Methoden für die Erddruckberechnung in der Hauptsache widersprechen, so zum Beispiel die Methode *Caquot*, jene von *Kommerell-Culmann* und schliesslich die Methode *Terzaghi*. Wie aus Bild 8 ersichtlich, ergeben diese auf einen konkreten Fall angewendeten drei Methoden so verschiedene Ergebnisse, dass wir uns veranlasst sahen, durch Modell-Versuche im Labor wie auch an Ort und Stelle feststellen zu lassen, welche dieser Methoden in unserem Falle als den Tatsachen am nächsten kommend zu betrachten sei. Wir haben die Ausführung dieser Versuche dem Laboratoire de géotechnique de l'école polytechnique de l'Université de Lausanne (EPUL) übertragen. Hierüber berichtet Prof. D. Bonnard im anschliessenden Aufsatz.

Eine weitere Studie mit dem Ziel, durch das Verfahren der Photoelastizität die Spannungen in einem Gewölberring unter Voraussetzung verschiedenartiger Druckverteilung auf seinen Umkreis festzustellen, wurde durch das Laboratoire

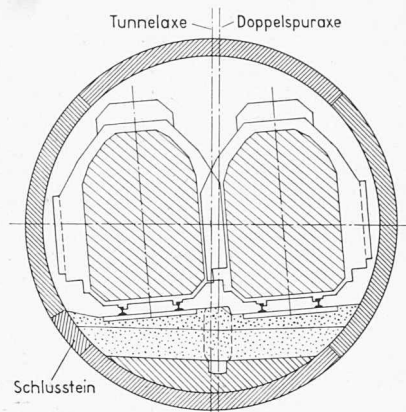


Bild 7. Normalprofil des Tunnels und Anordnung der Tübbinge, 1:200

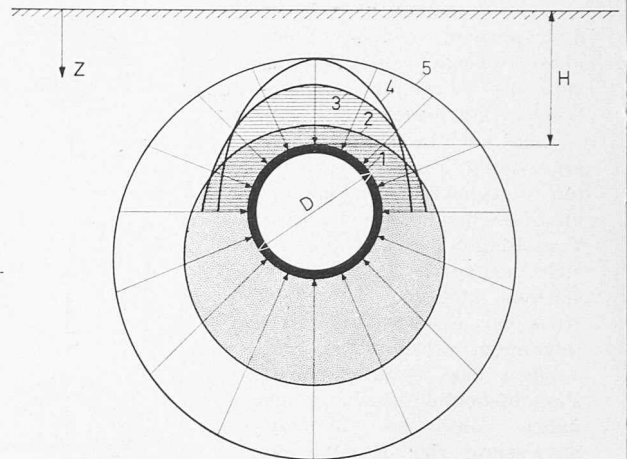


Bild 8. Kreisrunde Tunnelröhre 1, Druckverteilung nach Caquot 2, nach Terzaghi 3 und nach Kommerell-Culmann 4, sowie hydrostatische Druckverteilung 5

de statique der EPUL durchgeführt, worüber unten Prof. F. Panchaud und Dozent O.-J. Rescher Bericht erstatten.

Wir beabsichtigen zusätzlich noch Deformationsmessungen an den fertig eingebauten und belasteten Tunnelringen vorzunehmen. Die mit «Straingages» ermittelten Deformationen werden uns nachträglich erlauben, die Richtigkeit unserer Annahmen betreffend Erddruck zu überprüfen. Die Ergebnisse dieser Messungen sollen später publiziert werden.

Die Verwendung des Ergebnisses der bisher durchgeführten Studien durch den Projektverfasser wie auch die durch die Unternehmung gemachten Erfahrungen bilden Gegenstand der anschliessenden Berichte von Ing. P. Kipfer und Ing. H. Ruppanner.

Experimentelle Untersuchung des Erddruckes auf den Tunnel

Von Ing. D. Bonnard, Professor an der EPUL, und E. Recordon, Ingenieur am Geotechnischen Laboratorium der EPUL, Lausanne

1. Zweck der Untersuchung

Die Untersuchung, die dem Laboratorium für Geotechnik der EPUL übertragen worden war, bezweckte die experimentelle Bestimmung des Erddruckes auf Versuchstunnel und den Vergleich dieser Ergebnisse mit den Werten, die sich auf Grund verschiedener Theorien ergeben, um schliesslich die geeignetste Berechnungsmethode für den Donnerbühlentunnel wählen zu können.

2. Wahl der Versuchsmethoden

Zu den Grössen, welche die Berechnungen des Erddruckes beeinflussen, gehört der Winkel der inneren Reibung, die Kohäsion und das Raumgewicht des Bodens sowie ein Koeffizient, dessen Wert von den Deformationen abhängt, die während des Bauvorganges in der Ueberlagerung des Tunnels entstehen. Nehmen diese Deformationen einen beträchtlichen Umfang an, so entsteht eine Gewölbewirkung im Erdboden, und der Druck auf den Tunnel nimmt ab. Wird dagegen durch das Bauverfahren jede Deformation vermieden, so werden die Reibungskräfte im Boden nicht ausgelöst, und der Erddruck auf den Tunnel bleibt gross.

Bei einer Untersuchung, die auf Grund eines Modells durchgeführt wird, sollte man deshalb nicht nur die Eigenschaften des Bodens sehr gut kennen, sondern auch die Tunnelbauweise so genau wie möglich nachahmen.

Es besteht keine einfache Aehnlichkeit zwischen dem am Modell messbaren Erddruck und jenem auf dem wirklichen Tunnel.

In allen Erddruck-Problemen (Tragkraft von Fundamenten, Erddruck auf Stützmauern, passiver Erddruck, Stabilität von Böschungen, Druck auf Tunnelschalungen usw.) werden die Spannungen und Drücke im allgemeinen nach folgender Formel berechnet:

$$\sigma \text{ oder } p = \gamma HA + CB \text{ t/m}^2$$

Dabei bedeuten:

- γ wahrscheinliches Raumgewicht des Erdbodens in t/m^3 ,
- C Kohäsion des Erdbodens in t/m^2 ,
- H eine geometrische Abmessung der Masse,
- A und B dimensionslose Koeffizienten, im allgemeinen Funktionen des Winkels der inneren Reibung des Erdbodens und des Verhältnisses zweier Dimensionen der Erdmasse.

Zieht man ein Bauwerk in wirklicher Grösse und sein in verkleinertem Masstabe ausgeführtes Modell in Betracht, wobei die Erde des Modells jener des Bauwerkes entspricht, also γ , φ und C die gleichen Werte haben, so stellt man nach obiger Gleichung folgendes fest: 1. Das erste Glied γHA ist eine Spannung, die am Modell masstabgetreu wiedergegeben wird, d. h. sein Wert entspricht der wirklichen Spannung, multipliziert mit dem Verkleinerungsmasstab (γ und A haben den gleichen Wert am Modell und in wirklicher Grösse, während H masstäblich verkleinert ist). 2. Das zweite Glied, CB , ist nicht masstäblich verkleinert; C und B haben die gleichen Werte am Modell und in wirklicher Grösse.

Auf Grund dieser beiden Bemerkungen gelangt man zu nachstehenden Schlussfolgerungen:

1. Die Untersuchung der kohäsionslosen Masse am Modell ($C = 0$) ist einfach; die Spannungen und Drücke werden am Modell im Masstabe zur wirklichen Grösse verjüngt, wenn man beim Modell eine Erde verwendet, die jener des wirklichen Objektes entspricht.
2. Die Untersuchung der kohärenten Masse am Modell wird dadurch kompliziert, dass man, um am Modell masstäblich verkleinerte Belastungen zu haben (Aehnlichkeit der Belastungen), ein Material verwenden