

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 93 (1975)
Heft: 26

Artikel: S-Bahntunnel Hamburg im Vorpressverfahren
Autor: gh
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-72774>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 06.02.2025

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

5. Ergebnisse der Ausreiss- und Dauerstandversuche

Es wurden je ein Kurzzeitausreissversuch mit einer Haftstrecke von 2 m bzw. 3 m durchgeführt. Die Bruchlast betrug 290 bis 300 Mp. Der Bruch trat in beiden Fällen durch Reißen einzelner Litzen, nicht durch Versagen der Haftstrecke, auf. Im ersten Versuch drehte sich bei der Belastung der Kolben der Presse; dadurch trat eine vergrößerte Dehnung auf. Bei verhindertem Drehen des Kolbens der Presse ergab sich im zweiten Kurzzeitversuch (Haftstrecke 2 m) eine spezifische Dehnung unter 75% der Bruchlast, welche gut mit dem im Laborversuch der EMPA ermittelten Wert übereinstimmt und 10% unter dem Erstbelastungsmodul gemäss Abschnitt 3 liegt (Bild 5).

Demgegenüber verhielt sich das in-situ-Dauerstandseil um 15% steifer gegenüber dem EMPA-Versuch, bzw. um 8% härter gegenüber dem Erstbelastungsmodul aus Abschnitt 3. Dieses steifere Verhalten könnte durch Reibungseinflüsse an der (durch ein Polyäthylenrohr ausgekleideten!) Bohrlochwand oder durch einen gestörten (aufgedrehten) Drahtseilverband infolge Vorbereitungs- oder Transport- und Montageeinflüssen verursacht sein.

Das Dauerstandverhalten in-situ ist in Bild 7, dasjenige bei der EMPA in Bild 6 dargestellt. Der EMPA-Versuch sollte das reine Drahtseilverhalten, ohne Einflüsse der Haftstrecke, abklären. Besonderheiten:

- Nach 150 Stunden traten beim in-situ-Versuch auf der freien Drahtseilstrecke keine Deformationen mehr auf; die weiterhin in der Haftstrecke gemessenen Deformationen wurden nicht auf die freie Strecke übertragen; dies deutet auf Reibungseinflüsse an der Bohrlochwand hin.
- Im Laborversuch ist das Drahtseilkriechen am Versuchsende nach 3600 Stunden noch nicht zum Stillstand gekommen.
- Einflüsse von Sprengerschütterungen (Schwinggeschwindigkeiten bis 5 mm/s) in der Spätphase des in-situ-Dauerstandversuches bewirkten keine Dehnungszunahme.

6. Erfahrungen mit einbetonierten Drahtseilen

Die Entwicklung in der Vorfabrikation von Bauelementen hat zur Herstellung von grossen und schweren Betonelementen geführt. Für das Versetzen ist es zum Teil noch üblich, Rund-eisen zum Einhängen von Anschlagmitteln zu verwenden. Es besteht die Möglichkeit, dass ein Rund-eisen beim Biegen gekerbt wird. Kerben führen zu Rissen, was schon verschiedentlich zum Abstürzen der Last geführt hat.

Verschiedene Hersteller von Betonelementen sind dazu übergegangen, an Stelle von Rund-eisen mit Erfolg Drahtseile

einzubetonieren. Diese haben gegenüber einem massiven Rund-eisen den Vorteil, dass sie aus vielen Einzeldrähten bestehen. Bei einer mechanischen, örtlichen Beschädigung wird deshalb nicht der ganze Querschnitt in Mitleidenschaft gezogen.

Im nachstehenden Beispiel wird dargestellt, wie man für ein Betonelement das Drahtseil und die einzubetonierende Drahtseillänge berechnet.

Berechnung des Drahtseiles d

Last	$G = 40\,000\text{ kp}$
Anzahl Drahtseilstränge	$n = 4$
Sicherheitsfaktor	$S = 5$
Drahtseilbruchlast	$K = \frac{G \cdot S}{n} = \frac{40\,000 \cdot 5}{4} = 50\,000\text{ kp}$
Aus Drahtseitabelle	$d = 3,0\text{ cm}$, Bruchlast 51 000 kp

Berechnung der Haftlänge L

Betonfestigkeit	$\geq 250\text{ kp/cm}^2$
Haftspannung Drahtseil-Beton τ_H	$= 35\text{ kp/cm}^2$
Drahtseiloberfläche	$= F = d \cdot \pi \cdot L$
Haftlänge	$L = \frac{K}{\tau_H \cdot d \cdot \pi} = \frac{50\,000}{35 \cdot 3 \cdot \pi} = 152\text{ cm}$

Als Faustregel kann für die Ermittlung der Haftlänge $L = 50 d$ angenommen werden.

7. Einfluss der Verzinkung auf die Haftfestigkeit

Mit verzinkten und unverzinkten Drähten (Durchmesser 3,15 mm, Zugfestigkeit 194 kp/mm²), wie sie in den Drahtseilen enthalten sind, wurden im Auftrag der Firma Losinger an der EMPA Ausziehversuche durchgeführt. Die geraden Drähte wurden zu diesem Zweck mit verschiedenen Haftlängen mit einem Zementmörtel (Wasser-Zement-Faktor 0,38) in ein Stahlrohr eingegossen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 10 kp/mm² pro Minute. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 9 dargestellt.

Literatur

- [1] A. Schneider und A. Chulp: Dehnung und Kontraktion bewegender Seile mit Fasereinlage im statischen Zugversuch und unter Betriebsbedingungen. «Internationale Seilbahnwettbewerb» 4/1972.

Adresse der Verfasser: E. Kessler, im Ingenieurbüro Heierli, Culmannstrasse 56, 8006 Zürich, H. Dietrich, in Firma Losinger AG, VSL International, 3000 Bern, und H. Bindschädler, in Firma Kabelwerke Brugg AG, 5200 Brugg.

S-Bahntunnel Hamburg im Vorpessverfahren

DK 624.19:625.45

Derzeit wird zur Entlastung der über 100 Jahre alten Verbindungsbahn zwischen Hamburg Hauptbahnhof und Altona eine zweite innerstädtische Verbindungslinie mitten durch die Innenstadt mit fünf S-Bahn-Bahnhöfen erbaut. Damit werden weitere Aussenstrecken angeschlossen und das innerstädtische Strassennetz entlastet. Mit der Fertigstellung dieser 1967 begonnenen City-S-Bahn rechnet man im Jahre 1978. Von den insgesamt 30 Baulosen sind neun im Rohbau fertiggestellt. Von der rd. 8 km langen City-S-Bahn verlaufen 5,85 km im Tunnel, der überwiegend in offener Bauweise erstellt wird; in einem 673 m langen Teil muss jedoch wegen hoher Überdeckung im bergmännischen Verfahren gearbeitet werden (Schildvortrieb), und im Baulos 4/5 wurde beim Unterfahren der Verbindungsbahn das neuzeitliche Vorpessverfahren von Tunnelstückchen gewählt, auf das hier näher eingegangen wird.

Das von der Deutschen Bundesbahn zu erstellende Baulos 4/5 liegt auf dem etwa 200 m breiten Landstreifen zwischen Aussen- und Binnentalster. Die zweigleisige City-S-Bahn (Bild 1) unterquert die fünf Geleise der Verbindungsbahn und den Strassenzug Lombardsbrücke mit seinen setzungsempfindlichen Versorgungsleitungen in einem Bogen mit 300 m Halbmesser. Die Gradienten fällt mit einer Neigung von 5,42% von -5,16 m NN im Anschluss an den Hamburger Hauptbahnhof bis -6,50 m NN am Rande der auf +3,00 m NN angestauten Binnentalster. Der fertige S-Bahntunnel liegt an dieser Stelle etwa 10 bis 12 m im Grundwasser. Der grösste Teil des bei den Bauarbeiten zu erwartenden Bodens besteht aus Torf und kompressiblen Böden sowie den bis zu 14 m mächtigen Auffüllungen. Wegen des schlechten Baugrundes sowie der täglich über 60 000 Fahrzeuge auf der Lombardsbrücke und der rd. 1200 Züge auf

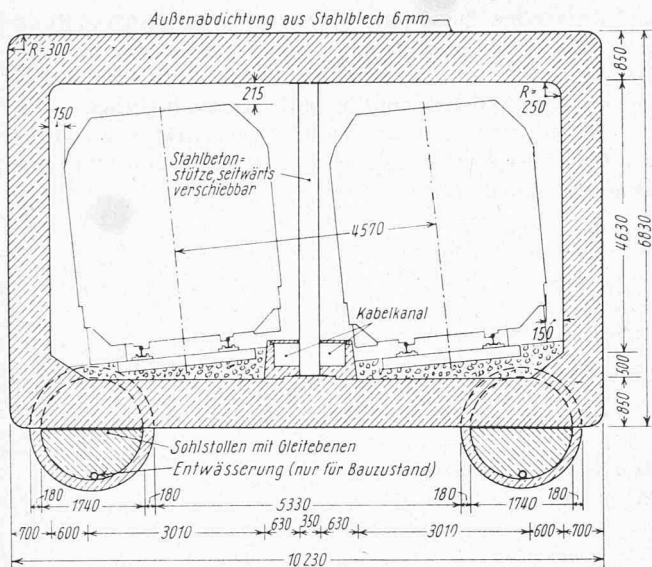


Bild 1. Querschnitt des fertigen Tunnels mit den beiden Sohlstollen. Masse in mm

der Verbindungsbahn sah die Ausschreibung vor, dass der City-S-Bahntunnel in offener Baugrube bei vollständiger Abdeckung der Verkehrsflächen herzustellen ist.

Ausschreibung

Ende 1968 brachte die Ausschreibung 23 Angebote. Davon waren 13 Sonderentwürfe, die vom bergmännischen Verbau und der Vereisung des Baugrundes über Rohrschirmdecken mit bis zu 50° schrägen Baugrubenwänden bis zum Einbau von Einzelfertigteilen und Vorpressen ganzer Tunnelquerschnitte reichten. Da die Arbeiten an den Nachbarlosen bereits abgeschlossen waren, musste die Trasse und Gradienten des 213 m langen noch fehlenden Zwischenstückes unbedingt eingehalten werden. Bei der Bahn ist die Sicherheit und Aufrechterhaltung des Zugbetriebes auf den zu kreuzenden Gleisen während der Bauzeit vorrangig. Ausgeführt wurde deshalb ein Sondervorschlag, nach dem 5,70 m lange Tunnelstückchen aus Stahlbeton vorgefertigt und unter Vorsetzen eines Schildes und Einschalten mehrerer Zwischenpressstationen durch den Boden vorgepresst werden. Nach Gegenüberstellung aller Vor- und Nachteile und Ab-

stimmung mit Gutachtern und der mindestfordernden Bietergemeinschaft wurde Anfang 1969 der Auftrag erteilt. In technischer Hinsicht ist der Sonderentwurf wegen des Zusammentreffens mehrerer Besonderheiten als eine Neuentwicklung im Tunnelbau anzusehen, wie u. a. durch Form und Grösse des Tunnelquerschnittes, erhebliche Überschüttung, Gradientengefälle und gekrümmte Trassenführung. Die Risiken wurden durch die Sicherheit des Verfahrens aufgewogen, das Bauhilfsmassnahmen lediglich an der Ortsbrust auf einer Fläche von etwa 70 m² infolge Schildvortrieb vorsah.

Verschubbahnen

Wegen unveränderbarer Gleisführung musste der Tunnel sehr genau vorgepresst werden, was durch die teilweise recht ungünstige Bodenbeschaffenheit erschwert wurde. Die zulässigen Abweichungen von der Sollage betragen ± 150 mm zur Seite, 65 mm nach oben und 150 mm nach unten. Man stellte deshalb vor den eigentlichen Vorpressearbeiten unter dem Tunnel zwei 172 m lange *Sohlstollen* mit Kreisquerschnitt und 7,43 m gegenseitigem Abstand her (Bild 1). Verwendet wurden dazu 114 Schleuderwalzbetonrohre (B 300; 7,15 t). Sie sind 3,00 m lang und haben 1740 mm Aussendurchmesser und 180 mm Wanddicke. Die Stollen wurden unter Druckluft und bei Einschalten von zwei Zwischenpressstationen von der Anfangsbaugrube aufgeföhren. Nach Einbau von Entwässerungs sonden (Bild 2) füllte man die untere Hälfte mit Beton aus und erhielt sehr genaue Verschubbahnen für den Tunnel (Bild 3). Aufgrund dieser Arbeitsweise konnte die Tunnelstrasse genau eingehalten werden. Die Sohlstollen dienen gleichzeitig der Boden erkundung und mit den 1,00 m langen eingespülten Kunststoffsonden zur Wasserabsenkung (Bild 2). Weiter wurden bei dieser Rohrvorpressung Erfahrungen für die zu erwartenden Reibungskräfte beim Tunnel gesammelt.

Tunnelstückchen

In der 40 m langen und 13 m tiefen Anfangsbaugrube wurden die Tunnelstückchen bewehrt und betoniert – eines je Woche – sowie bis zum Erhärten des Betons abgestellt. Die vorgefertigten Tunnelstückchen sind etwa 10 m breit, rd. 7 m hoch und 5,70 m lang und haben etwa 400 t Einzelgewicht und im Grundriss Trapezform, so dass sie aneinandergereiht den bogenförmigen Tunnel ergeben. Bei den aus wasserdichtem Beton B 300 vorgefertigten 30 Tunnel-

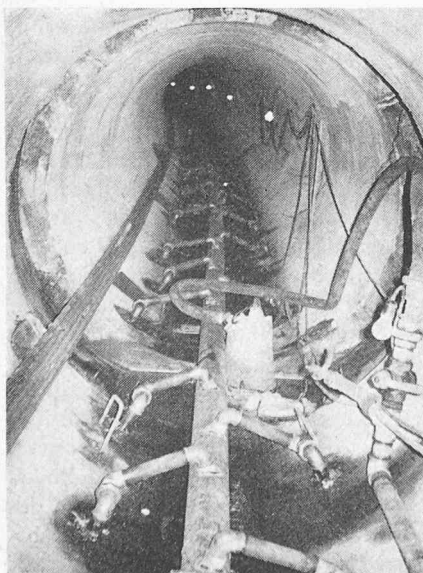
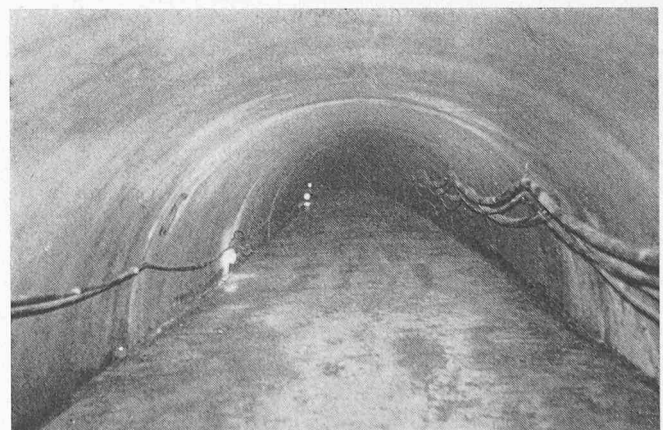


Bild 2 (links). Blick in einen der beiden Sohlstollen nach dem Einbau der Sonden für die Wasserhaltung

Bild 3. Sohlstollen wie Bild 2 nach dem Ausbetonieren der Verschubbahn für den Tunnel



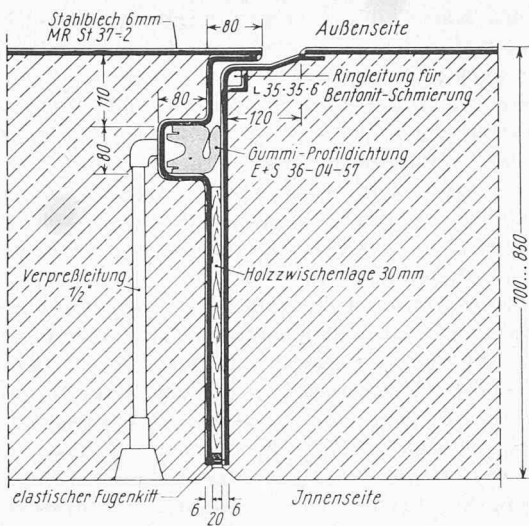


Bild 4. Fugenausbildung der Tunnelteilstücke ohne Zwischenpressstation

teilstücken dürfen die zulässigen Abweichungen von den Sollmassen je Richtung nur ± 10 mm betragen. Der Beton hat einen Bindemittelgehalt von 330 kg PZ F/m³ FB und 43,5 cm Ausbreitmass. Sein Wasserzementwert beträgt 0,55 und die Zusammensetzung der Zuschläge 40% 0/3, 16% 3/7, 20% 7/15 und 24% 15/30 mm Durchmesser. Zusätze wurden nicht verwendet. Die erzielte Betondruckfestigkeit betrug im Alter von 7 und 28 Tagen 270 bzw. 400 kp/cm² ± 5 %. Je Fertigteil wurden 143 m³ Beton benötigt, als Bewehrung 270 t Betonstahl III.

In jedem der 5,70 m langen Tunnelteilstücke befinden sich drei Stützen von 5,20 m, zwei mit einem Querschnitt von 0,35 x 0,35 m und dazwischen eine von 0,35 x 0,70 m Querschnitt. Sie wurden vorgefertigt und als schlaffbewehrte Pendelstützen aus Beton B 450 in die Schalung der Tunnelteilstücke eingehängt. Ihre Lagerung lässt ein seitliches Verschieben von 20 bis 60 mm nach der Tunnelfertigstellung zu. Eingebaut wurden insgesamt 90 Stahlbetonstützen.

Die Isolierung der vorgefertigten Tunnelteilstücke gegen Grundwasser besteht aus 6 mm dickem Stahlblech St 37-2 (Bilder 1 und 4). Sie hat ein Gewicht von 10 t je Tunnelteilstück und umschließt das ganze Fertigteil einschliesslich

Bild 6. Selbstfahrgerüstwagen mit ausklappbaren Pressen für die Zwischenpressstationen

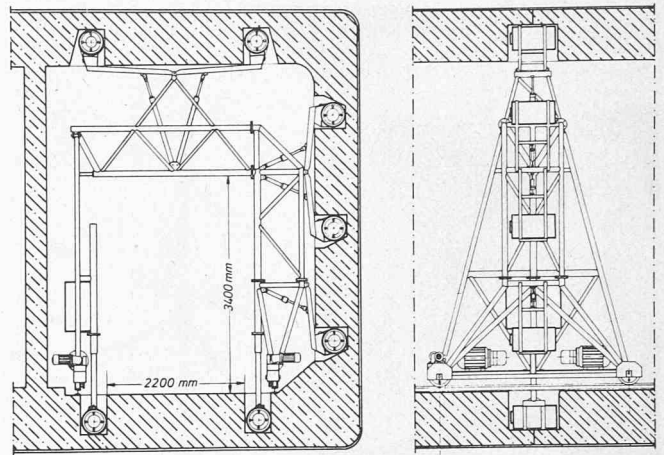
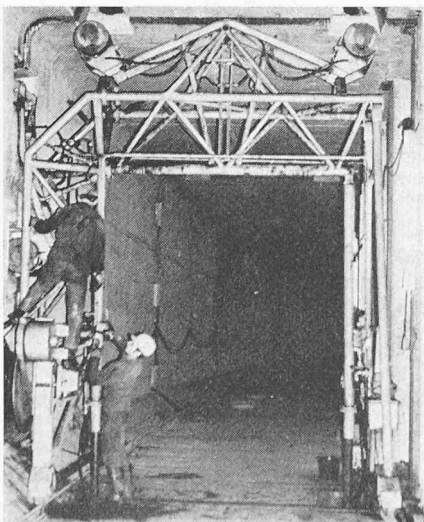


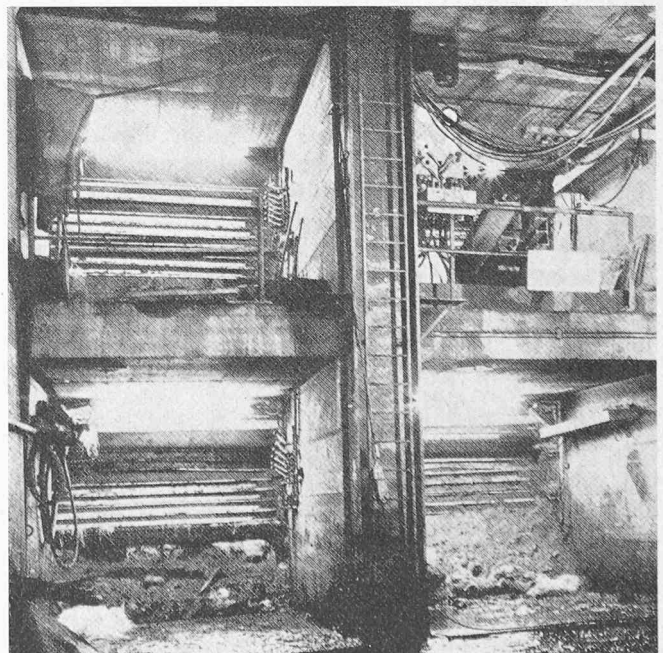
Bild 5. Zwischenpressstation mit 2 x 7 Pressen von je 274 Mp Schub und 0,3 m Hub, angeordnet auf einem Gerüstwagen (siehe Bild 6)

der Stirnflächen. Man schweisste sie in einer Zelthalle ausserhalb der Baugrube zusammen und hob sie zum Betonieren der Tunnelteilstücke mit einem 30-Mp-Portalkran in die Anfangsbaugrube.

Vorpressverfahren

Nach der Abbindezeit von drei Tagen wurde das Tunnelteilstück innerhalb der Anfangsbaugrube zur Hauptpressstation befördert und im Alter von fünf Wochen mit Hilfe von zwölf in zwei Gruppen zusammengefassten Hydraulikpressen von 3000 Mp Vorschubkraft und 1,10 m Hubweg ins Erdreich vorgepresst. Danach folgte das nächste Tunnelteilstück in die Hauptpressstation. Zum Vermeiden von grosser Pressendrucke und von Beschädigungen der Tunnelteilstücke richtete man hinter jedem zweiten Tunnelteilstück bzw. nach jeweils 11,40 m Tunnellänge – insgesamt zwölf – Zwischenpressstationen ein (vgl. Bild 5). Sie ermöglichen eine bessere Lenkung während des Vorpressens. Bei dem

Bild 7. Durch Stahlbetonscheiben in sechs Arbeitskammern unterteilter Vortriebsschild mit Vorpressstation vor dem ersten Tunnelteilstück. Die Ortsbrüst ist mit Leichtmetalldielen gesichert



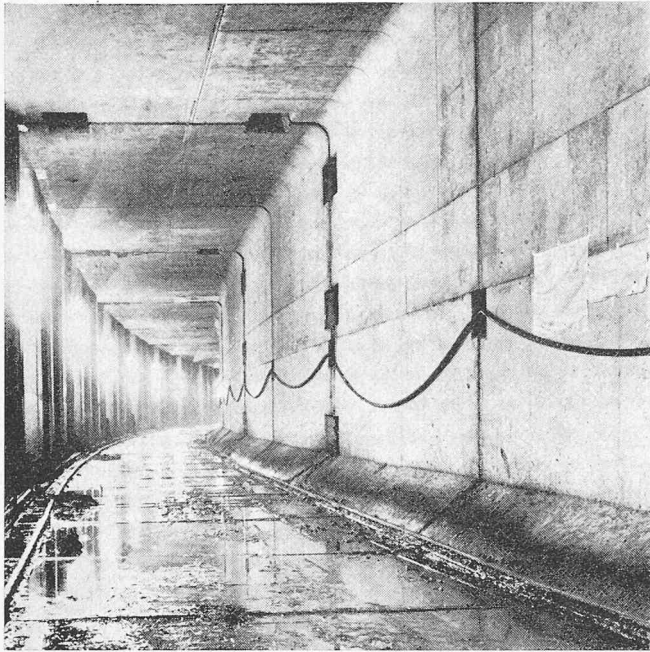


Bild 8. Blick in die eine Hälfte des fertig vorgepressten S-Bahntunnels im Bogen mit 300 m Halbmesser, links die mittig angeordnete Reihe von Pendelstützen. Deutlich sind die 5,7 m langen Tunnelteilstücke zu erkennen

anstehenden ungünstigen Erdreich hätte man nur mit der Hauptpresstation nicht einen Tunnel von 70 m² Querschnittsfläche auf 171 m Länge einschieben können – auch nicht bei der verwendeten Bentonitschmierung der Tunnelaussenwände. Für die Zwischenpresstationen wurden hier erstmalig auf Gleisen fahrende Gerüstwagen mit elektrischem Antrieb (Bild 5) eingesetzt; sie sind mit je sieben ausklappbaren Hydraulikpressen mit 3800 Mp Schubkraft je Zwischenpresstation bei 0,25 m Hubweg ausgerüstet. Die Zwischenpresstationen (Bild 6) und das Verfahren beruhen auf einem Patent der Bauunternehmung F. & N. Kronibus KG, Kassel.

Am ersten Tunnelteilstück ist an der Spitze der Tunnelvorpresung ein *Vorpressschild* angebracht, in dessen Schutz das Erdreich in einer Tiefe von 0,55 m von oben nach unten an der Ortsbrust abgebaut und mit Leichtmetalldielen und Hydraulikpressen abgestützt wird. Wegen seiner Grösse ist der Schild durch Stahlbetonscheiben in sechs Arbeitskammern unterteilt (Bild 7). Im Schutze des Schwanzbleches ist zwischen Schild und erstem Tunnelteilstück eine Schildpresstation aus 16 in vier Eckgruppen zusammengefassten Steuer- und Vortriebspresen angeordnet.

In der Stirnfläche der Tunnelteile ist die *Fugendichtung* aus einem Falz mit einem besonders hierfür entwickelten Neoprene-Dichtungsprofil (insgesamt 2000 m; 200% Bruchdehnung, 110 kp/cm² Zugfestigkeit) angeordnet (Bild 4) und zum Tunnelinneren mit einer elastischen Epoxydharz-Gummimasse abgeschlossen, die über 2 kp/cm² Wasserüberdruck aufnimmt. Aussen wird die Fuge durch ein Blech überdeckt. Die Stirnflächen der Tunnelteilstücke enthalten an den Zwischenpresstationen Pressennischen (vgl. Bild 5), die beim Fugenabschluss zubetoniert werden. Die Tunnelfertigteile sind mit vier grossen Schubbolzen miteinander verbunden.

Die 30 Tunnelteilstücke wurden innerhalb von zwölf Monaten in der beschriebenen Arbeitsweise zu einem Tunnel von 171 m Länge aneinandergereiht in das Erdreich vorgepresst (1. Juli 1971 bis 1. Juli 1972), und zwar täglich bis zu 1 m und im Mittel 0,60 m. Am 30. Mai 1973 war der Tunnel fertiggestellt (Bild 9). Die erzielte Genauigkeit gegenüber der Sollage lag weit unter den zulässigen Toleranzen. Die Abweichung betrug zur Seite ± 40 mm und in der Höhe 48 mm.

Diese erstmalige Ausführung eines Eisenbahntunnels im Vorpressverfahren ergab eine technische und wirtschaftliche Vergleichslösung zum Schildvortrieb mit Tübbingausbau und kann auch mit Druckluft angewendet werden. Auch bei ungünstigsten Bodenverhältnissen lässt sie einen sicheren Bauablauf zu, ohne dass Versorgungsleitungen und der Betrieb auf anderen Verkehrswegen wesentlich beeinträchtigt werden. Die beschriebenen Arbeiten führte die Arbeitsgemeinschaft F. & N. Kronibus KG, Kassel, und Klee KG, Ilvesheim/Mannheim, aus. gh

Vor 75 Jahren

Aufstieg des ersten Zeppelin-Luftschiffes

DK 533.64

Die Welt horchte auf, als an jenem denkwürdigen 2. Juli 1900 um 20.03 h das erste Zeppelin-Luftschiff, LZ 1, von dem an der Bucht zwischen Friedrichshafen und Meersburg gelegenen Manzell aufstieg. Den Tausenden von Bewunderern, die beide Ufer des Bodensees säumten war wohl kaum bewusst, mit welchen Schwierigkeiten Graf Ferdinand von Zeppelin zu kämpfen hatte, ehe es so weit war. Erstmals in der Geschichte der Luftschiffahrt wurde mit dem Aufstieg von LZ 1 der Welt ein «Schiff der Lüfte» von solch grossen Ausmassen gezeigt¹⁾.

Graf von Zeppelin wurde am 8. Juli 1838 im heutigen Insel-Hotel in Konstanz geboren und ist auf Schloss Girsberg, einem einstigen thurgauischen Herrnsitz bei Kreuzlingen, aufgewachsen. Im Jahre 1892 begann Zeppelin mit den eigentlichen Konstruktionen. 1894 legte er seine Pläne sogenannten Sachverständigen vor, die sich jedoch ableh-

nend verhielten. Die Leute urteilten damals wie folgt: «Nur närrische Käuze können sich mit der Idee, Luftschiffe zu bauen, befassen.» Und der Umstand, dass Graf Zeppelin General war, trug erst recht dazu bei, dass seine Ideen nicht ernstgenommen wurden. So stiess dann Zeppelin bei der Beschaffung der finanziellen Mittel auf grosse Schwierigkeiten, doch arbeitete er an seinen Plänen weiter.

Erster Erfolg des LZ 1

Die Dauer der ersten Fahrt des LZ 1 betrug 18 Minuten. Das Abwiegen des Luftschiffes und den Aufstieg leitete Hauptmann Bartsch von Sigsfeld von der Preussischen Luftschiffabteilung. An Bord waren: Graf von Zeppelin, der sein Luftschiff selbst führte, Baron Bassus, Ing. Burr und in der zweiten Gondel der Afrikareisende Dr. Wolff sowie der Maschinist Gross. Leider fiel ein Motor aus, und am Mechanismus des Laufgewichtes war etwas nicht in Ordnung. Zur Verbindung zwischen den Gondeln und zur Besichtigung der Ballonzellen war ein Laufgang unter dem

¹⁾ Zeppeline. Giganten der Lüfte. Von Karl Grieder. 66 S. mit 107 Bildern. Zürich 1971, Orell Füssli Verlag. Preis geb. 32 Fr.