

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 95 (1977)
Heft: 20

Artikel: Der Hagenholztunnel, Los 7
Autor: Frey, René
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73373>

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: 02.04.2025

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

Ostteil:

April 1976	86,10 m in	20 AT, zweischichtig	= 4,31 m/AT 5)
Mai 1976	37,93 m in	20 AT, zweischichtig	= 1,90 m/AT
Juni 1976	58,43 m in	21 AT, zweischichtig	= 2,78 m/AT 6)
Juli 1976	100,45 m in	22 AT, zweischichtig	= 4,75 m/AT 6)
Aug. 1976	52,28 m in	22 AT, zweischichtig	= 2,38 m/AT
Sept. 1976	58,43 m in	22 AT, zweischichtig	= 2,66 m/AT
Okt. 1976	37,93 m in	21 AT, zweischichtig	= 1,81 m/AT 6)
Nov. 1976	56,38 m in	22 AT, zweischichtig	= 2,56 m/AT 7)
Dez. 1976	41,00 m in	17 AT, zweischichtig	= 2,41 m/AT 6)
Jan. 1977	32,80 m in	10 AT, einschichtig	= 3,28 m/AT
Jan. 1977	25,63 m in	6 AT, zweischichtig	= 4,27 m/AT
Febr. 1977	96,35 m in	20 AT, zweischichtig	= 4,82 m/AT 7), 8)
März 1977	61,50 m in	14 AT, zweischichtig	= 4,39 m/AT 7), 9)
März 1977	4,10 m in	7 AT, einschichtig	= 1,03 m/AT 7)

im Mittel 749,31 m in 244 AT = 3,07 m/AT

im Zwei-

schicht-
betrieb 712,41 m in 227 AT = 3,14 m/AT

West- und Ostteil

Gesamtmittel 1247,16 m in 393 AT = 3,17 m/AT

im Zwei-

schichten-
betrieb 1177,14 m in 350 AT = 3,36 m/AT

Grösste Monatsleistung 125 m = 5,45 m/AT

Mittlere Monatsleistung 67 m = 3,35 m/AT

Grösste Tagesleistungen 9,23 m an 1 AT = 0,25 % und
8,28 m an 2 AT = 0,50 % von 393 AT

1) inkl. Durchbruch der Rühlwand. 2) inkl. Unterfahren der beiden Autobahnen Zürich-Schaffhausen und Schaffhausen-Zürich. 3) inkl. Unterfahren der Autobahn Zürich-Flughafen. 4) inkl. Ausfahren aus der Böschung und Sicherung der Tübbings im Freien. 5) ohne Durchbruch Rühlwand. 6) inkl. Füllinjektionen. 7) inkl. Brustinjektionen. 8) inkl. Unterfahrung Kantonsstrasse Zürich-Schaffhausen. 9) inkl. Unterfahren von vier SBB-Betriebsgleisen.

Schlussfolgerungen

Die Schildbauweise hat sich in technischer, terminlicher und finanzieller Hinsicht bestens bewährt. Es wurden die verschiedenartigsten Formationen von Lockergestein bis Nagelfluhfels gemeistert, selbst bei gleichzeitigem Auftreten im gleichen Profil. Auch wurde die Bauzeit nicht nur eingehalten,

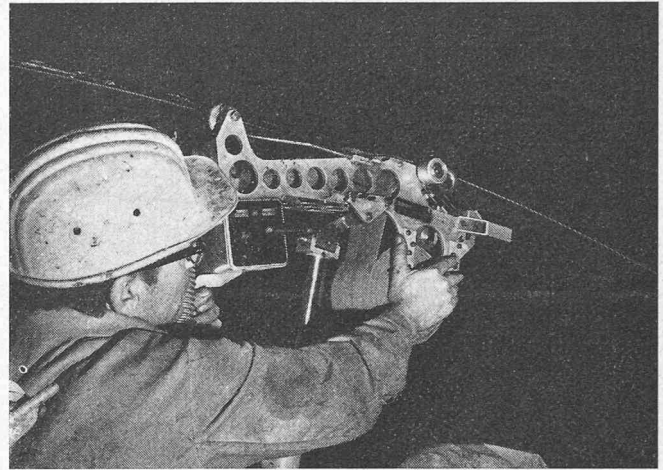


Bild 13. Aufziehen der Chloropren-Buthylkautschukfolien und Heissverkleben der Fugenbänder auf den Stössen im Gewölbe

sondern erheblich unterschritten, und einmal mehr wird sich die Abrechnung der in Schildbauweise ausgeführten Rohbautunnelröhre auch bei diesem Bauwerk erfreulicherweise im Rahmen des Kostenvoranschlages halten: erfreulich für den Bauherrn und den Projektverfasser, aber erfreulich auch für die ausführende Bauunternehmung, deren Ziel es ist, ihre Bauherrschaft nicht nur bei der Offertstellung sondern bis zur Schlussabrechnung preisgünstig zu bedienen. Dies war und ist nur möglich, weil die Bauunternehmung über einen Stab von Bau- und Maschineningenieuren, Polieren, Spezialisten und einsatzfreudigen Tunnelarbeitern mit selbst entwickelten Geräten verfügt, die seit nunmehr 17 Jahren ununterbrochen Schildbauarbeiten ausführen. Die Schildbauweise bietet daneben *beste Arbeitsplatzbedingungen*, was besonders in der geringen Unfallhäufigkeit von ca. 1,4 Prozent und in der Beständigkeit der Belegschaft zum Ausdruck kommt.

Federführung und Technische Leitung wie auch die Schildkonstruktion erfolgten durch die Firma Schafir & Mugglin AG.

Adresse des Verfassers: H. Müller, dipl. Ing. ETH, Vizedirektor Schafir & Mugglin AG, Zollikerstr. 41, 8032 Zürich.

Der Hagenholtunnel, Los 7

Von René Frey, Zürich

Im Frühjahr 1974 wurde die Arbeitsgemeinschaft Locher & Cie, Prader AG und Wayss & Freytag AG von den Schweizerischen Bundesbahnen mit der Ausführung von *Baulos 7* der Flughafenlinie beauftragt. Es umfasst den 1560 m langen östlichen Teil des Hagenholtunnels in *fallendem Vortrieb* sowie die *630 m lange Anschlussstrecke an die bestehende Linie Kloten-Bassersdorf*.

Geologische Prognose – Wasserführung

Der nach der Voruntersuchung zu erwartende Baugrund umfasste folgende geotechnischen Zonen (Bild 1):

- Vom Portal Ost bis km 117900 durchwegs Moräne, von eiszeitlich vorbelasteten Schottern überlagert und eine geringmächtige Lage von feinkörnigen, eiszeitlichen Seeablagerungen.
- Ab km 117900 bis 118200 eine mit eiszeitlichen Schottern ausgefüllte Rinne.

- Daran schliessen bis km 118500 eiszeitliche Seeablagerung an, die tonig-siltig ausgebildet sein können.
- Die restliche Tunnelstrecke liegt wiederum in vorbelasteten Schottern, die vor allem in diesem Bereich fest gelagert, lagen- und linsenweise zu Nagelfluh verkittet sein können.

Im Bereich Moräne war nur eine geringe Wasserführung zu erwarten. Es war vorgesehen, den Grundwasserspiegel im Bereich der Schotter durch Filterbrunnen abzusenken. Die aufzufahrende Tunnelstrecke konnte somit etwa in folgende Abschnitte unterteilt werden:

1. *Moränenstrecke 660 m*: standfest, festgelagerter Boden.
2. *Schotterrinne 300 m*: rollig bis verkitteter Boden.
3. *Seeablagerung 300 m*: siltiger, sandiger Boden. Standfestigkeit der Ortsbrust fraglich, abhängig von Wassergehalt und Anteil Silt oder Sand.
4. *Schotterstrecke 240 m*: teilweise stark verkitteter Boden.

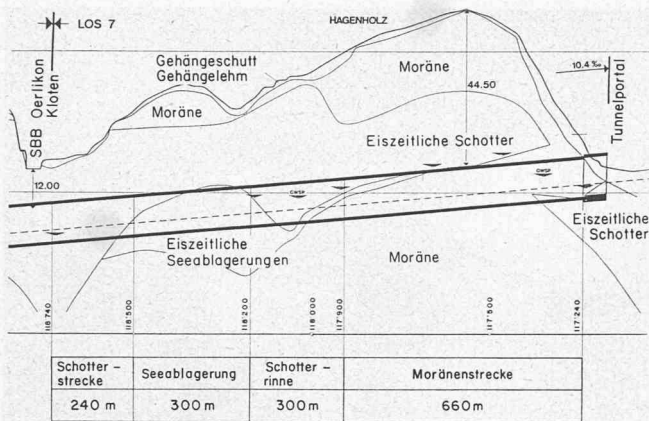


Bild 1. Geologische Prognose

Schildkonstruktion

Auf Grund dieser Beurteilung hatte sich die Arbeitsgemeinschaft entschlossen, einen Schild zu bauen, der einerseits *mechanisierten Vortrieb in grösstmöglichem Masse* zulässt, andererseits aber mittels *hydraulisch bedienbarer Klappen* bzw. *Platten*, wo notwendig, die nicht stabile Ortsbrust stützen konnte.

Der kreisrunde Schildmantel (Bild 2) von 11,46 m Aussendurchmesser und 9,10 m Gesamtlänge setzte sich aus 3 Blechschüssen unterschiedlicher Stärke zusammen. Über Spanten und Rippen war der Schildmantel mit dem inneren Aussteifungszylinder zu einer biegesteifen Schweisskonstruktion verbunden. Die vordere Kante des Schildes war als Schneide ausgebildet und mit Schweissauftrag gepanzert. Auf halber Höhe war die obere Arbeitsbühne eingebaut, die einerseits als waagrechtes Zugband den Schildmantel entlastete, andererseits aber auch der Tübbingversetzmaschine als Auflager diente (Bild 3). Das Gewicht dieser Stahlkonstruktion betrug total 450 t.

Auf der *oberen Arbeitsbühne* war ein *elektrisch betriebener Hydraulikbagger mit Teleskoparm* vom Typ «Eisenwerke Kaiserslautern» ohne Fahrwerk auf *Gleitschienen* installiert. Seine Aufgabe war es, von diesem Standort aus, ausgerüstet mit Felsschaufel oder hydraulischem Abbaugerät, die Lösearbeit an der ganzen Ortsbrust zu übernehmen.

Auf der *unteren Arbeitsbühne* war ein elektrisch betriebener Bagger des gleichen Fabrikats auf *Raupenfahrwerk* im Einsatz. Mit einem 1000 l Hochlöffel wurde das gelöste Material über ein Förderband auf Caterpillar Rückwärtskipper des Typ 613 geladen.

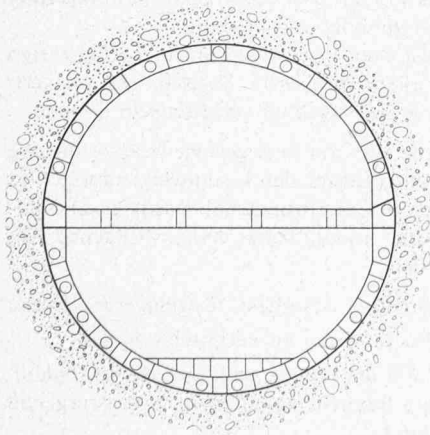


Bild 2. Querschnitt durch den Schild

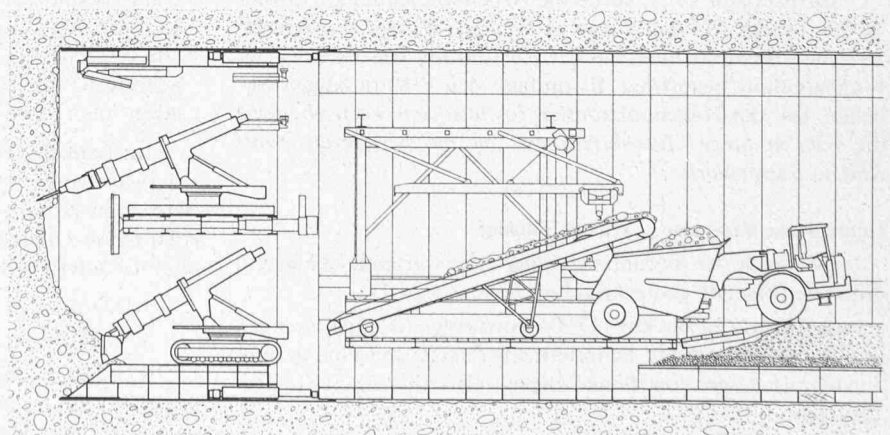


Bild 3. Längsschnitt durch den Schild

Das *Vorschieben* des Schildes erfolgte in Etappen von 120 cm Länge mittels 27 hydraulischen Vorschubpressen. Jede Presse erbrachte beim Maximaldruck von 450 bar im Hydrauliksystem einen Druck von 280 t; somit betrug die gesamte *Vorschubkraft des Schildes 7500 t*. Der Pressendruck, der in der Regel 50% der installierten Kraft nicht überstiegen hatte, war stufenlos regelbar. Die Pressen konnten gruppenweise pro Tübbingstein gesteuert werden, wodurch der Pressendruck dem ungleichmässigen Widerstand des Gebirges angepasst und die Steuerbarkeit des Schildes erleichtert wurde.

Bei *geringer Standfestigkeit* des Baugrundes konnte die *Ortsbrust mittels 16 hydraulisch bewegbarer Stahlplatten grossenteils abgestützt* werden. Es wurde unterschieden zwischen den jederzeit montierten Platten, bei deren Einsatz zur Stützung der Brust ein maschineller Betrieb, wenn auch mit Behinderung, möglich war, und den zusätzlich montierbaren Platten, die maschinelles Lösen verunmöglichten und maschinelles Aufladen sehr stark erschwerten.

Der komplette Brustverbau (Bild 4) wurde ein einziges Mal verwendet, nämlich für die Durchfahrung der mit Aushubmaterial aufgefüllten Tagbaustrecke.

Tunnelverkleidung

Die Tunnelverkleidung bestand aus 6 *vorfabrizierten Stahlbetonelementen PC 300* und einem wechselweise links und rechts oben angeordneten *Schlussstein* (Bild 5).

Das *Versetzen* der ca. 5½ bis 6½ t schweren, 1,20 m breiten Tübbings erfolgte mit einer *hydraulisch gesteuerten Versetzeinrichtung*, dem *Erektor*. Er war in der oberen Arbeitsbühne montiert und über ein klappbares Zahnrad angetrieben (Bild 6).

Die *Tübbings* wurden in einer *Feldfabrik* direkt auf dem Installationsplatz durch die Partnerfirma Locher & Cie im Subunternehmerverhältnis hergestellt.

Die für das rasche Ausschalen der Betonelemente notwendige Frühfestigkeit von etwa 150–200 kg/cm² wurde durch Verwendung von hochwertigem Zement, Heizen der Betonzuschlagstoffe und isolierendes Abdecken erreicht. Die *Seitenabschalungen* wurden nach 4–5 Stunden entfernt, die Tübbings nach 15–17 Stunden von der Schalung abgehoben. Wegen der verlangten Genauigkeit von ±1 mm in den Abmessungen der sich berührenden Seitenflächen wurde dem Hersteller die liegende Fabrikation nahegelegt.

Abdichtung

Die *Tunnelverkleidung* und deren *Dichtung* ist im gleichen Querschnitt grundsätzlich verschieden. Im Sohlbereich ist der Ring einschalig. Die Wasserdichtigkeit der Fugen wurde durch

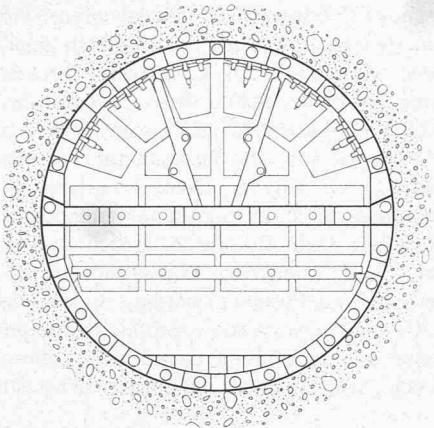


Bild 4. Vollständig eingebauter Brustverbau

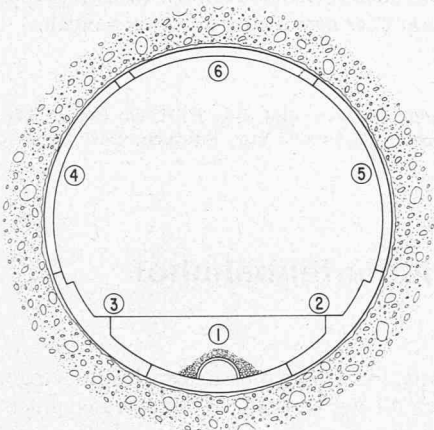


Bild 5. Reihenfolge des Tübbingbaues

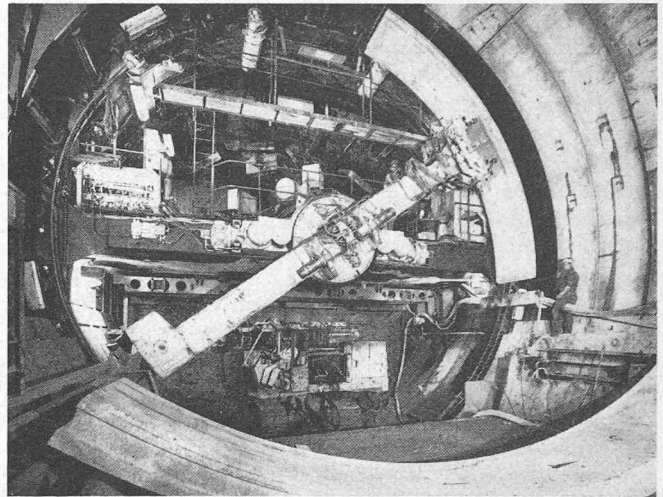


Bild 6. Tübbingversetzgerät (Erektor)

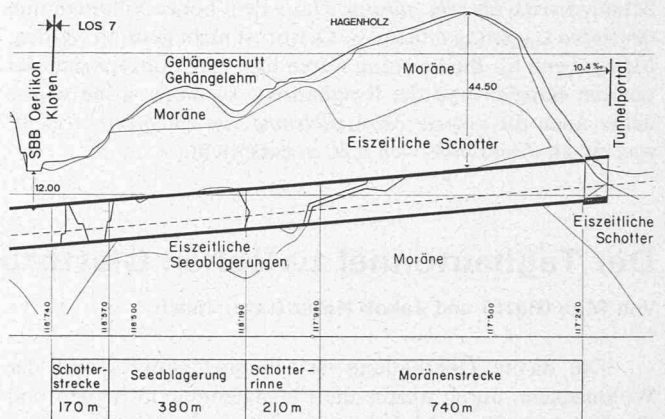


Bild 7. Geologische Wirklichkeit

ingelegte Neoprendichtungsbänder erreicht. Einzig in den stark wasserführenden Zonen werden Zusatzmassnahmen erforderlich sein. Im Bereich über der späteren Gleisanlage ist der Ausbau zweischalig. Die Tübbings werden hier auf der Innenseite mit einer Sikanorm Hypalonfolie vollflächig abgedichtet, die ihrerseits durch einen Innenbetonring von theoretisch 25 cm Stärke getragen wird.

Aufgefahrene Gesteinsabfolgen

Welche Bodenverhältnisse wurden nun effektiv angetroffen?

1. **Moränenstrecke:** verlängert auf 740 m, fest gelagerter, harter vorbelasteter Boden, vereinzelt Wassereintritte bis 6 l/s an der Ortsbrust.

2. **Schotterrinne:** verkürzt auf 210 m, im allgemeinen standfester Boden, zonenweise ausgewaschen und rollig, Grundwasserspiegel war abgesenkt, einmaliger Wassereintritt bis 15 l/s in der Sohle.

3. **Seeablagerung:** verlängert auf 380 m, siltyger Boden mit bankartigen Sandeinschlüssen, fest gelagert und standfest, unbedeutende Wassereintritte.

4. **Schotterstrecke:** verkürzt auf 170 m, zonenweise rollig bis stark verkitteter Boden, standfest, einmaliger Wassereintritt bis 30 l/s an der Brust und in der Sohle.

Im grossen ganzen trat somit *keine wesentliche Änderung* in den geologischen Verhältnissen auf, was ja bei der Vielzahl der Sondierbohrungen auch nicht anders zu erwarten war.

Hingegen waren die Längenanteile von Moräne und Seeablagerung eindeutig grösser als vorausgesagt. Die Übergänge von einer Zone in die andere waren nicht stetig, sondern meist abrupt, die Böden mit Ausnahme der Schotterrinne wesentlich standfester und fester gelagert als ursprünglich angenommen (Bild 7).

Erfahrungen mit den Geräteinstallationen

Am meisten Schwierigkeiten hat die *Moränenstrecke* bereitet. Im Blick auf die erwarteten mehrheitlich rolligen und sandigen Böden war der *Schild ohne Überschneide* ausgerüstet worden. So musste in der Moränenstrecke der für den Vorschub und die Steuerung notwendige Überschneid mit dem Lösegerät mühsam herausgespitzt werden. Während eines Vortriebsunterbruches an Ostern 1976 wurde dann eine Überschneide nachträglich angebracht; die erwartete Verbesserung der Vortriebsleistung stellte sich ein.

Die Abbauleistung an der senkrechten Ortsbrust mit dem vorhandenen Lösegerät, einem hydraulischen ungefähr 600 kg schweren Abba Hammer Krupp HM 600, wurde ebenfalls rasch als ungenügend erkannt. Bei einer erreichten mittleren Abbauleistung von 10 bis 12 m³ je Stunde wurden trotz z.T. 24stündigem Einsatz des Abbaugerätes nur Vortriebsleistungen von im Mittel 2,4 m je Tag erreicht. Andere Hammerfabrikate und die gleichzeitige Verwendung von 2 Baggern mit Abbaugeräten wurden ausprobiert, brachten jedoch keine Verbesserung. Erst mit *Bohren und Sprengen* eines Fächereinbruches in der Sohlzone konnte die Abbauarbeit an der verblei-

benden Querschnittfläche so erleichtert werden, dass die mittlere Schrämmeistung auf bis 20 m³ je Stunde, die tägliche Vortriebsleistung auf 3,60 m bis 4,20 m stieg.

In dem ausgewaschenen, rolligen Kies der Schotterrinne konnte die gewählte Bruststeinbaumethode erprobt werden. Zum Einsatz kamen die Brustplatten längs dem oberen Schildmantel und der oberen Arbeitsbühne, der maschinelle Betrieb war daher jederzeit möglich. Mit Ausnahme einer kurzen Strecke konnte dank dieser Ausrüstung die Ortsbrust jederzeit unter Kontrolle gehalten werden.

Das Grundwasser wurde nur in den Übergangszonen von Moräne/Schotterrinne und Schotterrinnen/Seeablagung angetroffen. Beim letzten Übergang wurde im Sohlbereich ein *kleines Grundwasserbecken angeschnitten*, das anscheinend von dem nächstliegenden Filterbrunnen nicht mehr erfasst wurde. Während 20 Arbeitstagen drangen 10–15 l/s im Schildschwanz ein und mussten von dort aus dem Tunnel gepumpt werden, bis durch die Sohle des Tunnels zusätzliche Filterbrunnen erstellt waren.

Die angetroffenen *Seeablagerungen* erwiesen sich für einen Schildvortrieb als *sehr günstig*. Dank dem hohen Siltanteil und der festen Lagerung musste die Ortsbrust nicht gestützt werden. Massgebend für die Leistung waren hier die Ladekapazität des unteren Baggers und die Ringbauzeit. In dieser Zone wurde daher auch die *grösste Monatsleistung von 130,80 m* erreicht, was einem *Tagesmittel von 6,20 m* entspricht.

In der abschliessenden Schotterstrecke musste wieder ein Wassereinbruch bewältigt werden. Ein erst nachträglich angeordneter Filterbrunnen vermochte ein Grundwasserbecken nicht mehr zu entleeren, bevor der Schild diese Zone anfuhr. So trat am 22. November 1976 abends eine Wassermenge von gegen 30 l/s an der Ortsbrust aus. Die Pumpanlage war aus Wirtschaftlichkeitsgründen auf eine geringere Wassermenge bemessen worden. Es musste deshalb mit einem Pumpwagen von 11 m³ Inhalt in pausenlosem Einsatz zusätzlich Wasser herausgeführt werden, bis einerseits der Wasserandrang zurückging und andererseits stärkere Pumpen installiert waren. Die besonders in diesem Abschnitt erwarteten verkitteten Schotter wurden nur zonenweise und in dünnen Lagen angetroffen; doch nahm die Härte der Lagerung gegen die Losgrenze wieder eindeutig zu.

Zusammenfassend darf gesagt werden: die gewählte Schildkonstruktion hat sich als Ganzes im angetroffenen Baugrund sehr gut bewährt. Die zusätzlichen Massnahmen wie Sprengen und Schildüberschneide haben es möglich gemacht, den Ende 1975 einmonatigen Rückstand auf das Bauprogramm in einen Vorsprung von über drei Monaten zu verwandeln.

Adresse des Verfassers: R. Frey, dipl. Ing. ETH, c/o Prader AG, Zürich; Arbeitsgemeinschaft Hagenholz Ost, Postfach, 8303 Bassersdorf.

Der Tagbautunnel zwischen Glattbrugg und dem Flughafenbahnhof

Von Max Glättli und Jakob Hasenfratz, Zürich

Die dichte Überbauung des Flughafenkopfes und der Wohngebiete, durch welche die Flughafenlinie in Kloten und Glattbrugg geführt werden muss, aber auch die topographischen Verhältnisse und die Randbedingungen, die in den Verflechtungspunkten mit den bestehenden Bahnanlagen und im Bereiche des Flughafens selbst zu berücksichtigen sind, haben zur Folge, dass *drei Viertel der 6,4 km langen Neubaustrecke unterirdisch* verlaufen. Hiezu gehört ausser dem Hagenholztunnel und dem Flughafenbahnhof auch der südlich anschliessende Streckenabschnitt von rund 1,2 km Länge, der das Flughafenareal zwischen Blindlandepiste und Werft in Richtung Glattbrugg durchquert, um hier mit der bestehenden Klotenerlinie wieder ein gemeinsames Trasse in abgesenkter Lage zu finden (Bild 1).

Der nachfolgende Projekt- und Baubeschrieb soll diesem Tunnel gewidmet sein. In *offener Baugrube*, zum Teil unmittelbar neben der Hauptpiste unter *schwierigen Baugrundverhältnissen* erstellt, gehört er zu den technisch besonders interessanten und anspruchsvollen Abschnitten der Flughafenlinie. Mit seinem in die Lose 4 und 5 aufgeteilten Bau wurde im April 1975 begonnen. Heute gehen die Arbeiten ihrem Ende entgegen.

Linienführung und Nivellette

Die Linienführung dieser Teilstrecke wird im Norden durch die Lage des *Flughafenbahnhofs* bestimmt, während am südlichen Ende die *Kläranlage Kloten/Glattbrugg* und im Flughafenareal selbst vor allem die *Blindlandepiste* massgebend sind (Bild 2). Wenn es auch gelungen ist, in angemessenem Abstand östlich dieser Piste vorbeizufahren, liegt doch ein ca. 500 m langer Abschnitt der Bahnlinie in einer für die *Radaranlagen des Flugsicherungssystems* («Instrument Landing System», ILS) empfindlichen Zone. Es ergaben sich daraus für den Baubetrieb sehr einschneidende Auflagen. Im Bereich der Antennen dürfen *überhaupt keine Setzungen* riskiert werden. Eine offene Bau-

grube war zwar zulässig, ihre Breite musste jedoch stark eingeschränkt werden. Auch die Verwendung von Baugeräten unterlag strengen Bestimmungen: Im Sommer durften sie in dieser Zone höchstens um 4 m überragen, während solche Einragungen im Winterhalbjahr mit Rücksicht auf ein absolut störungsfreies Funktionieren der ILS-Anlage überhaupt untersagt waren.

Fixpunkt für die Nivellette ist einerseits die Gleishöhe im Flughafenbahnhof (Kote 413.00). Andererseits muss die Linie in südlicher Richtung notwendigerweise in Tieflage weitergeführt werden, solange sie im Hindernis- und Gefahrenbereich der Landepiste und der Rollwege des Flughafens liegt. Damit müssen zwangsläufig auch verschiedene Werkkanäle und Vorfluter im Werftareal unterquert werden, die für den tiefsten Punkt der ganzen Neubaustrecke (Kote 411.57) bestimmend sind.

Der nächste Zwangspunkt für die Höhenlage ist die *Glatt*, die mit einer Brücke zu überqueren ist. Es ergibt sich daraus auf 430 m Länge eine Steilrampe von 22‰ Steigung. Die in diesem Bereich liegende Kreuzung zwischen Flughof- und Rohrstrasse muss den neuen Gegebenheiten angepasst und um ca. 2,5 m gehoben werden.

Die konstruktive Gestaltung des Bauabschnittes der Lose 4 und 5 wurde indessen nicht nur durch die Tieflage, die schwierigen Baugrundverhältnisse und den durchgehend fast auf Terrainhöhe liegenden Grundwasserspiegel beeinflusst, sondern massgebend auch durch die Forderung des Flughafenhalters, für die Zukunft die Möglichkeit offen zu halten, Pistensystem und Rollwege auch im Bereich der Bahnlinie in *beliebiger* Weise verlegen zu können, nachdem hierfür heute noch keine verbindlichen Pläne aufgestellt werden können.

Um im weiteren auch jeder Entwicklung im Flugverkehr und Flugzeugbau gewachsen zu sein, war dabei mit einem Flugzeuggewicht von 1000 t zu rechnen (Jumbo-Jet B 747 heute: 365 t).