Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 90 (1972)

Heft: 11: IIILSA, Internat. Fachausstellung der Heizungs-, Luft- und Sanitärtechnik, Zürich, 17. bis 25. März 1972

Artikel: Neue Forschungsergebnisse der STUVA

Autor: Girnau, G.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-85149

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: 13.12.2025

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

Auf dem 4,4 km langen U-Bahn-Abschnitt Lastenstrasse und Gürtel wurden insgesamt 87000 m² Schlitzwände und 66000 m Bohrpfähle hergestellt. Hierbei traten nur in einem Fall nennenswerte Setzungen der benachbarten Bebauung auf. Die Ursache lag in einer bereits vor Baubeginn erfolgten Überbelastung der Fundamente des betreffenden Wohnhauses.

Bodeninjektionen wurden beim U-Bahn-Bau in Wien vor allem im Anfahrbereich von Schildröhren, bei Querschlägen und bei einem in österreichischer Bauweise aufgefahrenen Streckenabschnitt von 55 m Länge zwischen dem oben erwähnten Unterwerk und dem Anfahrschacht am Karlsplatz angewendet. Für ihre Durchführung bereiten die heterogenen Bodenverhältnisse im Wiener Raum besondere Schwierigkeiten. Unter den Aufschüttungen sind Sand-Kies-Schichten gelagert, darunter leicht toniger Schluff, Fels und Mittelsand und schliesslich schluffiger Ton. Es war daher zunächst durch Versuchsinjektionen generell zu klären, ob und in welcher Weise dieser Boden verfestigt werden kann. Dabei stellten sich auch in den ungünstigsten Bereichen der Sand- und Kiesschichten statisch ausreichende Festigkeiten ein.

Bei den Injektionsarbeiten sind die Art und Zusammensetzung des Injektionsgutes, der Injektionsdruck, die Injektionsmenge und die Injektionsdauer genau auf die Bodendurchlässigkeit und die Fliessgeschwindigkeit des Grundwassers abzustimmen. Zur Überwachung werden anzeigende und schreibende Druck- und Mengenmessgeräte sowie Wasserzähler empfohlen. Darüber hinaus sollten stichprobenartig bei einigen Injektionspunkten Bohrkerne für Laboruntersuchungen entnommen werden. Ausserdem sollten Beobachtungsschächte abgeteuft werden, um den Wasserzufluss nach Abschluss der Arbeiten festzustellen und daraus Rückschlüsse auf die erreichte Dichtigkeit zu ziehen. Im Bereich bestehender Bauwerke darf der Injektionsdruck nicht zu hoch gewählt werden, um Aufbrüche oder schädliche Hebungen auszuschliessen.

Die mit dem Schild aufgefahrenen U-Bahn-Röhren liegen in den meisten Fällen vollständig im Grundwasser. Der Vortrieb erfordert daher eine Grundwasserabsenkung, die Zugabe von Druckluft oder eine Kombination beider Verfahren. Bezüglich der Auskleidung solcher Tunnel kommt es darauf an, dass sie gegen das von aussen drückende Grundwasser, bei Anwendung von Druckluft auch gegen Druckluftverluste, möglichst schnell und sicher abgedichtet werden können. Unter diesen Gesichtspunkten erscheint der einschalige Betonausbau mit Tübbingen nach dem heutigen Stand der Technik ungeeignet. Der zweischalige Betonausbau kommt ebenfalls nicht in Betracht, da er über verhältnismässig lange Zeit, nämlich bis zur Fertigstellung der Innenschale, eine Grundwasserabsenkung voraussetzt. Dagegen können beim einschaligen Metallausbau die Tübbinge unmittelbar nach dem Verschrauben gedichtet werden. Undichte Stellen sind sofort erkennbar und leicht nachzudichten. Die Entscheidung für den Metallausbau beruht auch auf statischen Erwägungen, nach denen der Tunnelausbau bei den Wiener Bodenverhältnissen möglichst elastisch gehalten werden soll (Prinzip der bruchlosen Verformungsfähigkeit). Für die Bemessung der Tübbinge wurde eine Scheitelüberdeckung von 22 m, ein Wasserdruck von 1 atü und eine für die Innenstadt zutreffende Bebauungsauflast zugrunde gelegt. Entsprechend diesen Forderungen wurde für die Welttübbinge der Streckentunnel mit einem Durchmesser von 5,55 m ein Sphäroguss GGG 50 gewählt. In den Haltestellenröhren mit 7,45 m Durchmesser werden Tübbinge aus hochwertigem LD-Stahl verwendet. Die garantierte Bruchdehnung beider Materialien beträgt 7% bzw. 22%.

Mit der aufgezeigten Lösung für die Haltestellen kommen erstmals in Europa beim Verkehrstunnelbau geschweisste Stahltübbinge zum Einsatz. Die Breite dieser Tübbinge beträgt 1125 mm, ihre Länge 2593 mm und ihre Höhe 200 mm. Jeder Ring besteht aus 7 A-Elementen, 2 B- und 1 C-Element. Das Gewicht der Haltestellenröhre beläuft sich auf 6570 kp/m. Die Gurte der eingeschweissten Längs- und Querrippen wurden kräftig ausgebildet, um die Schwerlinie möglichst weit zur Tübbingmitte zu ziehen. Strecken- und Haltestellentübbinge sind schweissbar, so dass Querschläge und Notausstiege ohne weiteres angeschlossen werden können. Die zu erwartende Korrosion der Tübbinge wird durch einen Zuschlag von 2 bis 3 mm zu der für die Aussenhaut festgelegten Solldicke von 15 mm berücksichtigt. Die Querrippen sind nicht mit den Tübbingflanschen verschweisst, um eine Längsverformung der Tunnelauskleidung unter Temperatureinwirkung zu ermöglichen. Insgesamt wurden bis Oktober 1971 auf einer Länge von 270 m Stahltübbinge eingebaut. Dabei zeigten sich weder Risse noch Wassereintritte.

Neue Forschungsergebnisse der STUVA

Von Privatdozent Dr.-Ing. **G. Girnau**, Düsseldorf

Das Verhalten einbetonierter Fugenbänder bei Wasserdruck und Bauwerksbewegungen

Bewegungsfugen sind bezüglich ihrer Dichtigkeit und ihrer Bewegungsmöglichkeit die kritischen Punkte innerhalb eines unterirdischen Bauwerks. Zur Abdichtung werden sie häufig mit Fugenbändern ausgestattet, deren Werkstoffeigenschaften weitgehend bekannt sind. Ihr Verhalten im eingebauten Zustand wurde dagegen bisher nicht untersucht. Dabei sind die Verformbarkeit und der Bruchwiderstand in Abhängigkeit vom Wasserdruck von besonderem Interesse. Zur Klärung dieser Fragen hat die STUVA eine umfangreiche Untersuchung mit den zurzeit gebräuchlichsten Kunstkautschuk- und PVC-Bändern durchgeführt. Von der Form her wurden Hantelfugenbänder mit und ohne Stahllaschen aus Kautschuk, gerippte PVC-Bänder, Bielastikbänder aus PVC mit hart eingestelltem Dichtungsteil und weich eingestelltem Mittel- oder Dehnungsteil und schliesslich Aussen- und Innenfugenbänder in die Versuchsreihen einbezogen.

Um die Versuche praxisnah zu gestalten, wurde ein zweiteiliger, aus Beton erstellter Versuchskörper entwickelt, der in der Mitte einen Hohlraum zur Wasseraufnahme bei 0 bis 5 atü enthält. Ober- und Unterteil dieses Versuchskörpers sind durch ein umlaufendes endloses Fugenband miteinander verbunden. Während das Unterteil des Betonkörpers in einer stählernen Rahmenkonstruktion fest verankert wird, kann das Oberteil, in einem Trägerrost gehängt, seitlich mit Hydraulikzylindern verschoben werden, so dass das einbetonierte Fugenband eine Scherbeanspruchung erfährt. Bei Steigerung des Wasserdrucks hebt sich der obere Betonkörper bei gleichzeitiger Dehnung des Fugenbandes. Eine Kombination von Dehnung und Scherung ist ebenfalls möglich. Eine schematische Darstellung der Versuchseinrichtung ist in Bild 2 gegeben. Die Überwachung des Versuchsablaufs erfolgte über ein automatisch gesteuertes Kamerasystem und durch Messen eventuell eingetretener Wasserverluste.

Die Versuche zeigten eine Reihe aufschlussreicher Ergebnisse. Hantelbänder ohne Stahllaschen bedürfen eines gewissen Anpressdruckes im Bereich der Endwülste, um eine ausreichende Dichtwirkung auszuüben. Im verformungslosen Zustand ist diese Voraussetzung häufig nicht erfüllt, so dass am Bauwerk Durchfeuchtungen oder Wasserdurchtritte zu beobachten sind. Erst nach Auftreten von Dehn- oder Scherverfor-

mungen stellte sich der erwähnte Anpressdruck und damit die geforderte Wasserdichtigkeit ein. Die Versuche liessen erkennen, dass der Wasserdruck allein nicht für die Erzeugung des Anpressdrucks genügt. Derartige Fugenbänder sind daher nur dort anwendbar, wo ein hoher Betonierdruck von vornherein eine gewisse Einpressung gewährleistet.

Bei den Hantelbändern mit Stahllaschen beruht die Dichtwirkung im wesentlichen auf einer satten Einbettung der Stahllaschen im Beton. Diese Bänder wiesen beachtliche Dichteigenschaften auf. So traten bei einem Wasserdruck von 5 atü Umläufigkeiten erst bei 10 cm Dehnung bzw. bei 20 cm Verschiebung auf. Bei geringerem Wasserdruck lagen die genannten Werte noch günstiger. Sind hohe Dehnbeanspruchungen zu erwarten, so sollte der Dichtungsteil des Bandes nicht zu klein gewählt werden, weil dann infolge zu kurzer Haftlänge eine Überbeanspruchung des Betons nicht auszuschliessen ist.

Besondere Aufmerksamkeit ist der Stossausbildung der Fugenbänder zu widmen. In den Versuchen wurde festgestellt, dass stumpf gestossene Bänder normalerweise in der Stossstelle reissen. Daher sollte diese Verbindungsform künftig nicht mehr zur Anwendung gelangen. Eine erheblich grössere Bruchfestigkeit weisen dagegen Stösse mit Laschenausbildung auf. Bei ihnen ist jedoch darauf zu achten, dass eventuell vorhandene Dichtungsrippen im Laschenbereich nicht entfernt werden, weil sonst mit einer Beeinträchtigung der Dichtwirkung zu rechnen ist.

Allgemein zeigten die gerippten PVC-Bänder, verglichen mit den Kautschukbändern, bei geringeren Beanspruchungen Umläufigkeiten oder Brucherscheinungen. Ausserdem lassen sich für diese Bänder zwei kritische Punkte aufzeigen. Erstens ist der Übergang vom Dichtungsteil zum Dehnungsschlauch im allgemeinen recht scharfkantig, so dass es häufig an dieser Stelle zu Kerbrissen kommt. Es ist dringend zu empfehlen, künftig diesen Bereich auszurunden. Beim zweiten Punkt geht es wieder um die Stösse, die bei den PVC-Bändern in der Regel stumpf ausgebildet werden. Eine Überlaschung des Stosses ist hier nicht generell möglich, weil bei diesen Bändern eine Vielzahl von Rippen, die die eigentliche Dichtfunktion übernehmen, erhalten bleiben muss. Es wird daher vorgeschlagen, den mittleren Bereich des Bandes (Dehnteil) im Stoss mit Laschen zu verstärken und die äusseren Bereiche (Dichtungsteile) stumpf zu stossen. Das Bielastikband zeigte bessere Ergebnisse, besass aber ebenfalls eine Schwachstelle, und zwar im Nahtbereich zwischen dem hart und dem weich eingestellten PVC-Material. Aussen- und Innenfugenbänder erwiesen sich gegenüber Dehnbeanspruchungen weniger empfindlich als gegen Scherbeanspruchungen.

Zusammenfassend kann empfohlen werden, die Fugenbänder so zu gestalten und zu bemessen, dass die Dichtwirkung erst kurz vor dem Bruch des Bandes versagt. Mit den vorliegenden, hier nur kurz angerissenen Versuchsergebnissen wird es möglich, Funktion und Einsatzgrenzen der verschiedenen Fugenbänder künftig besser zu beurteilen.

Anwendungschancen der nichtmechanischen Gesteinszerstörung im Tunnelbau

Die Frage der nichtmechanischen Gesteinszerstörung hat in den letzten Jahren mit dem zunehmenden Einsatz vollmechanischer Vortriebsmaschinen in Hartgestein ständig an Bedeutung gewonnen. Die in diesem Zusammenhang allgemein anzutreffenden Erwartungen erstrecken sich vor allem auf eine Steigerung der Vortriebsleistung bei gleichzeitig verringertem Werkzeugverschleiss. In dieser Hinsicht sollte die Untersuchung der STUVA zunächst einmal klären, welche Verfahren sich für die im Tunnelbau anstehenden Aufgaben eignen, wie weit sie technisch entwickelt sind und in welcher Form sie ihrer Wirkungsweise entsprechend eingesetzt werden können. Dabei hat sich herausgestellt, dass eine Beurteilung der verschiedenen Methoden differenziert nach den Arbeitsvorgängen Bohren, Schneiden, Nachzerkleinern und Flächenabbau erfolgen muss.

Die Verfahren der nichtmechanischen Gesteinszerstörung lassen sich in drei Hauptgruppen unterteilen. Zur ersten zählen solche, bei denen Wärmeenergie (direkte Wärmezufuhr durch Brenner, energiereiche Strahlung wie Laser- oder Elektronenstrahlung, elektromagnetische Energie) eingesetzt wird. Die zweite Hauptgruppe fasst die Anwendung von Chemikalien zusammen, die dritte schliesslich Verfahren der Gesteinszerstörung durch Wasserenergie.

Die Ergebnisse der Untersuchung lassen sich wie folgt umreissen:

Für das *Bohren* eignen sich sogenannte Raketenstrahlbrenner oder Flammenwerfer, die mit Brennstoff-Sauerstoff- oder Brennstoff-Luft-Gemischen arbeiten. Ihre Wirkung beruht darauf, dass die auf über 2000 °C erhitzten Verbrennungsgase unter hohem Druck auf das Gestein treffen und dort eine Splitterung hervorrufen. Für eine derartige Behandlung sind vor allem splitterfähige Hartgesteine wie Granit, Diorit und Syenit

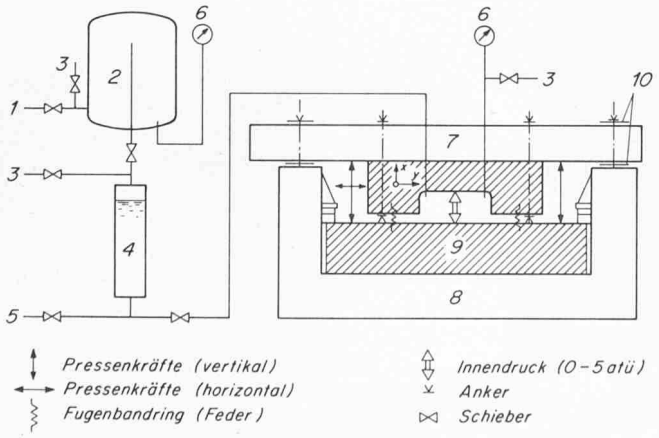

Bild 2. Schema der Versuchseinrichtung zur Prüfung von Fugenbändern
1 Druckluft vom Kompressor, 2 Druckkessel 400 l, 3 Entlüftung, 4 Messglas 25 l (Wasserreserve), 5 Wasser vom Ortsnetz, 6 Manometer, 7 oberer Trägerrost der Versuchsmaschine, 8 unterer Trägerrahmen der Versuchsmaschine, 9 Versuchskörper, 10 Gleitlager (unteres Gleitlager in der Höhe mit Futterblechen verstellbar)

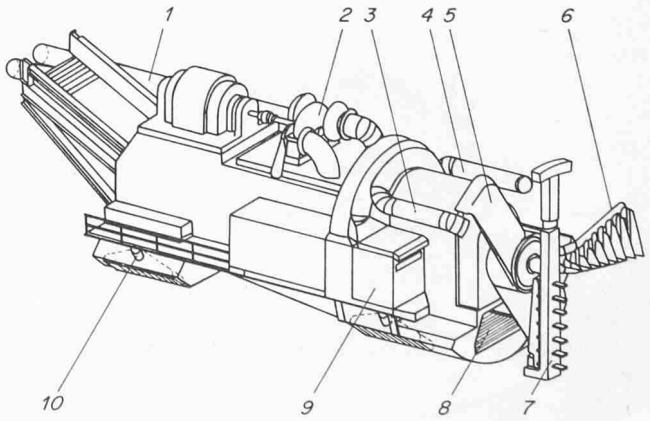

Bild 3. Vorschlag für die Ausbildung einer Tunnelvortriebsmaschine für Hartgestein mit kombiniertem Einsatz von Raketenstrahlbrennern und Meisseln. 1 zwei Luftkanäle, Durchmesser 60 bis 120 cm, 2 Zentrifugalkompressor 14 atü, 3 Luftabsaugung, 4 Luftzufuhr, 5 Abraumförderer, 6 Arm mit Raketenstrahlbrennern, 7 Arm mit Meisseln, 8 Förderband, 9 Kontrollraum, 10 hydraulisches Stütz- und Fahrwerk (Quelle: Girnau/Blennemann: Nichtmechanische Gesteinszerstörung)

geeignet, wogegen weiche Gesteine wirtschaftlicher mit mechanischen Bohrgeräten abgebaut werden. Einen verhältnismässig hohen Bohrfortschritt weisen auch Sauerstofflanzen auf. Ihre Anwendung dürfte jedoch wegen der grossen Kosten auf Sonderfälle beschränkt bleiben. Erfolgversprechend ist ferner die Zugabe von Chemikalien (zum Beispiel Glyzerin, Azeton) zur Bohrflüssigkeit bei mechanischen Rotationsbohrverfahren. Man erreicht dabei eine gewisse Vorerweichung des Gesteins durch Korrosion, Adsorption oder Lösung. Da die Chemikalien eine bestimmte Einwirkzeit benötigen, ist ihr Einsatz im Zusammenhang mit Schlagbohrverfahren nicht möglich. Als viertes Verfahren kann nach entsprechender Weiterentwicklung noch die Anwendung von Laserstrahlen angesehen werden.

Für das *Schneiden* kommen die bereits erwähnten Methoden der Raketenstrahlbrenner sowie des Chemikalienzusatzes in Frage. Darüber hinaus liessen sich mit kontinuierlichen Wasserwerfern gute Ergebnisse erzielen. Ihre Wirkung beruht auf Auswascheffekten, Kavitation oder bei einem Auftreffdruck von mehr als 500 kp/cm² auf einem geschossartigen Einschlag.

Im Gegensatz zu der gerichteten Zerstörung beim Bohren und Schneiden wird beim *Nachzerkleinern* grösserer Gesteinsbrocken eine mehrdimensionale Zerstörung angestrebt. Hierfür eignen sich vor allem die elektrischen Verfahren (fliessender Strom, elektrisches Feld). Sie setzen allerdings teilweise bestimmte Gesteinseigenschaften wie geringe Wärmeleitfähigkeit oder elektrische Mindestleitfähigkeit voraus. Durchaus erfolgversprechend erscheint auch der Einsatz von Wasserkanonen, bei denen jeweils sehr kleine Wassermengen geschossartig mit Drücken zwischen 10000 und 70000 kp/cm² auf die Gesteinsbrocken treffen.

Ein *grossflächiger Abbau* kann nach den vorliegenden Kenntnissen zurzeit nicht allein auf dem Wege der nichtmechanischen Gesteinszerstörung erfolgen. Dagegen ist eine Kombination zwischen nichtmechanischer «Vorerweichung» und mechanischem Endabbau des Gesteins für die Zukunft denkbar (siehe zum Beispiel den im Bild 3 dargestellten Vorschlag). Dazu sind jedoch noch weitere Entwicklungsarbeiten zu leisten. Entsprechende Versuche wurden in letzter Zeit in den USA mit Raketenstrahlbrennern, Chemikalienzusatz und kontinuierlichen Wasserwerfern vorgenommen.

Bautechnische Probleme beim S-Bahn-Bau im Bereich des Hauptbahnhofs in Frankfurt/M.

Von Bundesbahnoberrat Dipl.-Ing. **K.-H. Eule**, Frankfurt/M.

Nach einem 1968 zwischen der Stadt Frankfurt/M und der Deutschen Bundesbahn abgeschlossenen Vertrag baut die Bundesbahn eine unterirdisch geführte S-Bahn-Linie durch die Frankfurter Innenstadt. Diese S-Bahn-Linie fasst die von Westen und Norden auf Frankfurt zulaufenden Vorortsstrecken zusammen. Im Bereich des Hauptbahnhofs wird sie viergleisig über Rampen in Tunnelanlagen geführt, unterquert den Bahnhofvorplatz, die Innenstadt und schliesslich in südlicher Richtung den Main. Von dort verzweigt sie sich nach Frankfurt-Süd bzw. nach Offenbach. Das gesamte Kostenvolumen dieser ersten Baustufe erstreckt sich über etwa 765 Mio. DM.

An die vier Rampenstrecken (Baulos 1), die in offener Bauweise errichtet wurden, schliessen sich zur Unterfahrung der Weichenzone des Hauptbahnhofs vier Schildröhren (Baulos 2) an. Sie münden in das Baulos 3, den Westteil des unterirdischen S-Bahnhofes. Es folgen die Baulose 4 und 5 mit der Unterquerung des Empfangsgebäudes bzw. des Bahnhofvorplatzes. Senkrecht zum S-Bahnhof liegt ein viergleisiger U-Bahnhof (U-Baulos 28a), der mit dem tiefer gelegenen S-Bahnhof über Treppenanlagen verbunden wird.

Die vier Gleise des S-Bahnhofes werden über zwei Mittelbahnsteige bedient. Diese Anlage mit einer Gesamtbreite von etwa 50 m muss mit Rücksicht auf den Bundesbahnbetrieb in zwei Längsteilen erstellt werden, so dass jeweils nur drei Gleise des Hauptbahnhofes gesperrt werden müssen. Weitere Probleme bereiten bei der Baudurchführung die schwierigen Frankfurter Bodenverhältnisse. Unter einer Schutt- und Auffüllungsschicht befinden sich alluviale Kiessande. Darunter lagern in etwa 8 m Tiefe tertiäre Tonschichten, die Einsprengungen von Wasser führenden Kalkbänken und Sandlinsen enthalten. Der Grundwasserspiegel steht etwa 4 m über der welligen Oberfläche des Tertiärs im Kiessand.

Da bei der Grundwasserabsenkung nicht mit Sicherheit jedes Wellental erfasst werden konnte, wurde der Kiessand im

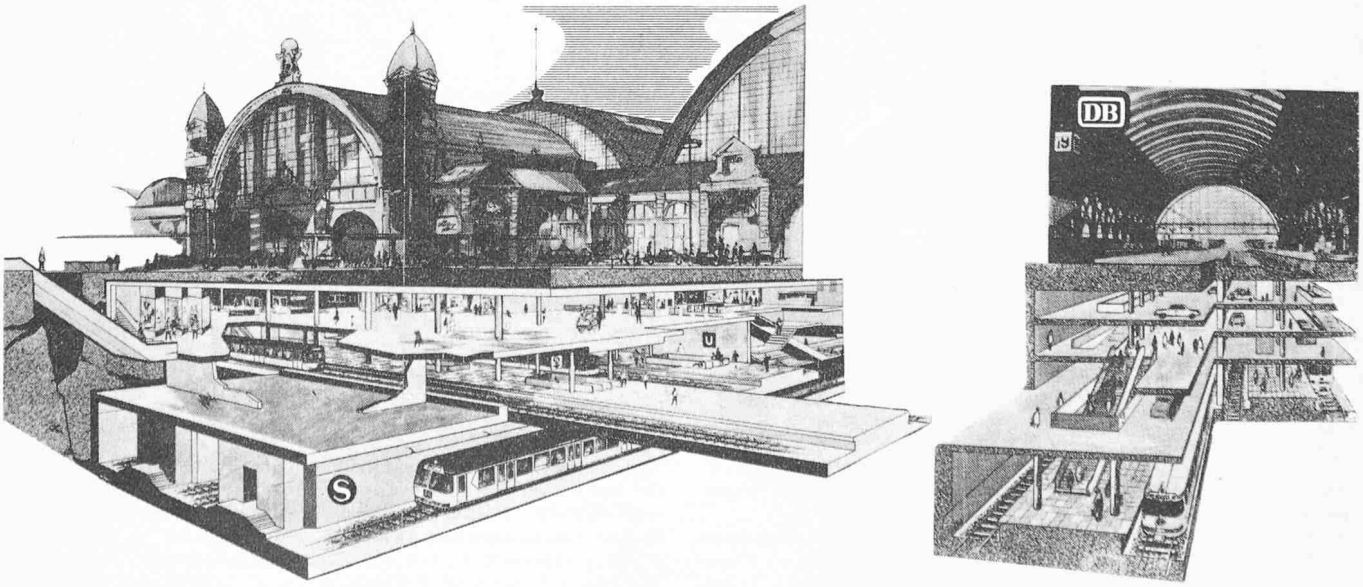

Bild 4. Unterirdische Anlagen für die S- und U-Bahn im Bereich des Hauptbahnhofes Frankfurt am Main. Links U- und S-Bahn-Haltestelle unter dem Bahnhofvorplatz, rechts Westteil der S-Bahn-Haltestelle unter der Bahnsteighalle des Hauptbahnhofes (Quelle: Prospekte der DB)