

Aktuelle Methoden im städtischen Tiefbau

Autor(en): **Henke, K.F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85 (1967)**

Heft 50

PDF erstellt am: **19.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-69608>

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.

Aktuelle Methoden im städtischen Tiefbau

Kurs des Basler Ingenieur- und Architekten-Vereins vom 7. bis 9. Juni 1967, zweites Heft (vgl. Heft 47)

Baugrubenumschliessungen

DK 624.152.63

Von Dr.-Ing. K. F. Henke, Stuttgart

Das Gebiet «Baugrubenumschliessungen» ist derart umfangreich, dass das Thema auf ausgewählte Kapitel beschränkt werden musste. Neben vielen Einzeldarstellungen über dieses Gebiet gibt es auch neuere zusammenfassende Bücher. So behandelt Széchy [1] die Baugrube allgemein in einem Band. Die Praktiker werden darüber hinaus in dem Buch von Bachus [2], in dem mit besonderer Sorgfalt die einschlägige Literatur zusammen mit reicher eigener Erfahrung veröffentlicht ist, manche Anregung finden.

1. Die Böschung als Baugrubenumschliessung

Die beste und billigste Baugrubenumschliessung, die es gibt, ist die Böschung. Diese scheinbar triviale Lösung soll als erste behandelt werden, denn sie stellt mit ihren Möglichkeiten und Wandlungen eine Technik dar, die heute noch viel zu wenig erkannt und angewandt wird. Es sei deshalb gestattet, kurz auf ihre Grundlagen einzugehen. Aus bekannten Lehrbüchern der Bodenmechanik, wie z. B. Terzaghi-Jelinek [3] und Taylor [4], können wir die Bedingungen für die Stabilität von Böschungen einwandfrei ersehen. Senkrechte Böschungen können nach zwei verschiedenen Kriterien berechnet werden: nach dem Rankineschen Spannungszustand bzw. der Grundbruchformel [3] einerseits und nach der Gleitkreismethode [4] andererseits. Die beiden Methoden liefern unterschiedliche Standsicherheiten, was darauf zurückzuführen ist, dass die Rechnungsannahmen verschieden sind. Aus der Standsicherheits-tafel nach Taylor (Bild 1) kann in Abhängigkeit der beiden Scherfestigkeitsparameter – Reibung und Kohäsion – die Standsicherheit direkt abgelesen werden. Dem auf der Abszisse aufgetragenen Böschungswinkel β entspricht bei bekanntem Reibungswinkel φ (vielfach auch ρ genannt) eine Standsicherheitszahl N_c , die auf der Ordinate dargestellt ist. Mit Hilfe dieser Zahl N_c , die dem Ausdruck

$$N_c = \frac{c}{\gamma H}$$

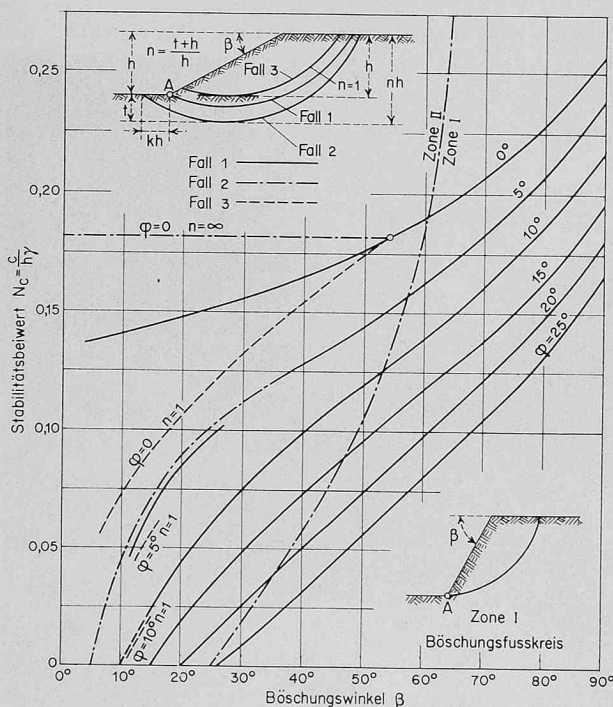


Bild 1. Standsicherheit nach Taylor

gleichzusetzen ist, kann durch Einsetzen des Raumgewichts γ und der Höhe H die für die einfache Standsicherheit erforderliche Kohäsion c bestimmt werden. Der Verhältniswert η der vorhandenen zur erforderlichen Kohäsion stellt die tatsächlich herrschende Standsicherheit dar. Für Böschungen steiler als 60° geht der kritische Gleitkreis im allgemeinen durch den Fusspunkt.

In ähnlicher Weise kann die Stabilität einer Böschung mit der aus Bild 2 ersichtlichen Bruchform in Abhängigkeit von Kohäsion und Reibung aus folgenden einfachen Formeln bestimmt werden:

Annahme kreisförmiger Gleitfläche (Fellenius):

$$h_c = 3,85 \frac{c}{\gamma} \tan \left(45 + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\rho = 0 : h_c = 3,85 \frac{c}{\gamma}$$

Annahme ebener Gleitfläche:

$$h_c = 4 \frac{c}{\gamma} \tan \left(45 + \frac{\rho}{2} \right)$$

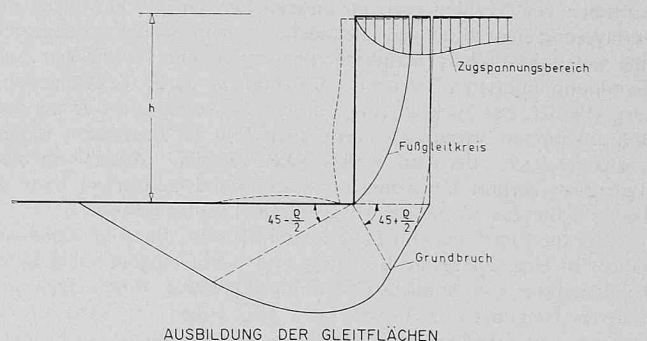
$$\rho = 0 : h_c = 4 \frac{c}{\gamma}$$

Annahme ebener Gleitfläche und Zugrisse, die bis zur halben Höhe der lotrechten Böschung reichen:

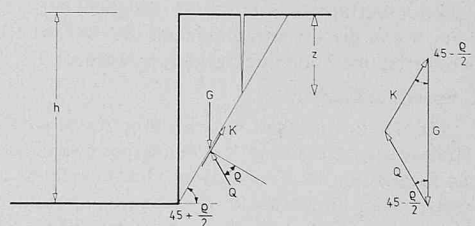
$$h'_c = 2,67 \frac{c}{\gamma} \tan \left(45 + \frac{\rho}{2} \right)$$

$$\rho = 0 : h'_c = 2,67 \frac{c}{\gamma}$$

Der aus der Geometrie der Böschung und der Gleitfläche hervorgegangene Zahlenfaktor liegt zwischen 3,85 und 4,00. Im Falle des



AUSBILDUNG DER GLEITFLÄCHEN



STATISCHE UNTERSUCHUNG, WENN ZUGRISSE AUFTRETEN

Bild 2. Stabilität einer lotrechten Böschung

Vorhandenseins von Kohäsion können im oberen Bereich einer Böschung Zugspannungen herrschen, die jedoch selten dauernd aufgenommen werden können. Die erste Folge der Materialschwäche ist das Auftreten von Zugspannungsrissen, die natürlich die Böschung in erheblichem Umfang schwächen. Die «Böschungswirkung» beginnt dann eigentlich erst an der Wurzel der Risse, während das darüberliegende Material eine Auflast darstellt. Bei Berücksichtigung von Zugrissen beträgt der Zahlenfaktor 2,67.

Das Kriterium für die Höhe einer Böschung ist in allen dargestellten Formeln die Kohäsion c . Das Raumgewicht γ schwankt in einem relativ kleinen Bereich und ist daher praktisch von untergeordneter Bedeutung.

Die beiden in eine Standsicherheitsberechnung einzusetzenden Scherparameter – Reibungswinkel und Kohäsion – müssen selbstverständlich durch Versuche genau ermittelt werden. Dies geschieht üblicherweise in einem Dreiachialdruckgerät. Die Messergebnisse einschliesslich des Porenwasserdrucks werden ausgewertet und in Form eines Mohrschen Diagramms (Bild 3) dargestellt. Die unter der Hüllkurve vorhandenen Spannungszustände sind stabil, Spannungszustände, die die Hüllkurve tangieren, sind labil. Es treten dann so lange Verformungen ein, bis ein neuer stabiler Spannungszustand möglich ist. Durch die bei bindigen Böden auftretenden Porenwasserdrücke sind bei schneller, kurzzeitiger Belastung einerseits und bei langfristig andauernder Belastung andererseits verschiedene Scherparameter massgebend. Das gilt vor allem für die Kohäsion, die bei einer ganzen Reihe von bindigen Böden durch negative Porenwasserdrücke hervorgerufen wird. Bei Böden, die Verkittungen oder sonstige Bindungen (van-der-Waalsche Kräfte, Dipolmomente u.a.) aufweisen, kann auch nach Abbau der negativen Porenwasserdrücke eine Kohäsion auf die Dauer vorhanden sein. Der Zeitraum, in dem eine auf Porenwasserdrücke beruhende Kohäsion verschwindet, kann je nach Bodenart von einigen Tagen bis zu mehreren Jahren reichen. Die Abbauezeit nimmt im allgemeinen mit zunehmendem Tongehalt und abnehmender Durchlässigkeit zu.

Neben der Stabilität der Böschung als dem einen Kriterium muss auch eine ausreichende Sicherheit gegen Herausbrechen von Einzelstücken, wie Steine, Brocken oder ähnlichem, vorhanden sein. Dies kann am besten mit Netzen, Planen, Brettverschlägen, Torkretierung u.a. erreicht werden.

Ein Beispiel einer Baugrubenumschliessung, die auf der Basis der Erhaltung der Kohäsion aufgebaut wurde, ist aus Bild 4 zu ersehen. Die Baugrube besteht in ihrem oberen Teil aus einer 1:1,5 geneigten Böschung, die zum Schutz gegen Oberflächenwasser mit Plastikfolien abgedeckt ist. Weiterhin verhindert diese Plastikfolie dadurch, dass die Verdunstung verhindert wird, das Austrocknen des darunter befindlichen Bodens. Sie dient also einem zweifachen Zweck. Im unteren Teil ist die senkrechte Böschung mit einer Torkretschicht mit Baustahlgewebe verkleidet. Diese Schicht schützt gegen Verwitterung, hindert lockere Partien am Herunterfallen, verkleidet porenfrei und kraftschlüssig. Die Bohrer, die 2 bis 6 m lang sind, verhindern das Auftreten von Vertikalrissen im unteren Bereich und erzwingen die Verlagerung einer allfälligen Gleitfläche in einen Bereich, in dem sich eine wesentlich höhere Standsicherheit ergibt. Die Gefahr der Zugrissbildung im oberen Bereich der Böschung ist durch die Abflachung ausgeschaltet. Die Torkretierung mit dem Baustahlgewebe ist mit den Bohrer fest verbunden (siehe auch Bild 5). Interessant ist ein Kostenvergleich, der auf verlässlichen Zahlen (Ausschreibungsergebnisse) beruht. Ein konventioneller Spundwandverbaue hätte in diesem Falle das 5fache der vorgewählten Lösung gekostet.

Für die Erstellung von Baugruben in Böden, die keine Kohäsion haben, ist eine senkrechte Böschung zwar nicht möglich, aber unter Zuhilfenahme von ähnlichen Verfahren könnten Böschungen mit steileren Neigungen, z.B. von etwa 60°, ausgeführt werden, was bereits in vielen Fällen eine Erleichterung bringen dürfte. Auch stehen in Verbindung mit dem in der Schweiz besonders hochentwickelten Injektionsverfahren interessante Möglichkeiten zur Verfügung. Erst dann, wenn die Eigentragsfähigkeit des Bodens erschöpft ist, muss zu den Verbaumethoden übergegangen werden.

2. Spundwandverbaue

In der historischen Entwicklung dürfte wohl die Auszimmerung (Holzverbaue) die älteste Verbaumethode sein. Sie wurde mit Beginn der Steigerung der Profilstahlproduktion durch die Stahlspundwand ersetzt. Man unterscheidet die freistehende Spundwand von der ein- oder mehrfach abgesperrten bzw. rückwärts verankerten. Für die Baugrubenumschliessung steht ein reichhaltiges Angebot verschiedenster Profile mit unterschiedlichen Stahlqualitäten zur Verfügung.

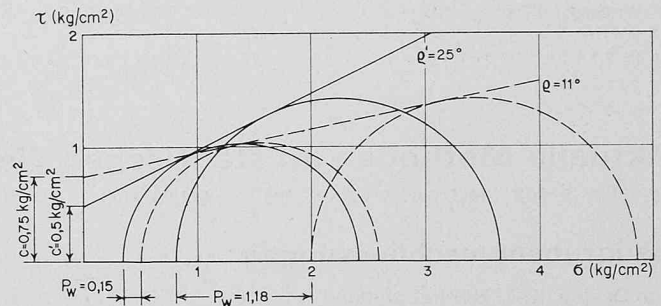


Bild 3. Ergebnis eines dreiaxialen Druckversuchs

Kohäsion: $c = 0,75 \text{ kg/cm}^2$ total, Reibungswinkel $\rho = 11^\circ$ total
 $c' = 0,5 \text{ kg/cm}^2$ effektiv, Reibungswinkel $\rho' = 25^\circ$ effektiv

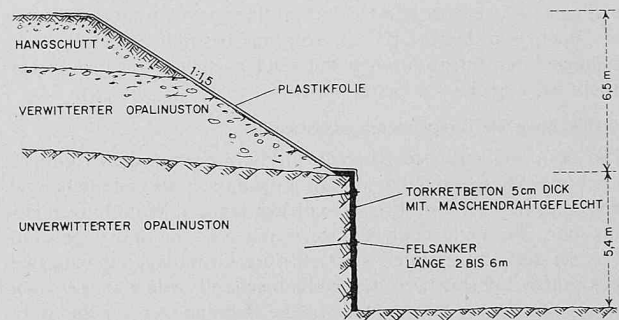
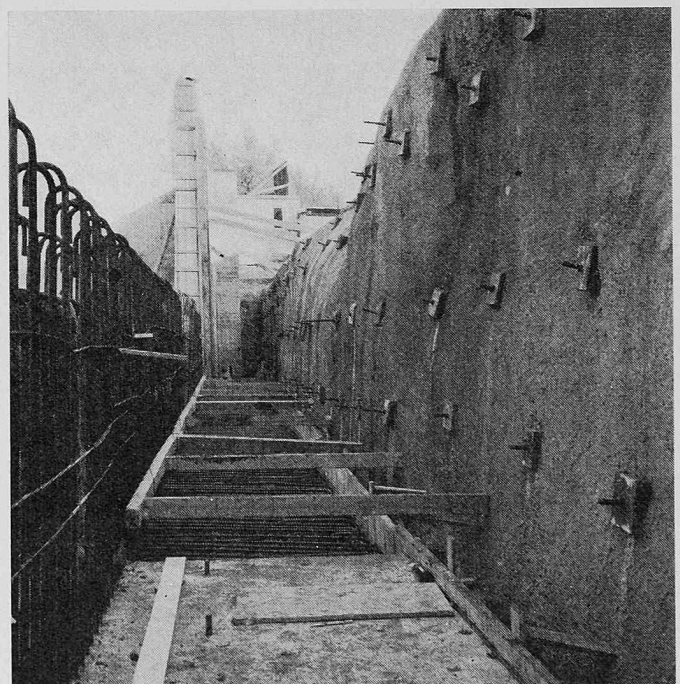


Bild 4. Schnitt durch eine Baugrubenumschliessung mit Kohäsionsschutz

Die Spundwand erlaubt vor allem in Gebieten mit hohem Grundwasserstand, eine gute und wasserdichte Baugrubenumschliessung herzustellen. Durch die Art des Einbringens als Verdrängungsbohrung ist dieser Verbaue besonders kraftschlüssig zum Boden. Die Auswahl wird nach den Bodenverhältnissen als Kompromiss zwischen dem statischen Erfordernis und der Rammbarkeit getroffen. Je weicher ein Boden ist, desto leichter ist das Einrammen und desto höher die statische Beanspruchung der Spundwand. Je härter und zäher ein Boden, desto mehr tritt das statische Erfordernis hinter die Meisselfähigkeit zurück. Während ersteres aus den Querschnittsdaten und den Lasten ausgerechnet werden kann, ist die Beurteilung der Meisselfähigkeit mehr eine Erfahrungsfrage. Da die Spundwand ein relativ teures Umschliessungselement ist, wird sie meist rückgewinnbar ausgeführt.

Bild 5. Ansicht einer Baugrubenumschliessung mit Kohäsionsschutz



Mit besonderen Stahlqualitäten (St 50) sind bei entsprechender Auslegung der Profile bereits Felsrammungen mit Erfolg ausgeführt worden. Reicht der Einspanngrad, der bei Felsrammungen mit einfachen Spundwänden erzielt wird, nicht aus, um eine freistehende Spundwand zu ermöglichen, so kann eine wesentliche Steigerung des Einspanngrades durch Verwendung von Stahlpfählen in Form von Breitflanschträgern und dazwischenstehenden Spundwandschürzen erreicht werden.

Ein Problem, das am Oberlauf von Flüssen häufig auftritt, sind Blockeinlagerungen in den Alluvionen. Es sei darauf besonders hingewiesen, weil es eine in der Schweiz öfter vorkommende Situation darstellt. Das Aufrollen von Spundwänden bzw. das Aufspringen der Schösser ist beim Auftreffen auf grosse und harte Blöcke nicht zu vermeiden, es sei denn, es würden Vorrambbohlen verwendet. Dies sind kastenartig aus massiven Profilen zusammengesetzte Rammmeissel, die unter gleichzeitiger Benutzung von Spülwerkzeugen für eine Zertrümmerung bzw. Verdrängung von grobsteinigen Einlagerungen in den Alluvionen sorgen sollen.

Die früher ausschliesslich übliche Einbringungsart von Spundwänden, das Rammen, wird aus Gründen der Lärmentwicklung heute in Städten nicht mehr so häufig ausgeführt, obwohl es die billigste, schnellste und beste Art des Einbringens von Spundwänden ist. Das aus Russland stammende Verfahren des Einrüttelns von Spundwandbohlen wird teilweise auch in Mittel- und Westeuropa angewendet. Es ist natürlich mit weniger Luftschallentwicklung verbunden. Die durch das Einrütteln verursachte seismische Erregung kann jedoch beim Eintreten von Resonanzen unter Umständen zu grösseren Schäden führen, als dies bei Rammungen der Fall ist. Während die meisten Rüttelgeräte auf der Basis rotierender Unwuchtmassen arbeiten, wird neuerdings auch versucht, durch Anwendung von schiebergesteuerten hydraulischen Hochdrucksystemen Impulse besonderer Form zu erzeugen, um damit Spundwände einzutreiben. Bisher sind jedoch die Rüttelbären noch nicht so stark, dass sie gleiche Leistungsfähigkeit haben wie die Rammen, weshalb manchmal, nachdem die Eindringtiefe mit Rütteln nicht erreicht wurde, mit Erfolg Rammen angewendet wurden.

Eine weitere Einbringungsmöglichkeit von Spundwänden, die aber nur in sehr weichen, bindigen Böden oder, bei Benutzung von Spülhilfen, auch in sandigen Böden zu verwenden ist, stellt das Einrücken dar. Mit Hilfe einer Batterie von Hydraulikpressen kann unter wechselseitigem Einsatz von Eigengewicht und Reibungskräften bereits eingedrückter Bohlen ein Eindringen erzielt werden. Letztere Art des Einbringens von Spundwänden wurde meines Wissens in England ausgeführt.

3. Bohrpfahlwände

Bohrpfahlwände als bleibender Verbau bedürfen zu ihrer Herstellung grösserer maschineller Einrichtungen. Das bekannteste Gerät ist die Benoto-Maschine, ein Grosslochbohrgerät, das in der «Schweiz. Bauzeitung» 1961, H. 5, S. 66 einlässlich dargestellt worden ist. Auf der gleichen Konstruktionsidee sind noch andere Verrohrungsmaschinen und Greifer, z. B. das Bade-Gerät, gebaut worden, die sich vom Benoto-Gerät im wesentlichen durch andere Durchmesser unterscheiden. Da solche Maschinen sehr robust ausgelegt sind, können alle für einen Verbau überhaupt in Frage kommenden Bodenschichten durchörtert werden. Die Einlagerung von Grobblöcken und dgl. stellt kein Hindernis dar. Nicht überschrittene Bohrpfahlwände können übrigens auch mit allen konventionellen Bohrpfahlgeräten hergestellt werden. Ein solcher Verbau verlangt jedoch nach dem Aushub ein nachträgliches Ausbetonieren der entstandenen Zwischenräume. Ein weiterer Nachteil verschiedener derartiger Geräte ist, dass sie meist nicht so nahe an bestehenden Gebäuden eingesetzt werden können, wie die erstgenannten. Die Konsistenz des einzubringenden Betons richtet sich nach der Ziehgeschwindigkeit der Verrohrung. Beim Vorhandensein sehr weicher Bodenschichten muss die Konsistenz besonders abgestimmt werden bzw. durch eine grössere Innenfüllhöhe dafür gesorgt sein, dass der anstehende weiche Boden von aussen her keine Einschnürung des Pfahles bewirken kann. Leider lässt es sich nicht vermeiden, dass beim Bohren der Zweifpfähle Teile des anstehenden Bodens durch die Verrohrung in die Anschnittfuge der Erstpfähle gelangen, weshalb vielfach kein monolithischer Beton entsteht. Dies wirkt sich auf die Wasserdichtheit der Bohrpfahlwand nachteilig aus. Auch ist es so, dass bei Baugruben, bei denen strömendes Grundwasser vorhanden ist, nach dem Einbringen des Betons für die Pfähle Zementmilch ausgespült werden kann. Um monolithische Einheiten beim Bohrpfahlwandverbau zu erlangen, hat man versucht, die Pfähle nach

Ausführung der Bohrung zunächst mit Grobsteinmaterial zu verfüllen, um sie dann sekundär im Colcret-Verfahren auszubetonieren. Dieses Verfahren dürfte sich in kiesigen und sandigen Bodenformationen besser ausführen lassen als in bindigen. Vor allen Dingen in weichen, bindigen Schichten verhindert das Eindringen umliegender Bodenmassen in das Grobsteingerüst die Colcretierung.

Soll eine Bohrpfahlwand später als Bauwerkswand oder als Dichtungsträger benutzt werden, so ist eine Verfüllung der Zwickel erforderlich, damit eine begradigte Wand entsteht. Das Begradigen, das eine Säuberung und Aufrauung der Bohrpfahloberfläche voraussetzt, erfolgt meistens im Torkretverfahren (s. a. Bild 6). Falls in den Zwickeln Wasser austritt, müssen Drainageschläuche eingelegt werden, die unter Umständen später unter mässigem Druck mit erhärtenden Dichtungsmassen verfüllt werden können. Ein Vorteil der Bohrpfahlwand besteht darin, dass sie bei entsprechender Einbindelänge in tragfähigem Boden belastet und somit als Aussenmauer eines Gebäudes verwendet werden kann, sofern diese Bauweise hinsichtlich der Abdichtungsfähigkeit ausreicht. Allerdings bereitet das Justieren und Verfechten der Bewehrung als Anschluss z. B. mit Decken und anderen Bauwerkskonstruktionsteilen Schwierigkeiten.

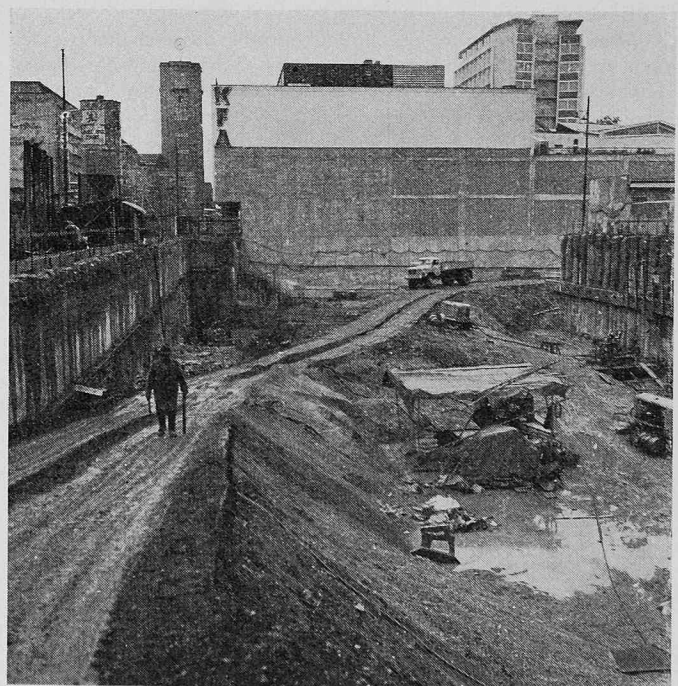
Eine Abwandlung des Bohrpfahlwandverbau stellt der sehr selten ausgeführte Mix-in-Place-Pfahl dar. Bei diesem Pfahl wird der anstehende Boden durch Zugabe von Zementschlamm oder Zementmörtel und Durchmischen auf die erforderliche Tiefe hin verfestigt.

4. Das Schlitzwandverfahren

Das Schlitzwandverfahren stellt eine weitere Möglichkeit unter den Baugrubenumschlussmethoden dar. Es baut auf den Grundsätzen der aus der Erdölbohrtechnik bekannten Flüssigkeitsstützung von Erdwänden auf. Die Probleme bei diesem Verfahren liegen einerseits im maschinentechnischen Bereich, der auch die verfahrenstechnischen Unterschiede bedingt, und andererseits auf technologischem Gebiet. Betrachten wir zuerst die maschinen- oder verfahrenstechnische Seite.

Zunächst werden an der Erdoberfläche Betonleitwände hergestellt, die einen vertieften Kanal begrenzen, der mit Bentonitschlamm verfüllt wird. Die Betonleitwände dienen gleichzeitig als Lehre zur Führung der Geräte. Bei dem Verfahren Rodio-Marconi (Bild 7) wird der Aushub durch eine Saugbohrmaschine mit Fräskopf vorgenommen. Die Saugbohrung, die mit sog. Linksspülung arbeitet, fördert das Bohrklein über eine Schlammpumpe nach oben auf ein Rüttelsieb, wo der Aushub vom Bentonitschlamm getrennt wird. Der zurückgewonnene Bohrschlamm wird wieder in den Kanal gegeben. Aushub und Betonieren erfolgen in einzelnen Abschnitten im Pilgerschrittverfahren. Besonders muss dabei auf eine gute Füllung des Betonierrohres und die richtige Betonkonsistenz geachtet werden,

Bild 6. Ansicht einer Baugrube mit Bohrpfahlwandumschliessung und Rückverankerung. Linke Hälfte glatt torkretiert, rechte Hälfte unbehandelt



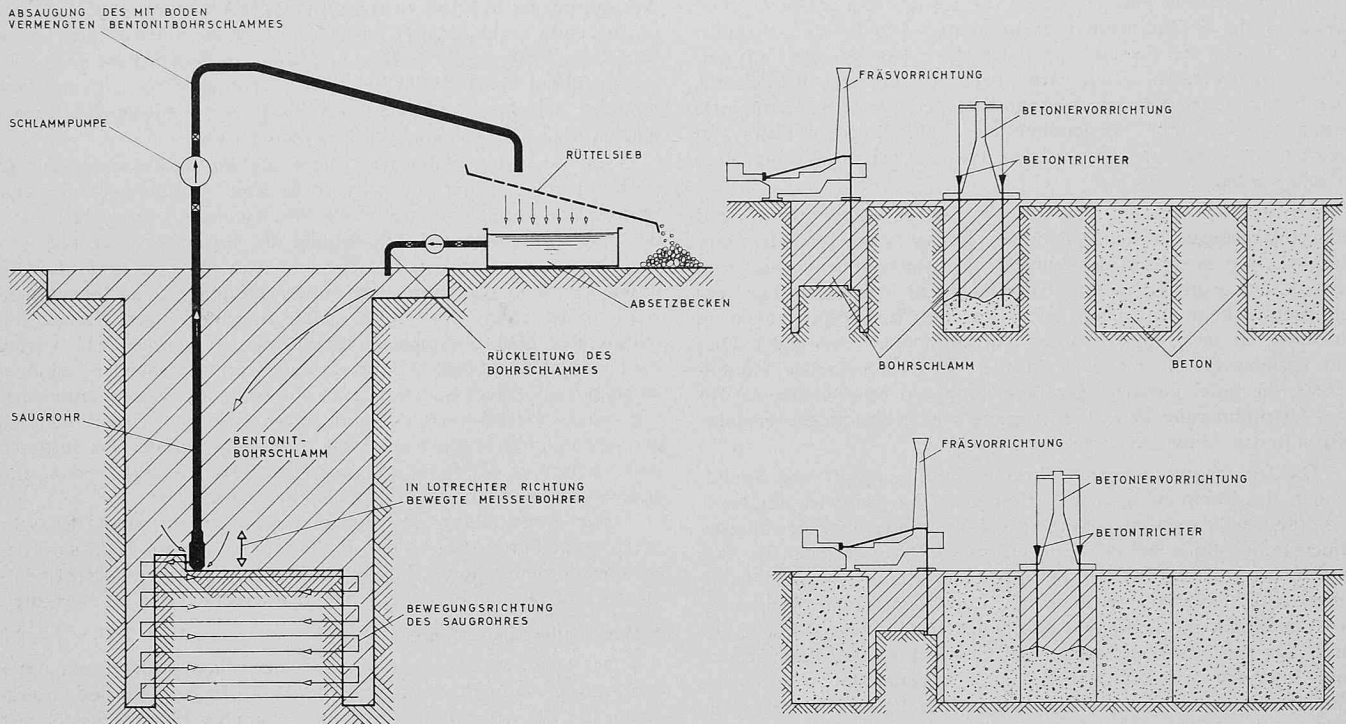


Bild 7. Schlitzwandverfahren Rodio-Marconi, Schema

damit der Beton tatsächlich die Bentonitschlämme verdrängt. Die Abschnitte werden nach statischem Erfordernis bewehrt. Die Stossfugen zwischen den einzelnen Abschnitten sind zwar mit Bentonit abgedichtet, treten aber manchmal bei ungünstigen Grundwasser- verhältnissen durch Undichtigkeiten in Erscheinung. Das Icos-Veder- Verfahren (Bentag) ist in der «Schw. Bztg.» 1958, H. 11, S. 151 beschrie- ben worden. Darüber hinaus gibt es noch weitere Verfahren, deren Unterschiede vor allem durch die Aushubwerkzeuge gegeben sind.

Das Problem der Flüssigkeitsstützung von Erdwänden ist von Lorenz [5], Veder [6] und Weiss [7] untersucht worden. Vor allem letztere Arbeit hat wesentlich dazu beigetragen, eine Reihe grund- sätzlicher Probleme zu klären und zahlenmässig zu beschreiben. Demnach sind neben der Bemessungstiefe der eingangs geschilderten Betonleitwand noch drei weitere Stabilitätskriterien zu beachten, nämlich

- Sicherheit gegen Bewegungen des Einzelkorns,
- Sicherheit gegen Verdrängung der stützenden Flüssigkeit,
- Sicherheit gegen die Ausbildung von Bruchflächen im Boden.

Während Faktor b) durch Baukontrolle ausgeschaltet werden kann, müssen für a) und c) das spezifische Gewicht und das rheolo- gische Fliessverhalten, die Bingham'sche Fliessgrenze, der Suspension bekannt sein. Die Einstellung dieser Fließeigenschaften erfolgt am einfachsten durch die Verwendung von Bentonit mit einer vom Her- steller garantierten Zusammensetzung. Da jedoch der Bentonit zeitabhängig quillt, wird die Fliessgrenze bei Zugabe nicht vorgequol- lenen Bentonits sich laufend ändern. Dies kann dadurch ausgeschaltet werden, dass der Bentonit mit Hilfe eines Mischers und einer Vor- quelleinheit aufbereitet wird. Auf jeden Fall erscheint es geboten, das Fliessverhalten der Bentonitsuspension durch Baustellenkontrollen zu überprüfen, etwa mit dem von Blatter [8] vorgeschlagenen Scher- meter oder einem Kohesimeter. Für noch genauere Messungen stehen Strukturviskosimeter, z.B. das Fann-Viskosimeter, zur Verfügung. Sofern die auszuhebenden Böden bindige Bestandteile enthalten, findet eine Anreicherung der Bentonitschlämme mit diesen Fraktionen statt. Unter Umständen muss eine Verdünnung mit Wasser erfolgen. Da es sich bei den bindigen Bestandteilen des Bodens in den meisten Fällen nicht um Edeltone handelt, bewirkt die Anreicherung wohl eine Erhöhung des spezifischen Gewichts der Suspension, aber nicht in gleichem Masse eine Erhöhung der Fliessgrenze. Wenn es sich z.B. um Tone handelt, kann durch eine Aktivierung die Fliessgrenze jedoch erhöht werden. Dies geschieht dadurch, dass Metallsalze mit einwertigen Kationen und kleinen Ionenradien, wie z.B. Natrium- oder Lithiumsalze, zugesetzt werden. Durch Austauschvorgänge können diese Ionen von der Oberfläche der Tonminerale adsorbiert werden.

Die dadurch bedingte Vergrößerung der Hydrathülle macht eine bessere Dispersion möglich.

Die Beeinflussung der Fliessgrenze von Bentonitschlämmen ist auch durch Stoffe, die im Grundwasser gelöst sind, möglich. Als schädlich sind in diesem Sinne Wasser zu verstehen, die zwei- und dreiwertige Kationen im Übermass enthalten und auch solche, die einen sehr niedrigen pH -Wert besitzen. Im ersteren Fall tritt, durch den Ionenaustausch bedingt, durch Verminderung der Hydrathülle eine Koagulation ein, während im letzteren Falle die Elektrolyt- konzentration diesen Zustand bewirkt. Liegt eine solche Gefahr vor, so kann die Koagulation der Bentonitsuspension durch Zugabe eines sog. Schutzkolloids verhindert werden. Sinkt die Bingham'sche Fliessgrenze, so sinken Körner in der Schlämme ab und sedimentieren an der Schlitzsohle, was unerwünscht ist.

Das Verhindern des Herausbrechens einzelner Wandstücke beim Aushub bewirkt neben der Stabilität und der Wirtschaftlichkeit auch noch den Effekt der besseren Oberflächenbeschaffenheit der zu beto- nierenden Wand. In den meisten Fällen wird angestrebt, die Schlitz- wand zum späteren Bestandteil eines Bauwerks zu machen. Aus diesem Grund werden an die Oberflächenbeschaffenheit und die Profilvereinheit- lichkeit der Wand neben ihrer Dichtigkeit und Tragfähigkeit besondere Anforderungen gestellt. Schlitzwände können, ebenso wie Bohrpfahl- wände, wenn sie tragfähig gegründet werden, zur Kraftübertragung auf den Untergrund herangezogen werden. Da allerdings beim Her- stellungsvorgang eine Auflockerung der Schlitzwandsohle und ein Vermischen des anstehenden Bodens mit Bentonitschlämme nicht zu vermeiden ist, kann die Gründung einer Schlitzwand als nicht so kraftschlüssig angesprochen werden wie die einer Bohrpfahlwand.

5. Der Trägerbohlwandverbau (Rühlwandverbau)

Eine Verbaumethode, die beim Bau unterirdischer Verkehrs- anlagen sehr häufig angewendet wird, ist der Trägerbohlwandverbau, in der Schweiz mit Rühlwandverbau bezeichnet, der in vielen Varianten je nach den vorliegenden Untergrund- und Grundwasser- verhältnissen ausgeführt wird. Aus dem Bild 8, das einem Aufsatz von Stumpf, Gränert und Schmidt [9] entnommen ist, können die historische Ent- wicklung und die Bezeichnungsweise der Verbauarten entnommen werden. Der wesentliche Unterschied zwischen dem Berliner und dem Hamburger Verbau ist der Arbeitsraum, der zwischen dem zu erstel- lenden Tunnelkörper und der Bohlwand beim Hamburger Verbau existiert. Eine weitere Variante stellt der sog. Münchener Verbau dar, der sich u.a. dadurch von den beiden vorgenannten Verbauarten unterscheidet, dass die Verbauträger, die in allen Fällen aus Breit- flanschträgern bestehen, in München in vorgebohrte Bohrlöcher

hineingestellt werden. Um die Einspannung zu erhöhen, wird der Träger entweder von der Bohrlochsohle aus noch ein Stück hineingerammt oder das Bohrloch mit Magerbeton ausgefüllt. Das Einstellen in vorgebohrte Löcher an Stelle des in Berlin oder Hamburg vorgenommenen Rammens war in München erforderlich wegen des anstehenden grobkörnigen Kieses, der ein massgerechtes Einrammen ohne Beschädigung der Träger nicht gestattete. Das Einbohren wird dem Einrammen heute in vielen Städten wegen der verminderten Geräuschbildung vorgezogen. Auf die Geräuschentwicklung wird später noch eingegangen. Als Münchener Bauweise wird auch verschiedentlich das vorgehängte Bohlelement verstanden. In Stuttgart wird häufig ein Trägerverbau mit ausbetoniertem Feld ausgeführt.

Der grundsätzliche Aufbau des Trägerbohlwandverbau ist aus Bild 9 ersichtlich. An Stelle der Bohlen werden teilweise alte Eisenbahnschwellen oder Betonfertigteile verwendet. Der Abstand zwischen den Trägern variiert zwischen 2 und 3 m je nach den Bodenverhältnissen. Wegen diesen verhältnismässig grossen Abständen ist entweder eine Abspriessung oder eine Verankerung der Träger erforderlich. Die Frage Abspriessung oder Verankerung hängt in erster Linie von der Breite der Baugrube ab. Baugruben in der Grössenordnung bis zu 15 m Breite werden im allgemeinen abgespriess. Die Anzahl der notwendigen Aussteifungen hängt sehr von den Bodenverhältnissen ab und beeinflusst den Baubetrieb sehr wesentlich. Vor allem ist es unerwünscht, im Bereich der späteren Tunnelröhre Abspriessungen zu haben, da entweder Aussparungen oder Umspriessungen erforderlich werden. Neben der Behinderung der Betonierarbeiten wirken sich die Abspriessungen auch nachteilig auf die Abdichtungsarbeiten aus. Die Anzahl der für einen Verbau notwendigen Abspriessungen ist also ein Problem grösster wirtschaftlicher Tragweite und daher häufig untersucht worden. Als Beispiele seien die Messungen von Peck [10] und Bjerrum [11] angeführt. Da das Kräftespiel im Verbau im wesentlichen von der Bewegungsfähigkeit der Verbauelemente abhängt, ist nach Brinch Hansen [12] die Erddruckaufgabe, die sich daraus ergibt, unbestimmt. Um die Anzahl und die Grösse der Steifen richtig zu bemessen, wurden in Stuttgart Messungen [13] ausgeführt, auf die hier kurz eingegangen werden soll.

Die für den Verbau verwendeten Breitflanschträger wurden beidseitig mit Dehnungsmessstreifen in relativ engen Abständen bestückt. Die Abdeckung mit einer Winkelschiene diente dem Schutz der Messstreifen beim Einbau. Ein besonderer Isolationschutz ermöglichte den mehrfachen Einsatz der Träger über einen Zeitraum von 2 Jahren. Die Steifenkräfte beim abgespriessenen Verbau konnten mit Druckmessdosen gemessen werden. Die mit Hilfe der Dehnungsmessstreifen gemessenen Verformungen erlauben die Berechnung der statischen Grössen unter Benutzung der folgenden Gleichungen:

$$(1) \text{ Biegespannung} \quad \sigma_M = E \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} = E \varepsilon_M$$

$$(2) \text{ Normalspannung} \quad \sigma_N = E \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} = E \varepsilon_N$$

E Elastizitätsmodul

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ Randfaserdehnung

ε_M Biegedehnung infolge Moment M

ε_N Längendehnung infolge Normalkraft N

$$(3) \text{ Biegemoment} \quad M = W E \varepsilon_M$$

$$(4) \text{ Normalkraft} \quad N = F E \varepsilon_N$$

W Widerstandsmoment des Stahlträgers

F Querschnittsfläche des Stahlträgers

$$(5) \text{ Belastungsverlauf} \quad p(x) = - \frac{d^2 M(x)}{d x^2}$$

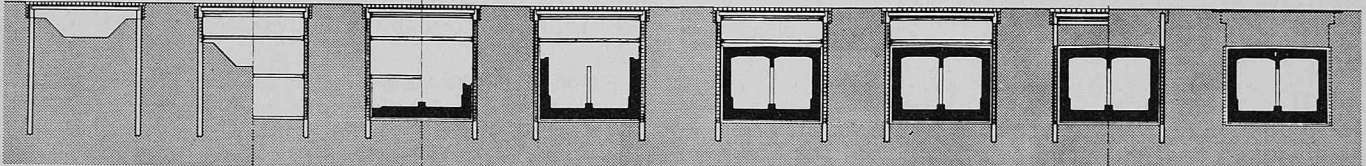
$$(6) \text{ Biegelinie} \quad \frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{M(x)}{E J}$$

y Biegeordinate

J Trägheitsmoment

Berliner Bauweise

Wesentliche Kennzeichen: Baugrube ohne Arbeitsraum zwischen Tunnelkörper und Bohlwand. Anwendung bei leichtem bis mittelschwerem und leicht zu entwässerndem Baugrund.



1. Rammen der Träger (Normal- oder Breitflanschprofil). Bei Bedarf Einbau einer Behelfsfahrbahn.

2. Bodenaushub mit Steifen- und Bohleneinbau, Unterbeton, Sohlenabdichtung.

3. Sohlenbeton mit unterem Wandabschnitt und Ausbau der unteren Steifenlage, Wandabdichtung.

4. Wandbeton und Einbau der Stützen.

5. Deckenbeton auf Schalungsträgern oder verschiebbarem Gerüst.

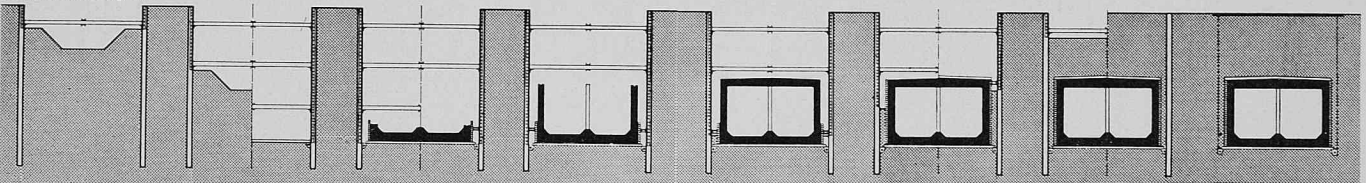
6. Deckenabdichtung und Schutzbeton.

7. Verfüllen der Baugrube über der Tunneldecke und Ausbau der oberen Steifenlagen.

8. Ziehen der Träger und Herstellen des Planums und der Fahrbahndecke.

Hamburger Bauweise

Wesentliche Kennzeichen: Baugrube mit Arbeitsraum zwischen Tunnelkörper und Bohlwand. Anwendung bei schwerem Baugrund.



1. Rammen der Träger (Breitflanschprofil).

2. Bodenaushub mit Steifen- und Bohleneinbau, Drainageeinbau, Unterbeton, Sohlenabdichtung.

3. Sohlenbeton und Hilfsabsteifung zur Sohle, Ausbau der unteren Steifenlage.

4. Wandbeton und Einbau der Stützen.

5. Deckenbeton auf Schalungsträgern oder verschiebbarem Gerüst.

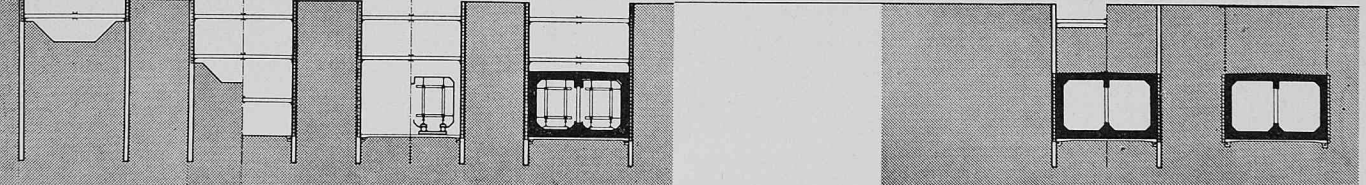
6. Wand- und Deckenabdichtung, Verfüllen des Arbeitsraumes, Ausbau der mittleren Steifenlagen.

7. Verfüllen der Baugrube über der Tunneldecke und Ausbau der oberen Steifenlagen.

8. Ziehen der Träger und Herstellen des Planums und der Fahrbahndecke.

Tunnel mit wasserdichtem Beton ohne Klebedichtung

Wesentliche Kennzeichen: Baugrube ohne Arbeitsraum mit Ausgleichsschicht zwischen Verbohlung und Wandbeton. Einbringen des Betons für einen Tunnelblock in einem Guß. Weniger Arbeitsvorgänge.



1. Rammen der Träger (Breitflanschprofil).

2. Bodenaushub mit Steifen- und Bohleneinbau, Drainageeinbau.

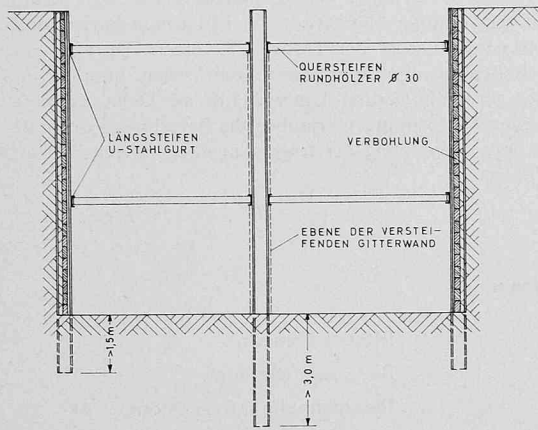
3. Unterbeton, der nach Erhärten die untere Steifenlage ersetzt; Einbau des Schalwagens.

4. Wasserdichter Beton von Sohle, Wänden, Stützen und Decke in einem Guß.

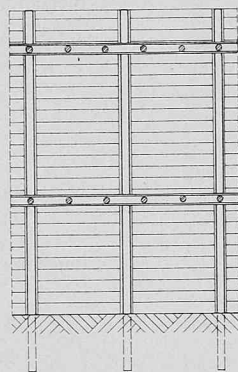
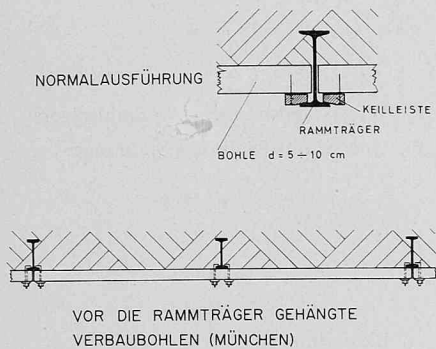
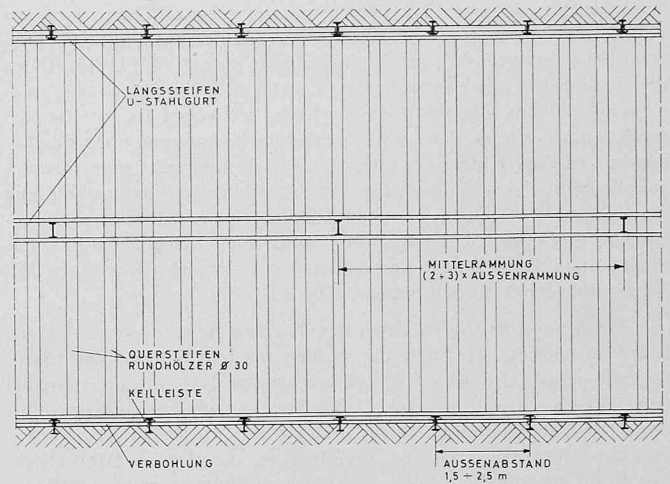
5. Verfüllen der Baugrube über der Tunneldecke und Ausbau der oberen Steifenlagen.

6. Ziehen der Träger und Herstellen des Planums und der Fahrbahndecke.

Bild 8. Ablauf der Baugruben- und Tunnelherstellung bei verschiedenen Verbaumethoden, entnommen aus [9]



BREITE BAUGRUBE MIT MITTLERER REIHE VON I-PROFILIEN



ANSICHT DER BAUGRUBENWAND

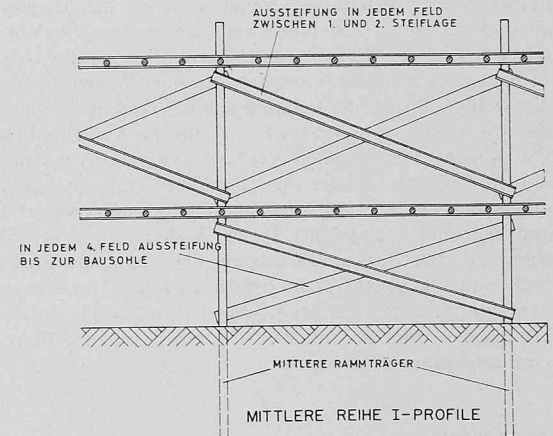


Bild 9. Berliner Bauweise, Prinzipskizze

Momentenlinie nach einer Differenzenmethode

$$(7) \quad M(x) = a_0 + a_1 x + a_2 x^2$$

$$(8) \quad \text{Aus (7) und (5) folgt} \quad -\frac{d^2 M}{dx^2} = p_i = -2 a_2$$

Aus den Randfaserdehnungen ϵ_1 und ϵ_2 lassen sich Biege- und Normalspannungen nach Gl. (1) und (2) ausrechnen, woraus sich bei dem definierten Trägerquerschnitt Biegemoment und Normalkraft nach Gl. (3) und (4) ermitteln lassen. Mit den üblichen Annahmen

kann mit Gl. (5) der Belastungsverlauf $p(x)$ berechnet werden. Die Biegelinie, die zu Kontrollzwecken notwendig ist, ergibt sich nach Gl. (6).

Für die praktische Auswertung, die mit Hilfe einer elektronischen Rechenmaschine ausgeführt wurde, ist die Anwendung der Differenzenmethode zweckmässig. Wird die Momentenlinie in erster Näherung als eine quadratische Parabel nach Gl. (7) aufgefasst, so ergibt sich der Belastungsverlauf des Trägers als 2. Ableitung von (7) nach Gl. (8). Als Schrittweite für die Anwendung der Differenzenmethode wird der Abstand der Messpunkte gewählt. Ein bisher unveröffentlichtes Mess-

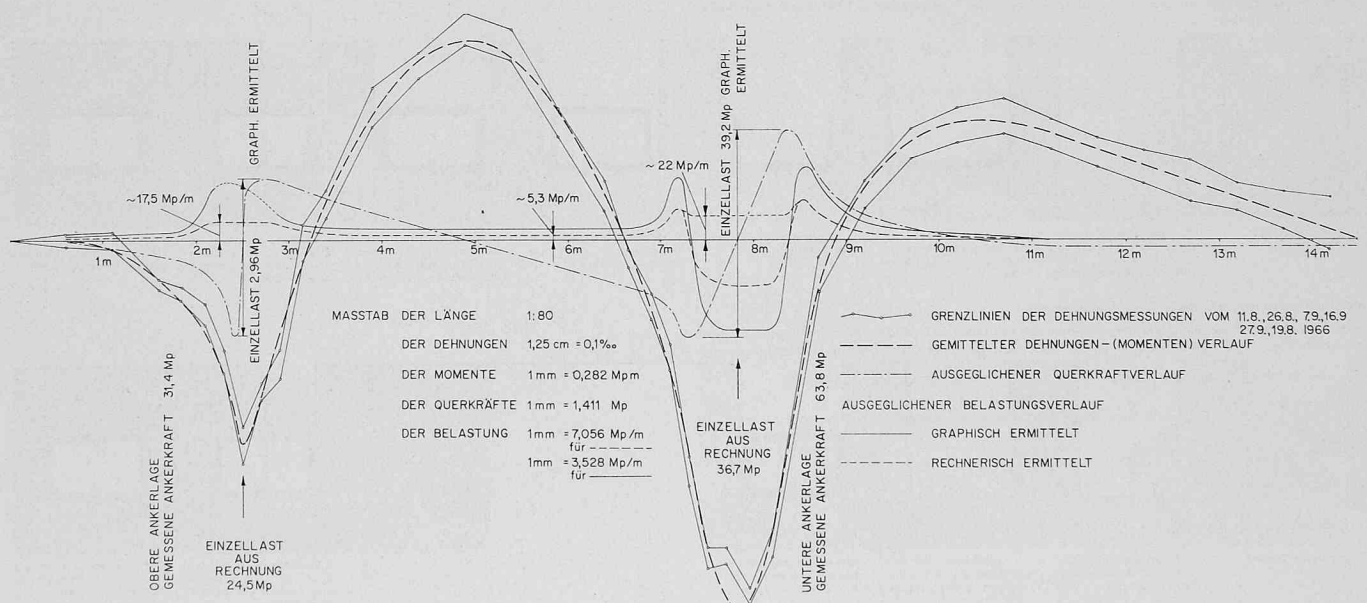


Bild 10. Messergebnisse an einem rückverankerten Verbau

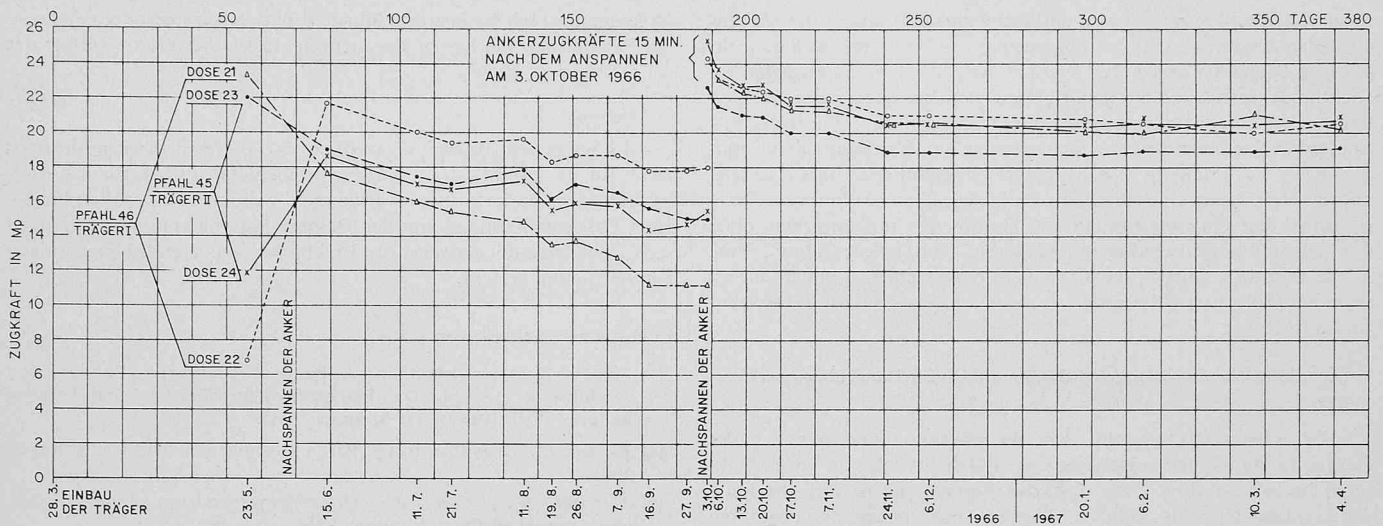


Bild 11. Ankerkraftmessungen an einem rückverankerten Verbau. Obere Ankerlage

ergebnis (Bild 10) zeigt den Momentenverlauf eines Trägers, das dazugehörige Belastungsdiagramm und andere statische Größen bei einem mit Vorspannankern gehaltenen Verbau. Neben den Messwerten ist der gemittelte Dehnungsverlauf dargestellt. Der aus dem Momentenverlauf errechnete Erddruck ist nahezu konstant und beträgt rd. 5,3 t/lfd.m. An den Verankerungsstellen wird die Belastung, die sich nach der Auswertungsmethode als Resultierende ergibt, negativ.

Die Trennung Erddruck und Verankerungskraft im Ankerbereich kann nur mit Hilfe der Ankerkraftmessungen erfolgen. Im unmittelbaren Bereich der Verankerung ist eine Zunahme der Belastung als Bettungsreaktion zu erkennen. Derartige Reaktionen, die auch aus Messungen an abgespriesstem Verbau bekannt sind, ergaben im vorliegenden Fall Werte von 17,5 bis 22 t/lfd.m. Da das Auswerteverfahren nur die resultierende Belastung (Belastungsdifferenz zwischen Erddruck und Ankerkraft) angibt, muss der Erddruck bzw. die Bettungsreaktion im Verankerungsbereich aus Superposition gewonnen werden. Obwohl mit den berechneten Ankerkräften die Gleichgewichtsbedingungen ausreichend genau zu erfüllen sind, liegen die gemessenen Ankerkräfte höher. Der Grund hierfür ist in der auf diese Art nicht bestimmbar Bettungsreaktion zu suchen. Die Messergebnisse über die Ankerkraft in der oberen Ankerlage an dem gleichen Verbau sind aus dem Bild 11 zu erkennen. Bemerkenswert ist die Abnahme der Ankerkraft im Verlauf der Zeit. Nach einem ersten Nachspannen am Anfang der Belastung mussten, nachdem ein von der Bauherrschaft geforderter Mindestwert unterschritten wurde, die Anker 4 Monate nach der Herstellung nochmals nachgespannt werden. Nach einem weiteren Abfall trat asymptotisch eine Beruhigung ein. Der Abfall der Ankerkraft kann sowohl von der Widerlagerverschiebung (Verbauverschiebung) als auch von einer Bewegung der Verankerungszone oder aber von einer Wanderung des Verankerungsschwerpunkts (rückschreitendes Lösen des Ankers) herrühren. Bild 12 zeigt die Ansicht des Trägerbohlwandverbau mit Verankerung, an dem die Messung ausgeführt wurde. Übrigens sollten, wie aus diesem Bild zu ersehen ist, im Grundriss schiefwinklig zueinander verlaufende und auch längere Verbaubauabschnitte bei Gefahr der statischen Labilität in Verbaubauabschnitten einen Schrägverband besitzen.

Mit dem Trägerbohlwandverbau lassen sich auch schwierige Situationen in der Baugrubenumschliessung meistern, von denen im allgemeinen nicht gesprochen wird. Es sind dies z.B. die Kreuzungen von Versorgungsleitungen u.ä. Keine andere Verbaumethode ist auch nur annähernd geeignet, bei solchen Schwierigkeiten ausreichenden Schutz zu bieten. Mit Hilfe einer kürzlich erschienenen Arbeit von Broms [14] können die Bedingungen, unter denen ein Stück Boden aus einer tiefen Baugrubenwand ausbrechen kann, ermittelt werden. Die Risiken, die mit der Öffnung solcher «Fenster» verbunden sind, können damit abgeschätzt werden.

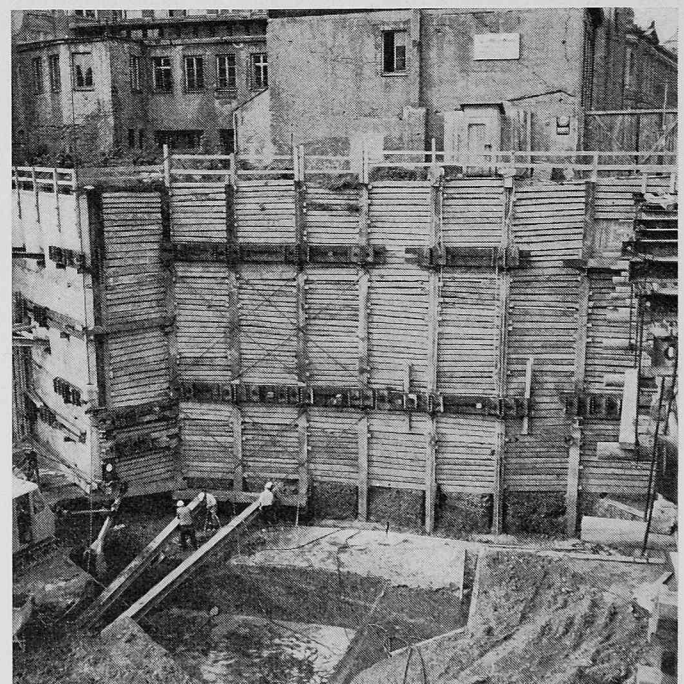
6. Die Baugrubensohle und das Bewegungsspiel zwischen Bauwerk und Umschliessung

Im allgemeinen werden zur Baugrubenumschliessung lediglich die vertikalen oder schrägen Umfassungswände gerechnet. Es sei

jedoch gestattet, auch etwas über die Baugrubensohle zu sagen, deren Sicherung hin und wieder Schwierigkeiten bereitet. Die Risiken der Baugrubensohle bestehen in erster Linie in den Grundwasserverhältnissen. Bei tiefen Baugruben kann z.B. bei Absicherung äusserer Grundwasserspiegel durch Spundwände ein Aushub bis auf Tiefen vorgenommen werden, in denen die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs besteht. Die Stabilisierung solcher Verhältnisse ist nur über Entlastungsbrunnen möglich. Weitere Gefahren sind im Vorhandensein artesisch gespannter Grundwasserspiegel zu sehen, wenn die Auflast so weit entfernt wird, dass ein Sohlenaufbruch möglich wird. Jedoch auch schon vor dem Auftreten von Sohlenaufbrüchen zeichnen sich Gefahrenmomente ab, denen besondere Beachtung geschenkt werden sollte. Quellgebiete in einer Baugrubensohle, die sich infolge rückschreitender Erosion unter Bildung und ständiger Verbreiterung eines Stromkanals langsam in die Tiefe fressen, machen es erforderlich, auf der gesamten Baugrubensohle ein Flächenfilter einzubringen, das nach der Filterregel dimensioniert sein muss. Nur dadurch kann die rückschreitende Erosion (piping) verhindert werden.

Die Wahl der Baugrubenumschliessung hat auf die Art und auf die Anordnung einer allenfalls notwendigen Abdichtung grossen Einfluss. Vor allem die Möglichkeit der Bewegungsdifferenz zwischen aufsteigendem Bauwerk und Baugrubenumschliessung führt hier zu schwer-

Bild 12. Ansicht eines rückverankerten Verbaus mit Diagonalsicherung (Messquerschnitt)



wiegenden Problemen. Massive und nicht rückgewinnbare Baugrubenumschliessungen werden im allgemeinen auf tieferen, wenig nachgiebigen Schichten gegründet. Werden derartige Umschliessungen als Dichtungsträger herangezogen, so lässt sich bei flacher gegründeten Bauwerken auf nachgiebigerem Untergrund mit dem Baufortschritt eine unterschiedliche Setzung nicht vermeiden. Als Folge davon können Risse auftreten, in denen spätere Undichtheiten ihre Ursache haben. Hier kann eine Bingham-Dichtung, die imstand ist, Bewegungen in der Grössenordnung von Zentimetern mitzumachen, ohne ihre Dichtungseigenschaften zu verlieren, zum Erfolg führen. Eine solche Dichtung wurde jüngst in einem entsprechend gelagerten Fall einer Baugrubenumschliessung von einer Schweizer Firma in Deutschland ausgeführt.

7. Die Geräuschentwicklung von Baumaschinen für Baugrubenumschliessungen

Zunächst sei festgestellt, dass die physiologische Wirkung des Geräuschs individuell verschieden ist und sicherlich von vielen Faktoren beeinflusst wird. Eine objektive Feststellung ist nur mit Hilfe der Geräuschmessung möglich. Hierbei spielt neben der absoluten Stärke des Geräuschs die Frequenz eine ausschlaggebende Rolle. Die Stärke eines Geräuschs wird wiederum von vielen Faktoren, wie Richtung, Umgebung, Luftdruck usw., beeinflusst. Grundsätzlich ist zu bemerken, dass es noch keine allgemein gültigen Verfahren gibt, nach denen impulsartige Schallwellen bewertet werden können. Für die Geräuschmessung gilt in Deutschland eine VDI-Richtlinie Nr. 2058. Gemessen wird im allgemeinen der Schalldruck in dB in verschiedenen Abständen. dB (A), manchmal auch DIN-Phon genannt, stellt eine an die Hörfähigkeit des menschlichen Ohres angepasste Bewertung dar. dB oder dB (lin) entspricht dem Schalldruck der unbewerteten Mikrofonmessung. Moderne Schallmessgeräte arbeiten mit Filtern und Frequenzanalysatoren. Bei der Frequenzanalyse werden am häufigsten die sogenannten Oktavanalyse und die Terzanalyse ausgeführt. Bei diesen Messungen werden die Töne innerhalb eines Oktav- oder Terzbereichs ihrer Intensität nach festgestellt. Die Zunahme um 10 DIN-Phon entspricht wegen der logarithmischen Progression des Messwertes einer Verdoppelung des Geräuschs.

Die freundlicherweise von einer Baugeräte-Herstellerfirma überlassenen Geräuschmessungen zeigen, dass verschiedene Pfahlbohrgeräte bei einem Umgebungslärm von 70 bis 82 DIN-Phon Werte von 80 bis 100 DIN-Phon erreichten. Die Spitzengeräusche des Verkehrs samt Umgebungslärm betragen zeitweise 85 bis 92 DIN-Phon. Die Geräusche einer Dieselramme wurden im Gesamtpegel mit 97 Phon ermittelt. Durch Anwendung einer Schallschluckhaube konnten die Geräusche auf 93 Phon vermindert werden. Die Ergebnisse einer vergleichenden Untersuchung verschiedener Ramm- und Rüttelgeräte zeigen, dass zwischen der Lärmentwicklung verschiedener Fabrikationstypen Unterschiede in der Grössenordnung von 10 dB linear bestehen. Bemerkenswerterweise geht die Lärmentwicklung nicht allein vom Ramm- oder Rüttelgerät aus, sondern auch in grösserem Umfang von den einzubringenden Bauelementen. Dies ist daran zu erkennen, dass die Geräuschentwicklung beim Einbringen von Trägern mit zunehmender Eindringtiefe geringer wird. In der Schweiz ist der Tagesgrenzwert VI 70 bis 75 dB (A), das entspricht der Grenzkurve Nr. 60 nach ISO. Die ISO (International Standard

Organization) hat frequenzabhängige Richtwerte aufgestellt, bei denen der Schalldruck bei hohen Frequenzen stärker bewertet wird als der bei niedrigen.

8. Nachwort

Es ist mir ein Bedürfnis, an dieser Stelle Herrn Oberbaudirektor Heeb für die Erlaubnis zu danken, Messergebnisse, die für das Tiefbauamt der Stadt Stuttgart gewonnen wurden, zu veröffentlichen. Herr Direktor Kümmel von der Delmag-Maschinenfabrik, Esslingen a. N., hat freundlicherweise die Ergebnisse von Geräuschmessungen zur Verfügung gestellt.

Literaturzusammenstellung

- [1] *Széchy, K.*: Der Grundbau. 2. Band: Gründungen, Entwurf und Ausführung; 1. Teil: Die Baugrube, Umschliessung und Wasserhaltung. Wien/New York, Springer, 1965.
- [2] *Bachus, E.*: Grundbaupraxis. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer, 1961.
- [3] *Terzaghi, K., Jelinek, R.*: Theoretische Bodenmechanik. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer, 1954.
- [4] *Taylor, D. W.*: Fundamentals of soil mechanics. New York/London, J. Wiley/Chapman & Hall, 1948.
- [5] *Lorenz, H.*: Über die Verwendung thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau. «Die Bautechnik» 27 (1950), H. 10, S. 313–317
- [6] *Veder, Chr.*: Neue Verfahren zur Herstellung von untertägigen Wänden und Injektionsschirmen in Lockergesteinen und durchlässigem Fels (Habilitationsschrift) Mitt. Inst. Wasserwirtsch., Grundbau und konstrukt. Wasserbau der TH Graz, H. 1, 1959.
Veder, Chr.: Ein neues Verfahren zur Herstellung von untertägigen Dichtungs- und Stützwänden. Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmech. TH Wien, H. 2, 1959.
- [7] *Weiss, F.*: Die Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter Erdwände. «Baugenieuer-Praxis» H. 70. Berlin/München, W. Ernst & Sohn, 1967.
- [8] *Blatter, Ch. E.*: Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark. «Schweiz. Bauzeitung» 79 (1961), H. 42 und 43.
- [9] *Strumpf, K., Gränert, W. und Schmidt, G.*: U-Bahnbau. Techn. Berichte der Fa. Ph. Holzmann, April 1967.
- [10] *Peck, R. B.*: Earth-pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) Subway. Transaction. Transactions Amer. Soc. Civ. Eng. 108 (1943), S. 1008–1036.
- [11] *Bjerrum, L.*: Measurements at a strutted excavation, Oslo subway. Oslo 1962, Norweg. Geotechn. Inst., Techn. Rep. No. 1, 2, 3, 6, 7, 8.
- [12] *Brinch Hansen und Lundgren, H.*: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer, 1960.
- [13] *Heeb, A., Schurr, E., Bonz, M., Henke, K. F. und Müller, H.*: Erdruckmessungen am Baugrubenverbau für Stuttgarter Verkehrsbauwerke. «Die Bautechnik» 43 (1966), H. 6, S. 208–216.
- [14] *Broms, B. B. and H. Bennermark*: Stability of clay at vertical openings. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 93 (1967), SM 1, S. 71–94.

Adresse des Verfassers: Dr.-Ing. Karl Friedrich Henke, Abteilungsleiter, amtl. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt an der TH Stuttgart, D-7000 Stuttgart-Vaihingen, Rob.-Leicht-Strasse 209.

XVII. Geomechanik-Kolloquium in Salzburg

DK 061.3:624.131

Prof. Dr. Ing. Leopold Müller pflegt seit 1951 im «Salzburger Kreis» Freunde und Mitarbeiter zur Besprechung aktueller Probleme der Felsmechanik und deren theoretischer Behandlung zu sich einzuladen. Am 26. und 27. Oktober 1967 folgten 300 Fachleute diesem Ruf. Die Tagung im Rittersaal der Salzburger Residenz stand unter dem Patronat von Ludwig Föppl, einem Pionier der technischen Wissenschaften, der heuer in München seinen 80. Geburtstag feiern konnte. Im Verlaufe dieser Tagung wurde die österreichische Gesellschaft für Geomechanik gegründet. Ausserdem fand eine Ausschnittsitzung der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik unter dem Vorsitz von Manuel C. M. Rocha aus Lissabon statt. In 22 Vorträgen wurden Probleme der Plastizitätstheorie, der Durchströmung klüftiger Medien, des Gebirgsdrucks, der wechselseitigen Beanspruchung benachbarter Stollen, der zulässigen Inanspruchnahme des Gebirges durch Druckstollen sowie des Verhaltens von Talsperrenbettungen

besprochen. Besondere Beachtung verdienen die umfassenden Berichte von H. Lauffer über «Injektionsvorspannung von Druckstollen» nach Beobachtungen bei der Tirolerkraftwerke AG, von Professor R. Haefeli über «Glaziale Erosion» und von H. Link «Über das Verhältnis seismisch und statisch ermittelter Elastizitätsmoduln in Fels». Eine Veröffentlichung dieser Vorträge ist im Kolloquium-Heft der Zeitschrift «Felsmechanik und Ingenieurgeologie» vorgesehen. Die Kultur, welche 70 Erzbischöfe in dieser Stadt an der Salzach entwickelt hatten, warf ein angenehmes Licht auf die eifrige Geistesarbeit der Felsmechaniker, was besonders beim Empfang durch den Landeshauptmann und Bürgermeister fühlbar war. Der Kreis von Teilnehmern war gerade so gross, dass Themen noch persönlich vorgetragen und spontan besprochen werden konnten, wie dies Sinn und Zweck eines Kolloquiums ist und womit technische Erkenntnis sowie berufliche Weiterbildung gefördert werden. Ing. Eduard Gruner, Basel