

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr.16

**Schildvortrieb
bei
flüssigkeitsgestützter
Ortsbrust**

von
J. Knüpfer
H. Meseck

Braunschweig 1984

V O R W O R T

Am 20. September 1984 verstarb für uns alle unerwartet Prof. Dr.-Ing. Hanns Simons, Direktor des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, im Alter von 59 Jahren.

Der engagierte Hochschullehrer und kreative Forscher, der vor seinem Ruf nach Braunschweig 1974 viele Jahre an leitender Stelle in der Bauindustrie tätig war, hat das Institut für Grundbau und Bodenmechanik aus kleinsten Anfängen in kurzer Zeit zu einer in Wissenschaft und Baupraxis anerkannten Stätte der Forschung gemacht. Sein besonderes Interesse galt hierbei Spezialzweigen des Tiefbaus wie z.B. der Abdichtung von Deponien, dem Einsatz der Meßtechnik im Grundbau und dem Tunnelbau. Eine Vielzahl von Forschungsvorhaben, wissenschaftlichen Veröffentlichungen und Vorträgen auf nationalen und internationalen Tagungen zeugt von der erfolgreichen Arbeit auf diesen Gebieten. In vielen Gremien und Ausschüssen hat Prof. Simons seine Arbeiten als Hilfe und Denkanstoß für die tägliche Baupraxis vorgestellt.

Die Studenten verlieren in ihm einen Lehrer, der mit seiner lebendig-frischen Art die Zuhörer für den Lehrstoff zu begeistern vermochte.

Den Doktoranden, die er betreute, war er mehr als nur wissenschaftlicher Berater. Für ihn trifft das heute nicht mehr übliche Wort "Doktorvater" in seiner engsten Bedeutung zu.

Alle Mitarbeiter des Instituts trauern um einen Vorgesetzten, dessen Arbeitsstil, Engagemant und Ideen stets als Vorbild dienten.

Professor Dr.-Ing. Hanns Simons wird allen, die in Behörden, Ingenieurbüros oder Baufirmen mit ihm zusammengearbeitet haben, wegen seiner Fachkenntnisse, seinem engagierten Eintreten für seine Arbeiten und seiner Fähigkeit, praktische und wissenschaftliche Probleme rasch zu erkennen und zu lösen, fehlen.

An der Druckfassung dieses Mitteilungsheftes über unsere Untersuchungen im Rahmen eines vom BMFT geförderten Forschungsvorhabens der HOCHTIEF AG hat Professor Simons großen Anteil. Seine Ideen und Kenntnisse des Grundbaus und Tunnelbaus waren für uns von der Erarbeitung unseres Teils der Forschungsaufgabe bis zur Auswertung und Darstellung der Forschungsergebnisse in der vorliegenden komprimierten Form richtungsweisend. Die Drucklegung dieses Heftes ist damit auch und vor allem unser Dank an Professor Simons.

Dieses Heft soll den in der Praxis tätigen Ingenieuren den Stand der Erkenntnisse über den Schildvortrieb bei flüssigkeitgestützter Ortsbrust des Jahres 1982 vermitteln. Die seither zu beobachtende Entwicklung baute auf den hier vorgestellten Untersuchungen auf und führte zu einer weiteren Optimierung der Vortriebstechnologie und einer Verschiebung der Anwendungsgrenzen.

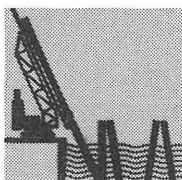
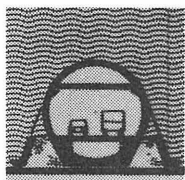
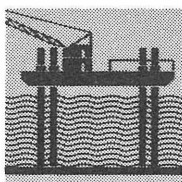
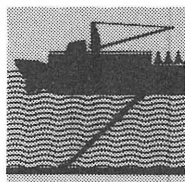
Braunschweig, im November 1984

Joachim Knüpfer
Holger Meseck

Wir danken der HOCHTIEF AG für
die Unterstützung bei der
Durchführung der Forschungs-
arbeiten und für die Genehmigung
zur Veröffentlichung unserer
überarbeiteten Abschlußberichte

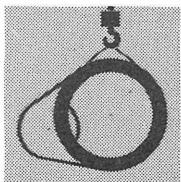
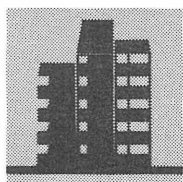
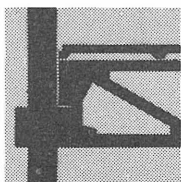
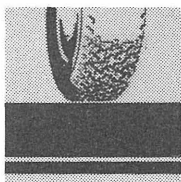
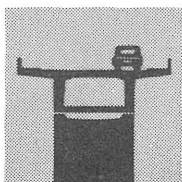
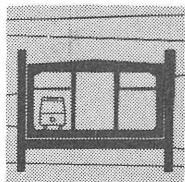
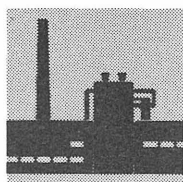
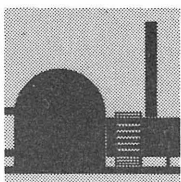
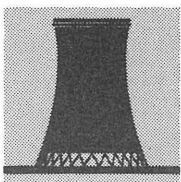
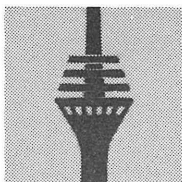
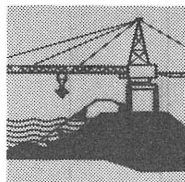
HOCHTIEF

Aktiengesellschaft · vorm. Geb. Helfmann



HOCHTIEF heißt schlüsselfertiger Bau des Großflughafens Jeddah, Mossul-Staudamm, Bosphorusbrücke, Versetzen der Tempel von Abu Simbel, Kernkraftwerke, Unterwassertunnels... Technologie, Forschung und Entwicklung, Erfahrung, Know-how, Innovation...

HOCHTIEF löst anspruchsvolle Bauaufgaben seit mehr als 100 Jahren erfolgreich. Alle. Weltweit. Mit konstruktivem, organisatorischem und handwerklichem Können. Leistungsfähig. Mit modernem Gerät. Zuverlässig. Nach wirtschaftlichen Methoden und Verfahren.



Rellinghauser Straße 53 - 57 · 4300 Essen 1
Niederlassungen im gesamten Bundesgebiet

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

<u>1. VORGANG</u>	1
<u>2. VORTRIEBSSCHILDE MIT FLÜSSIGKEITS- GESTÜTZTER ORTSBRUST</u>	3
2.1 Allgemeines	3
2.2 Vorhandene Schildsysteme	5
2.2.1 Japanische Systeme	5
2.2.2 Englische Systeme	17
2.2.3 Deutsche Systeme	21
2.2.4 Ausblick	34
2.3 Einsatz von Schilden mit flüssigkeits- gestützter Ortsbrust	36
<u>3. STÜTZ- UND FÖRDERMEDIENTEN FÜR SCHILDE MIT FLÜSSIGKEITSGESTÜTZTER ORTSBRUST</u>	43
3.1 Allgemeines	43
3.2 Stützwirkung und Sicherheits- anforderungen	44
3.3 Geeignete Stütz- und Fördermedien	50
<u>4. BENTONITSUSPENSIONEN</u>	51
4.1 Allgemeines	51
4.2 Physikalische Eigenschaften	51
4.3 Messen der physikalischen Eigenschaften	54
4.3.1 Verfahren und Geräte	54
4.3.1.1 Eindringverhalten	54
4.3.1.2 Fließverhalten	56
4.3.1.3 Scherfestigkeit	59
4.3.1.4 Filtrationsverhalten	64
4.3.1.5 Dichte	67
4.3.1.6 Spezielle Verfahren für Suspensionsschilde	68
4.3.2 Statistische Auswertung vorhandener Laborversuche	71
<u>5. EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN IM LABOR</u>	79
5.1 Versuche mit Bentonitsuspension	79
5.1.1 Bentonite	79
5.1.2 Untersuchung des Eindringver- haltens	80
5.1.2.1 Versuchsdurchführung	80
5.1.2.2 Zeitlicher Verlauf des Eindringvorganges	85
5.1.3 Untersuchung der Filterkuchen- bildung und der Filterwasser- abgabe	91
5.1.3.1 Versuchsdurchführung	91
5.1.3.2 Einfluß von Bentonitge- halt und Druck auf den zeitlichen Verlauf der Filterwasserabgabe	92

	Seite
5.1.3.3 Einfluß von Sandbeimengungen auf die Filterwasserabgabe	101
5.1.4 Luft- und Wasserdurchlässigkeit von Filterkuchen	104
5.1.4.1 Allgemeines	104
5.1.4.2 Versuche in der Standard Filterpresse	105
5.1.4.2.1 Versuchsdurchführung	105
5.1.4.2.2 Wasserdurchlässigkeit	106
5.1.4.2.3 Luftdurchlässigkeit	112
5.1.4.2.4 Vergleich von Wasser- und Luftdurchlässigkeit	119
5.1.4.3 Versuche im Tunnelmodell	122
5.2 Versuche mit Kolloiden	130
<u>6. EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AUF DER BAUSTELLE</u>	133
6.1 Überblick	133
6.2 Auswertung vorhandener Baustellenmessungen	134
6.3 Untersuchungen an Proben aus dem Förderkreislauf	139
6.4 Untersuchungen an Proben aus der Separieranlage	145
6.5 Untersuchungen an Proben aus der Ortsbrust	149
<u>7. STAND DER TECHNIK BEI DER BERECHNUNG SCHILD-VORGETRIEBENER TUNNEL</u>	151
7.1 Allgemeines	151
7.2 Geschichtliche Entwicklung der Tunnelbaustatik	151
7.2.1 Der Tunnel als Gewölbe	151
7.2.2 Der Tunnel als Röhre	151
7.2.3 Der Tunnel als gelochter Raum	159
7.2.4 Räumliche Berechnungen	162
7.3 Heutiger Stand der Technik	162
7.3.1 Allgemeines	162
7.3.2 Beschreibung der Modelle	164
7.3.3 Erddruckansätze	167
7.3.4 Mitwirkung des Baugrundes	168

	Seite
<u>8. VORBEREITENDE ARBEITEN FÜR DAS MESSPROGRAMM</u>	170
8.1 Wahl der Meßverfahren	170
8.1.1 Allgemeines	170
8.1.2 Senkrechte Verschiebungen	170
8.1.3 Waagerechte Verschiebungen	172
8.2 Festlegung der Meßquerschnitte	174
8.3 Untersuchung des Baugrundes	175
8.3.1 Allgemeines	175
8.3.2 Baugrundaufbau Nebensammler Kuhmühle	176
8.3.3 Baugrundaufbau Sammler Harburg Nord	177
8.4 Einrichtung der Meßquerschnitte	180
<u>9. MESSUNGEN</u>	183
9.1 Allgemeines	183
9.2 Nebensammler Kuhmühle (Rohrvortrieb)	184
9.2.1 Waagerechte Verschiebungen	184
9.2.2 Senkrechte Verschiebungen	188
9.3 Sammler Harburg Nord (Stahlfaser- pumpbeton)	195
9.3.1 Waagerechte Verschiebungen	195
9.3.2 Senkrechte Verschiebungen	198
9.4 Vergleich der Meßergebnisse beider Bauverfahren	202
<u>10. FINITE-ELEMENT-BERECHNUNGEN</u>	206
10.1 Allgemeines	206
10.2 Finite-Element-Modell	206
10.2.1 Grundlagen	206
10.2.2 Vereinfachungen	207
10.2.3 Elementtypen	207
10.2.4 Elementnetz	208
10.2.5 Materialkennwerte	210
10.3 Berechnungen	211
10.3.1 Untersuchte Parameter	211
10.3.2 Ergebnisse	211
10.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse	215
<u>11. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK</u>	217
<u>12. SCHRIFTTUM</u>	219

1. Vorgang

Die Firma Hochtief AG, Niederlassung Hamburg, hat in den Jahren 1979 bis 1981 ein vom Bundesministerium für Forschung und Technologie gefördertes Forschungsvorhaben über die "Entwicklung eines einschaligen, kontinuierlich eingebrachten Stahlfaserbetontunnelausbaus im Extrudierverfahren mit Hilfe eines unterirdischen Schildvortriebs bei Flüssigkeitsgestützter Ortsbrust" durchgeführt.

Ausgehend von einem vorhandenen Schildtyp sollte ein Verfahren entwickelt werden, bei dem in Lockergesteinen unterhalb des Grundwasserspiegels ohne den Einsatz von Druckluft eine Stahlfaserbetonröhre kontinuierlich aus dem Schild extrudiert wird. Diese sollte das Gebirge möglichst ohne Setzungen in seinem ursprünglichen Spannungszustand sofort durch den variablen Betonierdruck kraftschlüssig stützen. Die Ortsbrust sollte flüssigkeitsgestützt durch ein Schneidrad abgebaut werden.

Bei diesem neuen Tunnelvortriebs- und Ausbauverfahren sollte Druckluft zur Wasserhaltung nur noch für kurze Unterbrechungen des Normalbetriebs eingesetzt werden, um z.B. Hindernisse zu beseitigen und Reparaturen auszuführen. Dadurch sollten alle Nachteile einer offenen Wasserhaltung sowie Nachteile und Gefährdungen, die mit dem Einsatz von Druckluft verbunden sind, vermieden werden.

Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens wurde dieses neue Tunnelbauverfahren bei der Herstellung eines ca. 1400 m langen Abwassersammlers in Hamburg eingesetzt. Durch die Kombination des Schildvortriebs bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust mit dem Ausbau durch Stahlfaserpumpbeton sollte auf dieser Baustelle erstmals die kontinuierliche Herstellung eines einschaligen Tunnels erprobt werden.

Mit der wissenschaftlichen Betreuung des Forschungsvorhabens wurde das Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum und das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig beauftragt. Dabei sollten von unserem Institut im wesentlichen folgende Teilaufgaben bearbeitet werden:

- o Erforschung und Weiterentwicklung von Stütz- und Fördermedien für Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust
- o Untersuchung des Gebirgsverhaltens während des Tunnelvortriebs.

Die Ergebnisse unserer Untersuchungen haben wir in zwei Abschlußberichten zusammengestellt und als Kurzfassung in den Mitteilungen Nr. 83 - 2 des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum veröffentlicht. Für dieses Mitteilungsheft haben wir die beiden Abschlußberichte unseres Instituts überarbeitet und zusammengefaßt.

2. Vortriebsschilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust

2.1 Allgemeines

Die von Brunel stammende Idee, Tunnel in nicht standfestem Gebirge mit einem Schild aufzufahren, wurde erstmals von 1825 bis 1843 beim Auffahren eines 360 m langen Tunnels unter der Themse verwirklicht. Ein Schildvortrieb unter Druckluft folgte 1886 beim U-Bahnbau in London und wurde erstmalig in Deutschland zwischen 1896 und 1899 beim Straßenbahntunnel unter der Spree in Berlin durchgeführt, (Haack 1980).

Die Schildvortriebsverfahren wurden in der Folgezeit weltweit ständig weiterentwickelt und verbessert. Die Entwicklung führte vom klassischen Handschild mit Arbeitsbühnen und Brustverbau über die Handschilde mit Zellenstützung zu den teilmechanischen Vortriebsschilden. Diese Mechanisierung des Schildvortriebs zielte darauf ab, die Handarbeit des Mineurs durch die Arbeit geeigneter Maschinen zu ersetzen. Im nächsten Entwicklungsschritt, den vollmechanischen Vortriebsmaschinen, wurde der Bodenbau und die Bruststützung von einem Schürfkopf übernommen. Dieser bestreicht in der Regel die gesamte Ortsbrust.

Trotz dieser Weiterentwicklung traten beim Einsatz dieser Schilde in rolligen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels immer wieder Schwierigkeiten auf. Weiter stellt die notwendige Drucklufthaltung eine Gesundheitsgefährdung des Personals dar und bringt vielfältige Nachteile technischer und wirtschaftlicher Art mit sich. Neben unproduktiven Schleusungszeiten, den tariflichen Druckluftzulagen und der Gesundheitsgefährdung des Personals, waren die Ausbläsergefahr bei geringer Erdüberdeckung, eine Auflockerung des Bodens im Bereich der Tunneltrasse und daraus resultierende Bauwerkschäden durch Setzungen sowie steigende Investitions-

und Betriebskosten für Druckluftanlagen Gründe dafür, die Entwicklung eines druckluftunabhängigen Tunnelbauverfahrens in Angriff zu nehmen.

Für eine solche Weiterentwicklung des Schildvortriebsverfahrens in rolligen Böden unterhalb des Grundwasserspiegels stellten sich nach Jacob (1976) zwei Hauptforderungen:

- Vermeidung der Lufthaltung im Ortsbrustbereich und dadurch Ausschaltung der bisherigen Nachteile.
- Wirklich vollflächige Stützung der Ortsbrust auf eine Art, die in ihrer sicheren Wirkung unabhängig von Form und Arbeitsweise des Abbauwerkzeuges ist.

Beide Forderungen können im Prinzip durch Verwendung eines nur im vorderen Schildbereich unter Druck stehenden Flüssigkeitspolsters erfüllt werden. Dabei muß dieses Flüssigkeitspolster so beschaffen sein, daß der Flüssigkeitsdruck in Stützkraft auf die Ortsbrust umgesetzt (großräumiges Gleichgewicht) und gleichzeitig ein Nachbruch von Einzelkörnern aus der Abbaufäche (lokales Gleichgewicht) verhindert wird.

Diese Überlegungen wurden erstmals von japanischen Ingenieuren aufgegriffen, die dann im Jahre 1961 zwei solcher Vortriebsanlagen bauten und damit das Prinzip des Schildvortriebs mit flüssigkeitgestützter Ortsbrust in die Tunnelpraxis einführten.

In der Folgezeit wurden diese Suspensionsschilde in Japan ständig weiterentwickelt. Parallel dazu wurden auch in England und der Bundesrepublik Deutschland Schildsysteme, die auf dem Prinzip der flüssigkeitgestützten Ortsbrust basieren, entwickelt und erprobt.

Die weltweit vorhandenen Systeme von Suspensionsschilden sollen nachfolgend kurz beschrieben und die einzelnen Verfahrensunterschiede herausgearbeitet werden. Wie bereits

von Jacob (1976) festgestellt wurde, sind die Informationen über die englischen und japanischen Schilde nur sehr spärlich. Die folgende Literaturstudie wurde aus den Unterlagen zusammengestellt, die uns während der Bearbeitungszeit dieses Forschungsvorhabens zugänglich waren.

2.2 Vorhandene Schildsysteme

2.2.1 Japanische Systeme

Die bereits erwähnten ersten Suspensionsschilde wurden im Jahre 1961 von der japanischen Maschinenfabrik Mitsubishi Heavy Industries Ltd. hergestellt. Neben den ständig weiterentwickelten Mitsubishi Schilden werden von dieser Maschinenfabrik u.a. auch die Okamura-, Tekken- und Ohbayashi-Schilde hergestellt.

Von der Mitsubishi Heavy Industries Ltd. wurden bis heute mehr als 200 dieser Vortriebsschilde hergestellt. Die Durchmesser dieser Anlagen reichen von 1,00 m bis 7,80 m, wobei der überwiegende Teil zwischen 2,0 bis 5,0 m liegt (N.N. (1)). Andere Hersteller berichten von Suspensionsschilden mit einem Außendurchmesser von 10,0 m (Watanabe + Yamazaki, 1981).

Diese japanischen Schildvortriebsmaschinen mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust sind in der Regel mit einer geschlossenen Schürfscheibe ausgerüstet. Die Ortsbrust wird hier nur teilweise durch die unter Druck stehende Suspension gestützt. Die weitaus größte Fläche wird in der Regel durch die Brustplatten und die Abbauwerkzeuge direkt gestützt. Die Anordnung und Anzahl der Abbauwerkzeuge variiert bei den einzelnen Systemen. Zur Beseitigung von Hindernissen sind in der Schürfscheibe fensterartige, herausnehmbare Stützplatten angeordnet. Die Schneidzähne sind doppelreihig angeordnet. Dadurch kann in beiden Drehrichtungen abgebaut und ein "Roller" des Schild-

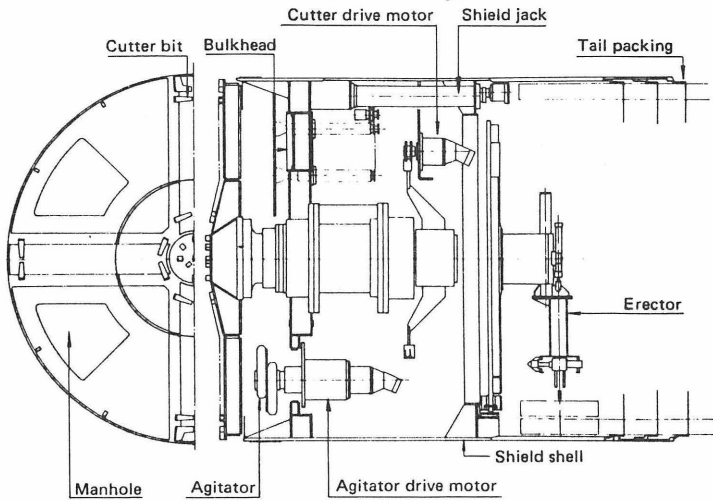
des verhindert werden. Der Zahnabstand und die Breite der Einlaßschlitze werden dem jeweiligen Kornaufbau und dem Größtkorn angepaßt.

Für den Antrieb des Schneidrades stehen zwei Varianten zur Verfügung, die den jeweils anstehenden Bodenverhältnissen angepaßt werden. Bei geringen Schneidwiderständen in z.B. locker bis mitteldicht gelagerten Sanden wird der axiale Antrieb (center shaft type) eingesetzt. Bei großen Schneidwiderständen, die hohe Drehmomente erfordern, wird das Schneidrad entlang des Umfangs (drum Type) angetrieben.

Zur besseren Erläuterung der unterschiedlichen Antriebsprinzipien sind im Bild 1 die Systeme der Firma Mitsubishi Heavy Industries Ltd. abgebildet.

Der vordere Druckraum wird im allgemeinen im Abstand von ca. 50 bis 100 cm (abhängig vom Fabrikat) hinter der Schürfscheibe von einer geschlossenen Druckwand abgeschlossen. Im oberen Teil dieser Druckwand, die das Widerlager für die Stützflüssigkeit bildet, wird frische Stützflüssigkeit zugegeben. Der abgebaute Boden wird in der Druckkammer mittels Rührgeräten ständig mit der Stützflüssigkeit homogenisiert. Dieses Boden-Flüssigkeitsgemisch, auch als verunreinigte Suspension bezeichnet, wird im Sohlbereich abgesaugt, von dort in eine Steinfangtrommel und anschließend zur Übertage angeordneten Separier- und Regenerationsanlage gepumpt (Bild 2).

Center Shaft Type



Drum Type

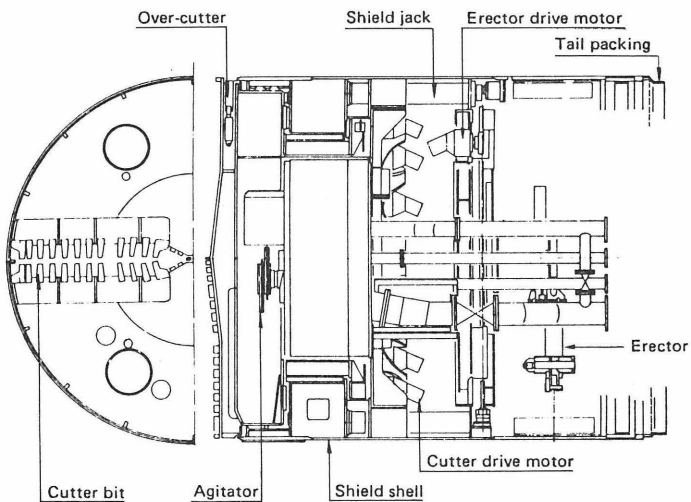


Bild 1: Schilde der Firma Mitsubishi mit unterschiedlichen Antriebsprinzipien

Oben: Center shaft type

Unten: Drum type

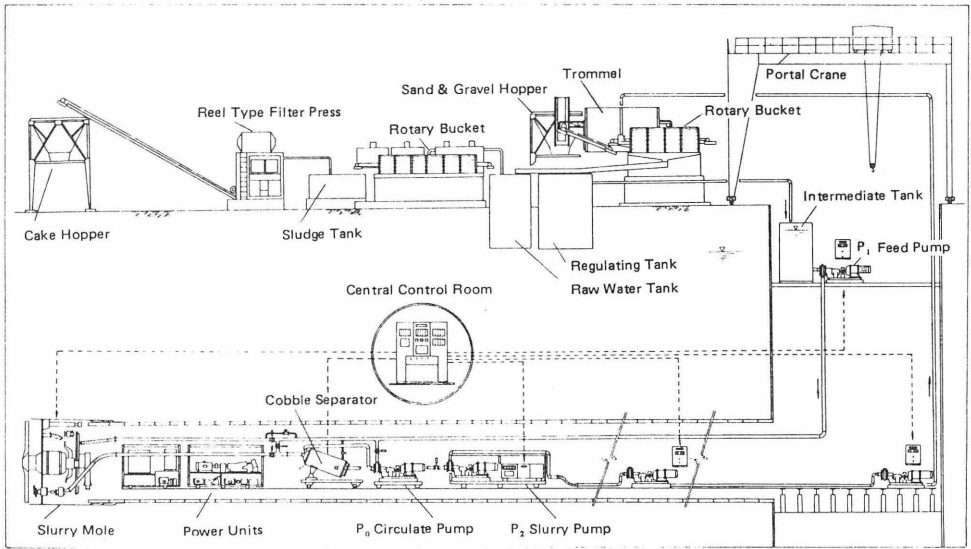


Bild 2: Übersicht über eine Baustelleneinrichtung

In dieser Steinfangtrommel werden grober Kies mit einem Korndurchmesser über 50 mm (N.N. (2)) und Steine bereits Untertage aus dem weiteren Förderstrom entfernt (Bild 3). Die von der Firma Tekken entwickelte Steinfangtrommel besteht aus einem inneren, als Sieb ausgebildeten Zylinder, der in einem druckfesten Gehäuse rotiert. Kies und Steine mit einem größeren Durchmesser als die Lochweite des inneren "Siebzylinders" werden zurückgehalten, während die restliche Suspension zur Regenerationsanlage weitergeführt wird. Der Trennschnitt wird durch die Lochdurchmesser des Siebzylinders bestimmt und kann den Bodenverhältnissen angepaßt werden.

Die Förderleitung wird zwischen der Abbaukammer und der Steinfangtrommel für das jeweilige Größtkorn des anstehenden Bodens dimensioniert. Dabei muß die Fließgeschwindigkeit des Boden-Suspensionsgemisches auch in diesem Rohrquerschnitt so groß sein, daß ein Absetzen der groben Feststoffanteile verhindert wird. Dazu muß die Geschwindigkeit und damit das Fördervolumen groß genug sein. Um dies sicherzustellen, wird ein Teil der Suspension nach dem Durchlaufen der Steinfangtrommel wieder zum Anfang des Förderfreilaufs zurückgepumpt.

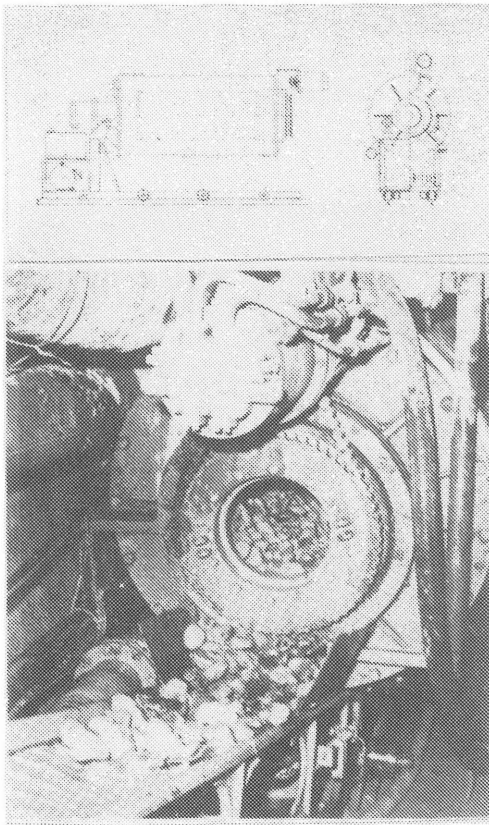


Bild 3: Stein-Separator der Firma Tekken

Um an der Ortsbrust einen stabilen Stützdruck sicherzustellen, ist der gesamte Förderstrang kapazitätsmäßig schwächer ausgelegt als die Zubringerleitung, deren Fördermenge über die Zubringerpumpe druckabhängig geregelt wird. Schwankungen in der Gemischabfuhr oder ein Verlust an Stützflüssigkeit und ein damit verbundener Druckabfall an der Ortsbrust werden durch eine größere Drehzahl der Förderpumpe und der damit verbundenen größeren Fördermenge ausgeglichen.

Alle Steuer- und Regelfunktionen werden bei den japanischen Schilden in einem meist übertägig angeordneten Kontrollzentrum (Bild 4) zusammengefaßt. Hier werden alle Funktionen der einzelnen Aggregate angezeigt und teilweise über Elektronenrechner vollautomatisch geschaltet bzw. geregelt.

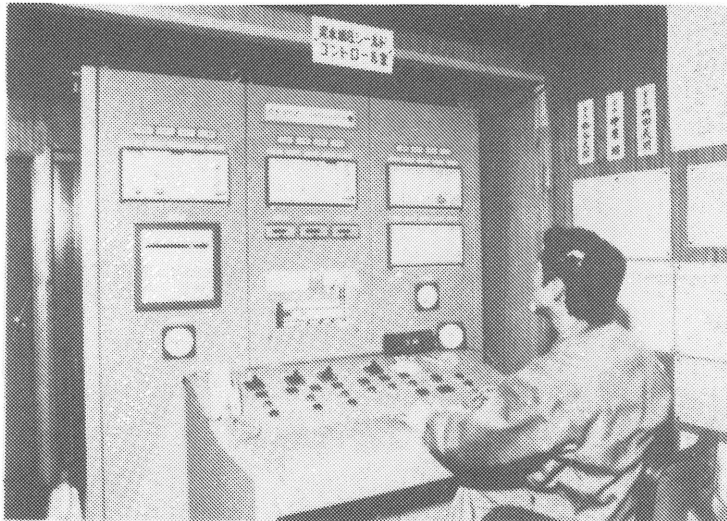


Bild 4: Zentrales Kontrollzentrum

In diesem Kontrollzentrum werden auch die für die Stand-sicherheit der Ortsbrust wichtigen physikalischen Eigenschaften der Suspension für verschiedene Stellen des Förderkreislaufs angezeigt. So wird z.B. die Dichtemessung der Suspension kontinuierlich mit der Gamma-Strahlen-Methode und/oder mit dem elektromagnetischen Verfahren vorgenommen.

Die Meßergebnisse werden sofort auf einem Bildschirm angezeigt und ausgewertet. Aus diesen Meßergebnissen über Dichte der geförderten Suspension und ihrer Fördergeschwindigkeit errechnet ein Computer das Gewicht des abgebauten Bodens bzw. bei Kenntnis seines Porenvolumens das abgebaute Bodenvolumen. Parallel dazu wird aus der aktuellen Schildvortriebsgeschwindigkeit und dem Schildquerschnitt das abgebaute Bodengewicht bzw. das Bodenvolumen ermittelt. Diese Werte werden mit denen des Förderkreislaufs verglichen und vom Computer sofort der Flüssigkeitszufluß so geregelt, daß der notwendige Suspensionsdruck an der Ortsbrust aufrechterhalten wird. Diese Kontrollmessungen sind bei der gewählten japanischen Steuerung des Suspensionsdruckes an der Ortsbrust unentbehrlich.

In mehreren Veröffentlichungen (Jacob 1976 und Haack 1980) ist bereits darauf hingewiesen worden, daß die in Japan verwendeten Separier-Anlagen auf die Verwendung von Wasser als "Stützflüssigkeit abgestimmt sind" und daher nur "eine mechanische Separierung durch Einsatz von Rüttelsieben und mehreren hintereinandergeschalteten Absetzbecken" vorgenommen wird. Solange die Vortriebsstrecken fast ausschließlich in sandigen Schluffen und Tonen lagen, waren diese Anlagen voll ausreichend.

Mit dem Einsatz der Schilde in ungünstigeren Böden, deren Kornverteilungskurven sich bis zum Grobkies erstrecken, gingen die Japaner dazu über, Ton- oder Bentonitsuspen-

sionen als Stütz- und Fördermedium zu verwenden. Da diese Suspensionen nun einen nicht unerheblichen Kostenfaktor darstellen, wurden auch Separieranlagen entwickelt.

Neben Rüttelsieben und Zyklonen werden heute auch Zentrifugen und als letzte Separiereinheit kontinuierlich arbeitende Filterpressen eingesetzt. Die so separierte Suspension wird auf ihre Dichte, Viskosität und pH-Werte überprüft und beseitigt oder den Erfordernissen entsprechend mit Additiven und frischer Suspension regeneriert, bevor sie dann wieder zur Ortsbrust gepumpt wird.

Auch die gesamte Separier- und Regenerationsanlage wird von dem bereits erwähnten Kontrollzentrum aus überwacht und gesteuert.

Nach dieser grundsätzlichen Beschreibung des japanischen Konstruktionsprinzips von Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust (Suspensionsschilde) sollen die Schildsysteme und Sonderkonstruktionen einiger Firmen kurz beschrieben werden.

Nach den uns vorliegenden Unterlagen wurden die meisten Suspensionsschilde in Japan von der Maschinenfabrik Mitsubishi Heavy Industries hergestellt. Neben den bereits erwähnten "Center shaft type" und den "drum type" Schilden, wurden von Mitsubishi in der Folgezeit auch abgewandelte Suspensionsschilde entwickelt. Bei diesen "high density slurry shields" wird der Druckausgleich an der Ortsbrust durch ein plastifiziertes Bodengemisch sichergestellt. Hierzu wird dem abgebauten Boden innerhalb der Druckkammer eine Betonitsuspension zugemischt (Bild 5, oben). Dadurch entsteht in der Druckkammer ein plastisches, nahezu wasserundurchlässiges Bodengemisch mit einer großen Dichte und Viskosität (Donishi 1979 und N.N. (1)). Dieses plastifizierte Bodengemisch wird im unteren Bereich der Druckkammer über einen Schneckenförderer abtransportiert. Der Schneckenförderer wird so auf die Vortriebsgeschwindig-

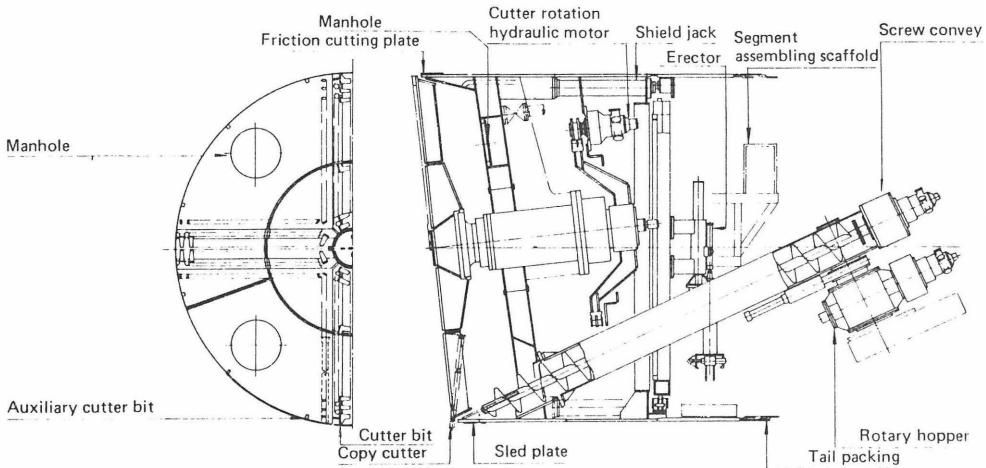


Bild 5: Mitsubishi high density slurry shield

oben: Längsschnitt

unten: Ansicht

keit des Schildes abgestimmt, daß der Gebirgsdruck und der Druck in der Schildkammer jederzeit im Gleichgewicht sind. Nach japanischen Angaben können diese Schilde bis zu einem Wasserdruck von 2 bar eingesetzt werden.

Der abgebaute Boden wird i.a. über Förderbänder oder mit Schienenfahrzeugen transportiert. Ein hydraulischer Bodentransport ist i.a. nicht mehr möglich; wodurch auch Separier- und Regenerationsanlagen entfallen. Insgesamt ist der maschinentechnische Aufwand bei diesen abgewandelten Suspensionsschilden gering.

Das Suspensionsschildsystem der Firma Iseki Poly-Tech. Inc. (mechanical type counter balanced Bentonit shield system) wurde speziell für Vortriebe in weichen, nicht standfesten Böden und hohem Grundwasserstand entwickelt. Bei diesem Schildsystem wird die Ortsbrust durch das mechanische Anpressen des Schneidrades gegen den Boden gestützt. Die Suspension dient lediglich als Fördermedium und soll ein Eindringen von Grundwasser verhindern (N.N. (3)).

Zur sicheren Stützung der Ortsbrust wird der Schild immer mit einem Druck, der je nach der Bodenart zwischen dem aktiven und dem passiven Erddruck liegt, nach vorn gedrückt. Da die Differenz zwischen diesen beiden Erddrücken groß ist, führen Fehleinschätzungen des Bodens und damit unerwartete Druckänderungen nicht zu einem Einsturz der Ortsbrust. Außerdem wird der errechnete Erddruck noch mit einem Sicherheitsfaktor $\eta = 2$ multipliziert.

Der Bodenabbau erfolgt durch einen Schildkopf mit einzelnen Schneidzähnen, deren Schneidtiefe kontinuierlich eingestellt werden kann. Wenn die Vortriebsgeschwindigkeit des Schildes größer als die Abbaugeschwindigkeit ist, werden die Schneidzähne ganz herausgefahren und geben dann den zugehörigen Förderschlitzen frei (Bild 6). Ist die Vortriebsgeschwindigkeit kleiner als die Abbaugeschwindigkeit, wer-

den die Förderschlitze durch Zurückfahren der Schneidzähne verkleinert bzw. ganz geschlossen. Die geometrischen Abmessungen der Förderschlitze sind auf die jeweilige Schneidtiefe und damit das Abbauvolumen abgestimmt.

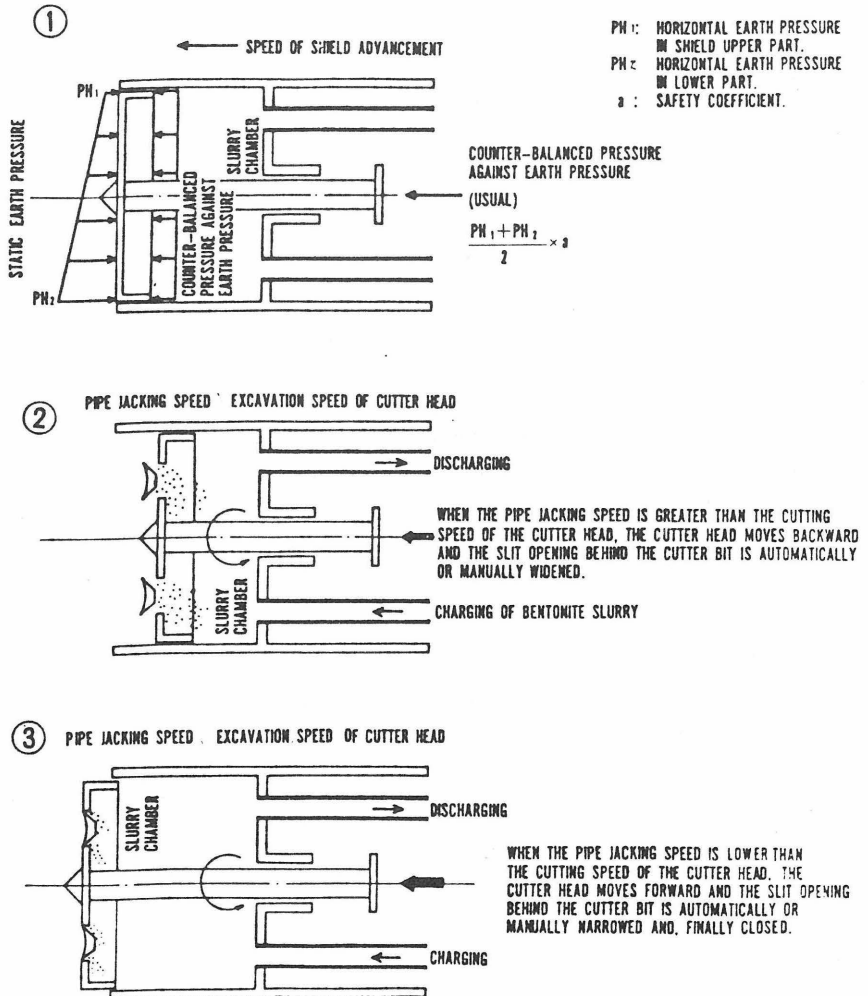


Bild 6: Schematische Darstellung der Arbeitsweise des Suspensionsschildes der Firma Iseki Poly-Tech.

Die mechanische Stützung der Ortsbrust durch den Schneidkopf und nicht durch eine Suspension ermöglichte gegenüber den "konventionellen" japanischen Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust den Verzicht auf die ständige Dichtemessung der geförderten Suspension.

Diese Schilde werden bis zu einem Innendurchmesser von 90 cm von einem "Operator" vor Ort gesteuert. Für das Auffahren von Tunneln mit einem kleineren Innendurchmesser als 80 cm wurde der Suspensionsschild mit einem ferngesteuerten Überwachungs- und Steuersystem kombiniert (Tele-Mole System).

Während des Vortriebs werden alle wichtigen Meßgrößen, (Abbautiefe der Schneidzähne, Öffnung der Förderschlitze, Suspensionsdruck, Pressendruck, Neigung und Verdrehung des Schildes usw.) auf einer Kontrolltafel sichtbar gemacht und über eine spezielle Fernsehkamera in das Übertage angeordnete Kontrollzentrum weitergeleitet (Harding 1981, N.N. (3)). Hier werden die Instrumente überwacht und der Schild richtungsgenau gesteuert. Das Bild 7 zeigt den Schildkopf an einem Zielschacht und gibt einen Eindruck von den Größenverhältnissen dieser Schilde.

Nach Abschluß des Forschungsvorhabens sind in der Bundesrepublik Deutschland mehrere nicht begehbare Tunnel mit japanischen Schildsystemen aufgefahren worden. Mit den dabei gewonnenen Erfahrungen wurden diese Systeme weiterentwickelt und eigene deutsche Schildsysteme erprobt.

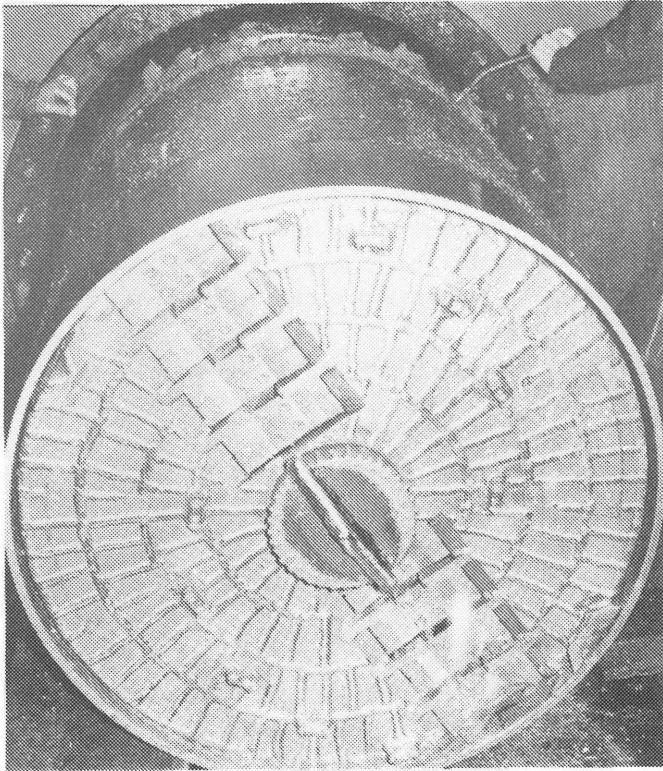


Bild 7: Tele-Mole System der Firma Iseki Poly-Tech. Inc.

2.2.2 Englische Systeme

In England wurde dem Ingenieurbüro Mott, Hay & Anderson im März 1964 das Patent auf ein "Bentonit-Tunnelbau-Verfahren" erteilt (Braun, W.M. 1976). Die Nutzungsrechte erwarb die "National Research Development Corporation", die zusammen mit der "London Transport Executive" dieses Verfahren weiterentwickelte. Für den Bau der Schilde in Westeuropa wurde

eine Lizenz an die Edmund Nuttal Ltd. und für Amerika an die Elgood Mayo Corp. vergeben. Im Januar 1971 wurde die Robert L. Priestley Ltd., eine Tochtergesellschaft der Edmund Nuttal Ltd., mit der Weiterentwicklung und dem Bau einer ersten Vortriebsmaschine mit einem Außendurchmesser von 4,10 m beauftragt. Im Juli 1972 wurde mit dem Vortrieb eines Tunnels bei New Cross begonnen (Patey, O.R. 1972 und Bartlett, Biggart, Triggs, 1973). Nach ca. 140 m Vortrieb stellte der Auftraggeber das Projekt ein und die Vortriebsmaschine verblieb im Erdreich.

Der erste erfolgreiche Einsatz dieses Schildsystems erfolgte dann 1975/76 beim Bau eines 1370 m langen Abwassertunnels bei Warrington. Der Innendurchmesser des Tunnels betrug 2,44 m, der Außendurchmesser des Schildes 2,87 m (Braun 1976, New, Wild, Bishop 1980 und Walsh, Bartlett). Für das Auffahren der ersten 340 m im Sandstein wurde ein konventioneller Schild mit Rollenmeißeln eingesetzt. Für die verbleibenden 1030 m Vortrieb im Sand wurde er dann zu einem Suspensionsschild umgerüstet. Mit Rücksicht auf die großen Steine wurde das Schneidrad nicht wie geplant mit "Pick Cutters", sondern mit neu entwickelten Rollenmeißeln ausgerüstet.

Eine andere englische Firmengruppe hatte bereits gegen Ende der sechziger Jahre von der K.M. Tunnelling Machines Ltd. drei Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust bauen lassen und diese für das Auffahren von Abwasserleitungen mit einem Außendurchmesser von 6,20 m in Mexico-City eingesetzt (N.N. (6)). Unter schwierigen Bedingungen mußten die Maschinen auf konventionellen Vortrieb umgebaut bzw. aufgegeben werden.

In der Literatur sind nahezu ausschließlich die Nuttal/Priestley Schilde beschrieben bzw. Berichte über ihren Einsatz zu finden. Wie bereits von Jacob (1976) festgestellt und durch unsere Untersuchungen bestätigt wurde, repräsentiert dieses Schildsystem die englische Bauweise

der Suspensionsschilde und soll daher ausführlicher erklärt werden. Einen schematischen Überblick über das gesamte System gibt das Bild 8.

Der anstehende Boden wird mit einer geschlossenen Schürfscheibe abgebaut. Die großen und schweren Bestandteile des Bodens werden während der Drehung des Schneidrades über "Förderspeichen" aus dem Sohlbereich zur Schildmitte gefördert. Hier fallen sie auf eine Rutsche, über die sie anschließend in eine Materialschleuse eintreten. Diese Materialschleuse ist so konstruiert, daß der Boden vom Druckpotential des Stützpolsters ohne nennenswerten Suspensions- bzw. Druckverlust in die Tunnel-Atmosphäre und dort in einen Sammelbehälter gelangt (Bild 8). Steine mit einem größeren Durchmesser als 10 cm werden durch ein Sieb aus dem weiteren Förderkreislauf entfernt.

Die frische bzw. regenerierte Suspension wird mit einer Kreiselpumpe zum Schild gefördert. Hier wird ein Teil dieser Suspension in den bereits erwähnten Sammelbehälter gepumpt und mit dem aus der Materialschleuse kommenden Boden vermengt. Der andere Teil der Frischsuspension wird durch eine Mond-Pumpe der vorderen Druckkammer im Sohlbereich zugeführt. Die Mond-Pumpe ist so konstruiert, daß sie unabhängig vom jeweils herrschenden Gegendruck eine gleichbleibende Flüssigkeitsmenge fördern kann.

Die durch den Abbau der Ortsbrust mit Bodenteilen angereicherte Stützflüssigkeit tritt im First aus der Druckkammer und wird dann über ein Druckkontrollventil ebenfalls dem bereits erwähnten Sammelbehälter zugeführt.

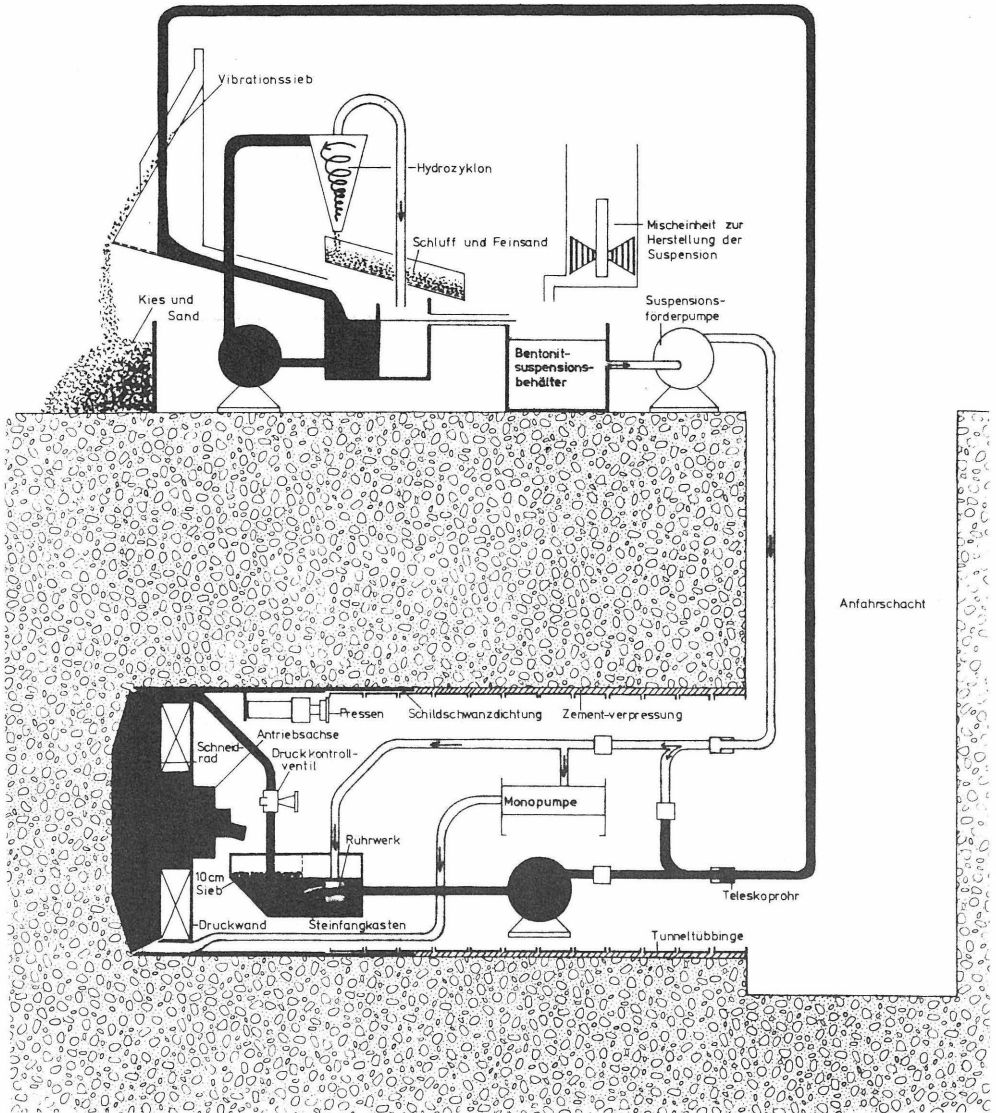


Bild 8: Schematische Darstellung des Nuttall/Priestley-Suspensionsschildes

Das Druckkontrollventil wird in Abhängigkeit von dem vor Ort herrschenden bzw. verlangten Suspensionsdruck gesteuert. Es verkleinert die Durchflußmenge bei fallendem Druck vor Ort und gibt einer größeren Durchflußmenge den Weg frei, wenn der Druck im Flüssikeitsspolster vor Ort ansteigt. Während also die Zugabe an Frischsuspension durchlaufend gleichbleibt, läßt man ventilgesteuert nur so viel Bodensuspensions-Gemisch aus dem Schildraum heraus, wie es zur Aufrechterhaltung des gewünschten Stützdruckes erforderlich ist.

Die Abfuhr des im Sammelbehälter entstehenden Gemisches aus Suspension und Boden erfolgt mit regelbaren Stickstoffpumpen, die ein Überlaufen oder Leersaugen des Sammelbehälters verhindern.

Für die Separierung des geförderten Abbaumaterials aus der Suspension werden Rüttelsiebe und Zyklone eingesetzt.

2.2.3 Deutsche Systeme

Erste Überlegungen zum Einsatz von Bentonitsuspensionen als Stütz- und Fördermedium für einen Schildvortrieb wurden in Deutschland erstmals zu Beginn der 60er Jahre von Prof. Lorenz angestellt. Diese Idee wurde zuerst von der Firma Wayss & Freytag aufgegriffen und mit der Konstruktion ihres Hydroschildes verwirklicht. Seine erste kommerzielle Anwendung fand der Hydroschild in den Jahren 1974 bis 1976 beim Bau eines 4555 m langen Abwassersammlers in Hamburg.

Beim Hydroschild (Droscha 1975, Jacob 1976, Jacob 1978, Jacob 1979, Jacob + Meldner 1979, N.N. (7) 1976) wird der Boden mit einem offenen, die gesamte Fläche der Ortsbrust bestreichenden Schneidrad abgebaut. Das Schneidrad besteht je nach Durchmesser aus 5 bis 7 zahnbestückten Speichen (Bild 9). Der Bodenabbau kann in beiden Drehrichtungen durchgeführt werden. Das Abbauwerkzeug hat dabei keine

Stützfunktion zu übernehmen. Diese wird im Gegensatz zu den japanischen Schilden ausschließlich der Suspension in der vorderen Druckkammer zugewiesen. Damit es trotz der pfeilförmigen Ausbildung des Schneidrades nicht zu Unterscheidungen der Abbaufäche kommt, kann die Welle des Abbaurades gegen die Schildachse geneigt werden. Die Drehzahl des Schneidrades ist zwischen 0 und 6 U/min kontinuierlich regelbar. Jacob (1978) hat aber darauf hingewiesen, daß bei gleichem Effekt Energie gespart werden kann, wenn die Drehzahl auf den Bereich 0 bis 2 U/min beschränkt wird.

Als Stütz- und Fördermedium sind bisher ausschließlich Bentonitsuspensionen zum Einsatz gekommen. Diese Suspension wird von einer übertägig angeordneten Kreiselpumpe einer im Schildnachläufer montierten regelbaren Pumpe zugeführt und gelangt von dort über Spüldrüsen in die vordere, durch eine Druckwand vom übrigen Schild abgetrennte Druckkammer. Diese Druckkammer wird durch eine Tauchwand, die von der Firste bis unter die Antriebswelle reicht, in zwei Abschnitte unterteilt. Der vordere Teilraum zwischen Tauchwand und Ortsbrust ist vollständig mit Suspension gefüllt, während der hintere Teilraum zwischen Tauchwand und Druckwand oberhalb der Schildachse einen freien Flüssigkeitsspiegel aufweist. Auf diesen freien Flüssigkeitsspiegel drückt ein Luftpolster. Der Suspensionsdruck auf die Ortsbrust wird, in Abhängigkeit der jeweiligen Vorschubgeschwindigkeit des Schildes und den Erd- bzw. Wasserdruckverhältnissen, über den Druck des Luftpolsters gesteuert. Die Regelung des Luftdruckes kann mit einfachsten Mitteln durchgeführt werden.

Der freie Flüssigkeitsspiegel wird auch zur Abstimmung der zugepumpten Suspensionsmenge auf die Menge des geförderten Bodensuspensionsgemisches benutzt. Sinkt der freie Flüssigkeitsspiegel, wird die Leistung der Zubringerpumpe erhöht, steigt der freie Flüssigkeitsspiegel, wird die Leistung reduziert. Eventuell auftretende Schwankungen des Flüssigkeitsspiegels haben nur einen geringen Einfluß auf den Flüs-

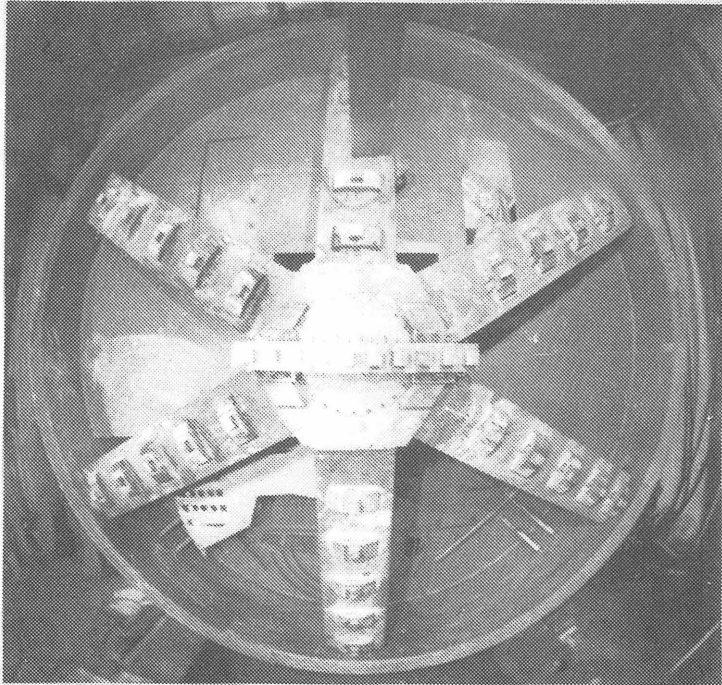


Bild 9: Schneiderad des Hydroschildes der Firma
Wayss & Freytag

sigkeitsdruck, da dieser unabhängig davon über das Druckluftpolster gesteuert wird. Im Gegensatz zu den japanischen und englischen Systemen, die nach dem Prinzip der indirekten Druckbeeinflussung durch Veränderung der zugepumpten bzw. abgepumpten Flüssigkeitsmenge arbeiten, wurde hier

erstmal eine Lösung gefunden, die den Flüssigkeitsdruck vor Ort unabhängig von Schwankungen des Flüssigkeitsdurchsatzes macht.

ABLAUFSHEMA

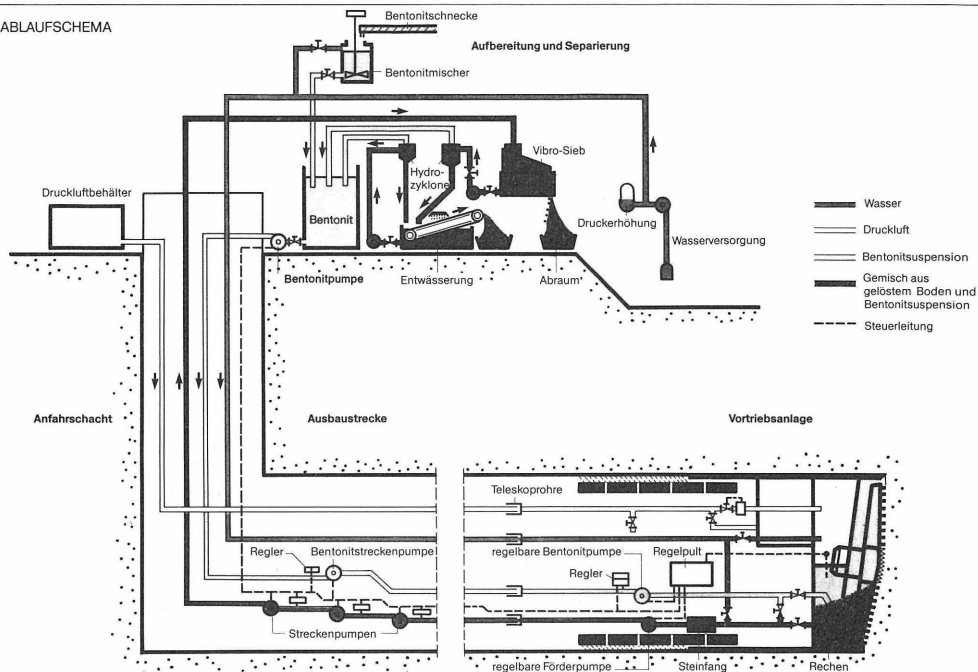


Bild 10: Ablaufschema des Hydroschildes

Auf aufwendige Dichtemeßgeräte kann verzichtet und statt komplizierter Regelorgane können einfache, wenig störanfällige eingesetzt werden. Die Höhe des freien Suspensionspiegels in der Druckkammer wird über elektrisch arbeitende "Niveau-Wächter" gemessen und dem Schildfahrer optisch angezeigt. Bei extremen Spiegelständen werden Endschalter ausgelöst. Nach Jacob (1976) sind die Regelvorgänge so primitiv, daß bei Ausfall der Automatik der Schild jederzeit

von Hand gesteuert werden kann, ohne die Standsicherheit der Ortsbrust durch größere Druckschwankungen in der Stützflüssigkeit in Frage zu stellen.

Zur besseren Veranschaulichung ist das Ablaufschema des Hydroschildes im Bild 10 dargestellt. Der im Schildnachläufer angeordnete Steuerstand ist im Bild 11 abgebildet.

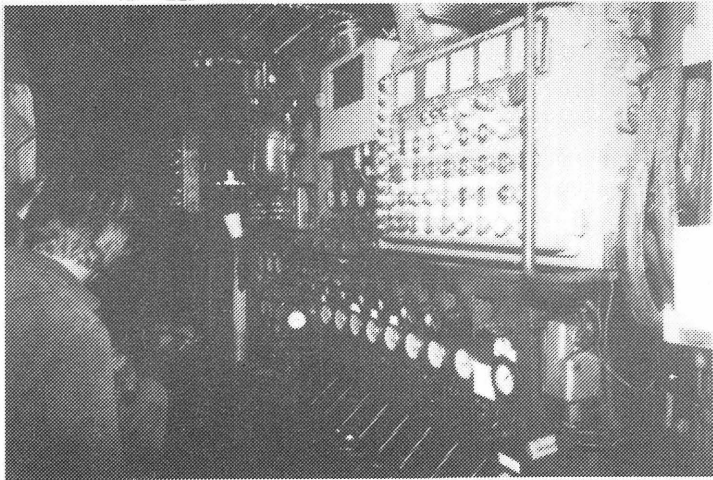


Bild 11: Im Schildnachläufer angeordneter Steuerstand des Hydroschildes

Die mit dem Aushubmaterial angereicherte Suspension verläßt die vordere Druckkammer über ein Förderrohr im Sohlbereich. Der Einlauf in das Förderrohr ist durch ein Schrägrost geschützt. Dadurch werden Steine mit einem Durchmesser von mehr als 100 mm aus dem weiteren Förderkreislauf entfernt. Die Beseitigung dieser Steine muß von Hand durchgeführt werden. Hierzu wird die Bentonitsuspension aus der Druckkammer abgepumpt und durch Luftdruck ersetzt. Bei einer vollständigen Versiegelung der Ortsbrust mit Bentonit wird ihre Standfestigkeit hierdurch nicht beeinflußt. Durch zwei Schleusenammern in der Druckwand kann das Personal in die

Druckkammer gelangen, die Steine bergen und gleichzeitig den vorderen Schildteil und die Abbaueinrichtung inspizieren.

Das so von Steinen mit einem Durchmesser größer als 100 mm gereinigte Boden-Suspensionsgemisch wird anschließend über eine Förderleitung durch einen geschlossenen, druckfesten Steinfangkasten gepumpt. Am Ausgang des Steinfangkastens werden Steine mit einem größeren Durchmesser als 80 mm durch ein entsprechendes Lochsieb (Bild 12) zurückgehalten. Das Boden-Suspensionsgemisch wird nach dem Verlassen des Steinfangkastens mit Dickstoff-Pumpen zur i.a. über Tage angeordneten Separier- und Regenerieranlage gefördert. Hier wird die Trennung des Bodens von der Bentonitsuspension in vier Stufen durchgeführt (Jacob 1976):

- Mechanisches Absieben der Körnungen oberhalb von 2 mm
- Erste Zyklon-Stufe
- Entwässerungs-Sieb
- Zweite Zyklon-Stufe

Die Trennschnitte der verwendeten Zykclone werden dem anstehenden Boden angepaßt. Diese Separieranlage arbeitete nach Jacob (1978) vom ersten Einsatz an zufriedenstellend.

Nach der bereits erwähnten ersten Anwendung des Hydroschildes zum Auffahren eines Abwassertunnels (Außendurchmesser 4,5 m) in Hamburg, wurde mit diesem Schild v.a. eine 3,9 km lange Metro-Strecke mit einem Ausbruchdurchmesser von 6,56 m in Antwerpen (Harries 1979) und eine 1,2 km lange U-Bahn-Strecke in Berlin (N.N. (8)) aufgefahren. Insgesamt wurden bisher über 10 km Tunnel mit Durchmessern zwischen 3,60 m und 6,56 m mit diesem System erfolgreich aufgefahren (Anheuser 1981).

Der größte Suspensionsschild der Welt, ein Hydroschild mit einem Außendurchmesser von 10,64 m, wird zur Zeit zum Auffahren eines 1,5 km langen Teilstückes eines insgesamt

2,5 km langen Eisenbahntunnels in Rom eingesetzt (N.N. (9) + N.N. (10)). Bei diesem Schildvortrieb wurde die gesamte Separieranlage im Schildnachläufer angeordnet, so daß besonders kurze Förderwege entstehen. Erfahrungen über diesen Vortrieb liegen noch nicht vor.

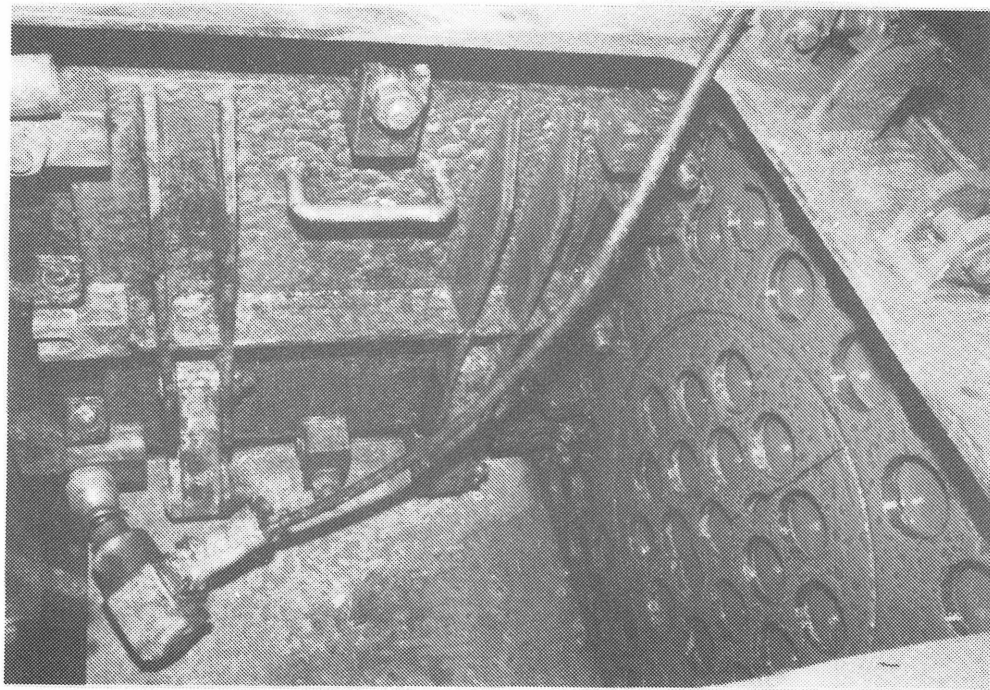


Bild 12: Blick in den geöffneten Steinfangkasten des Hydroschildes

Für die im Rahmen dieses F + E-Vorhabens geplante "Entwicklung eines einschaligen, kontinuierlich eingebrachten Stahlfaserbetontunnelausbaus im Extrudierverfahren mit Hilfe eines unterirdischen Schildvortriebs bei flüssigkeitsge-

stützter Ortsbrust" wurde der Hydroschild mit einer entsprechenden Schaltungs- und Betoniervorrichtung für die Herstellung der Stahlfaserbetonröhre kombiniert.

Ein weiteres Suspensionsschildsystem wurde von der Philipp Holzmann AG entwickelt und 1974 zum Patent angemeldet (N.N. (11)). Das als Thixschild bezeichnete Vortriebssystem unterscheidet sich von den bisher beschriebenen Suspensionsschildern vor allem durch das Abbauverfahren der Ortsbrust (Baumer, 1979).

Während bei den "herkömmlichen" Systemen der Boden im Vollschnittverfahren durch um die Tunnelachse rotierende Schneidwerkzeuge an der gesamten Ortsbrust gleichzeitig abgebaut wird, geschieht dies beim Thixschild (Bild 13) durch eine kombinierte Schneid- und Saugeinrichtung nahezu punktförmig (Teilschnittverfahren). Die kombinierte Schneid- und Saugeinrichtung - als Cutter bezeichnet - wurde aus der Naßbaggertechnik übernommen und besteht aus einem Saugtopf, über dem rotierende Schneiden angeordnet sind (Bild 14).

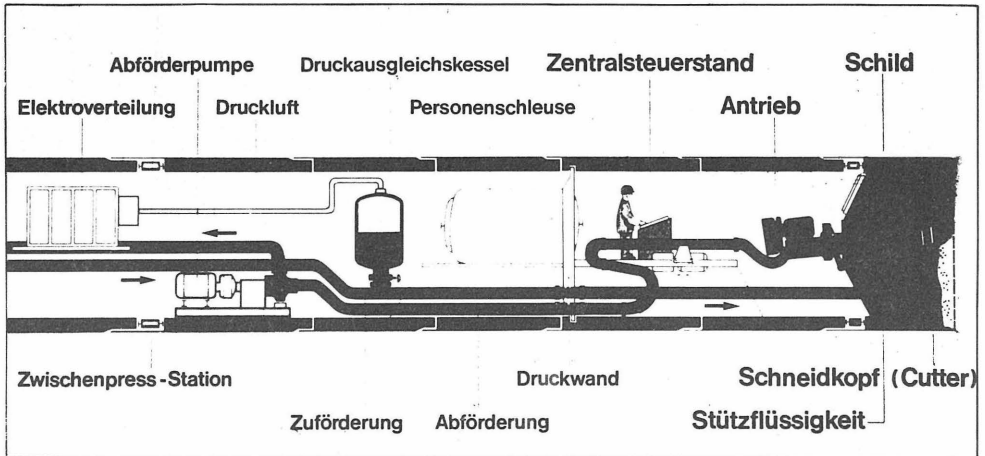


Bild 13: Schematische Darstellung des Thixschild-Vortriebverfahrens

Der durch die Schneiden gelöste Boden wird unmittelbar im Cutter abgesaugt und durch ein Rohr im Inneren des Auslegerarmes zu einem Steinfangkasten und anschließend zur Separieranlage gefördert. Durch dieses Abbauprinzip tritt nach Krabbe (1980) eine "Verunreinigung" der Stützflüssigkeit mit dem abgebauten Boden nur auf etwa 1 % der gesamten Ortsbrustfläche auf, worin er einen wesentlichen Vorteil sieht.



Bild 14: Blick auf das Abbauwerkzeug des Thixschildes, den Cutter

Der Cutterarm wird durch hydraulische Pressen so bewegt, daß der Boden auf konzentrischen Kreisen, in horizontalen Lagen oder bei Kurvenfahrten auch einseitig an der Schildschneide gelöst wird. Mit dem Cutter können auch von der Kreisform abweichende Profile, wie die hydraulisch günstige Eiform oder Maul- und Rechteckquerschnitte vorgetrieben werden. Der Cutter erhält dazu eine Anschlagschablone,

die auch ein Anschlagen des Schneidkopfes an die Schildschneide verhindert (N.N. (12)). Die Steuerung erfolgt wahlweise vollautomatisch oder z.B. beim Freischneiden von Hindernissen manuell von einem hinter der Druckwand befindlichen Steuerstand aus (Bild 15).

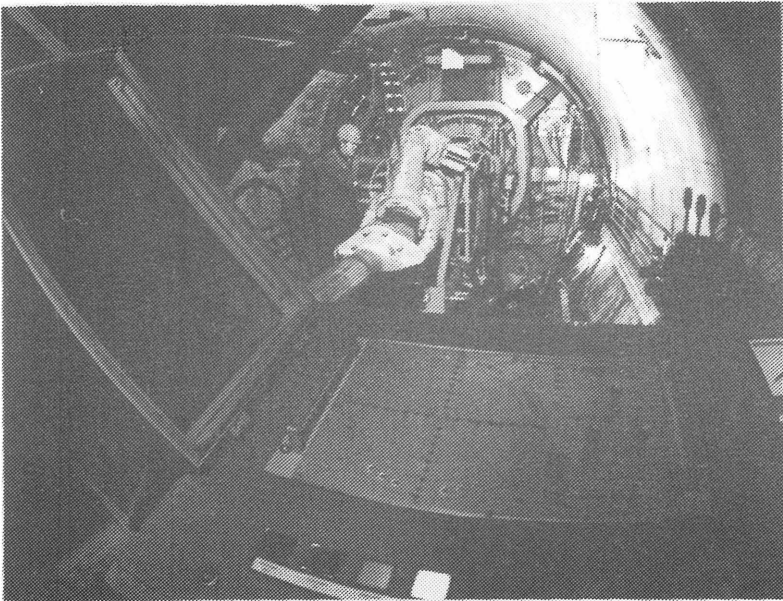


Bild 15: Blick auf die Druckwand und den Steuerstand im Thixschild

Die Steuerung und Regelung des Suspensionsdruckes erfolgt wie beim Hydroschild mittelbar über ein Luftpolster. Anders als beim Hydroschild ist die vordere Druckkammer beim Thixschild dabei vollständig mit einer Bentonitsuspension gefüllt und das Luftpolster in einem Druckausgleichskessel im Schildnachläufer angeordnet. Durch das im Druckausgleichskessel vorhandene Luftpolster können Druckstöße im Leitungssystem aufgefangen werden, die z.B. bei einem ruckartigen Vorschub des Schildes entstehen.

Größere Steine müssen auch beim Thixschild von Hand aus der Druckkammer entfernt werden. Im Regelfall wird hierzu die Bentonitsuspension in der Druckkammer durch Druckluft ersetzt. Bei größeren Querschnitten kann vor dem Absenken des Bentonitpiegels zusätzlich ein mechanischer Brustverbau vorgenommen werden.

Die Separieranlage befindet sich auch beim Thixschild i.a. außerhalb des Tunnels und ist ähnlich aufgebaut wie die bereits in Zusammenhang mit dem Hydroschild beschriebene Anlage der Firma Wayss & Freytag.

Die ersten praktischen Erfahrungen mit dem Thixschild wurden in den Jahren 1978/79 beim Auffahren eines 365 m langen Teilstückes des Abwassersammlers Ost in Hamburg gesammelt (Bielecki 1979, Simons + Meseck 1979, Krabbe 1980). Der Sammler hatte einen Außendurchmesser von 4,20 m und wurde im Rohrpreßverfahren hergestellt. Auf einer 220 m langen Teilstrecke mußte ein Hafenbecken mit der geringen Erdüberdeckung von 4,0 m bis zur Hafensohle unterquert werden. Besonders erschwerend kam hinzu, daß der Wasserdruck an der Ortsbrust mit der Tide um rund 2,40 m schwankte.

Während des Vortriebs wurden alte Holzpfähle $\varnothing$ 40 cm und Holzspundwände angetroffen, die mühelos vom Cutter zerkleinert und gefördert wurden (N.N. (12)). Ebenso konnten Steine bis zu einem Durchmesser von 80 mm vom Cutter aufgenommen und gefördert werden.

Von der Firma Wayss & Freytag wurde im Rahmen eines vom Bundesministeriums für Forschung und Technologie in den Jahren 1980/81 geförderten Vorhabens ein weiteres Suspensionsschildsystem entwickelt (Anheuser 1981). Dieses neue System wird als Hydrojetschild bezeichnet (Bild 16).

Wie schon beim Hydroschild wird auch beim Hydrojetschild die Ortsbrust hydraulisch gestützt und der abgebaute Boden hydraulisch gefördert. Neu ist der rein hydraulische Abbau

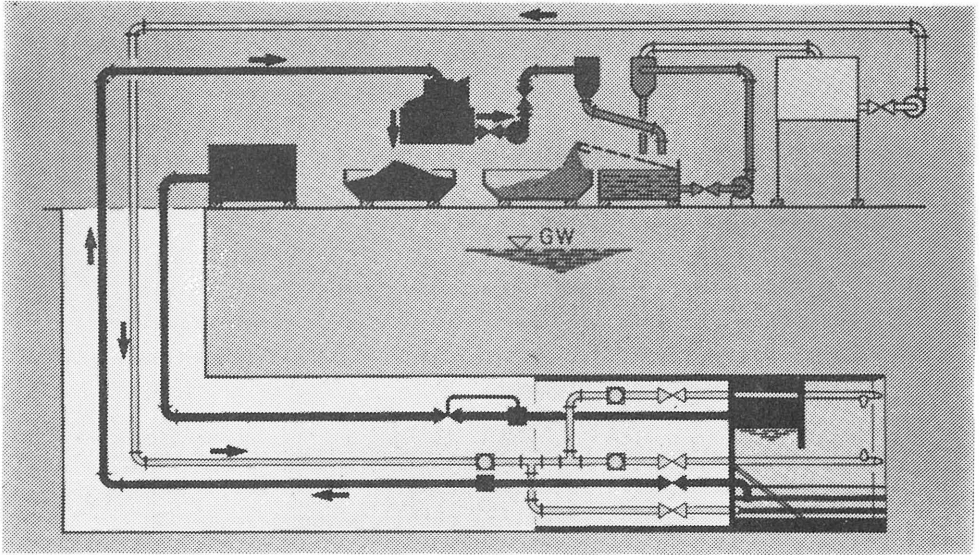


Bild 16. Schematische Darstellung des Hydrojetschild-Vortriebverfahrens

der Ortsbrust durch quer zur Vortriebsrichtung wirkende Flüssigkeitsstrahlen (Bild 17). Durch den Wegfall einer mechanischen Abbaueinrichtung und der zugehörigen platz- aufwendigen maschinellen Einrichtungen, die den Zugang zur Ortsbrust vom Tunnel her stark einschränken, können mit dem Hydrojetschild auch noch Tunnel mit einem Durchmesser von 1,50 m aufgeföhren werden.

Wesentliche Teile der Schildkonstruktion, wie die Steuerung des Suspensionsdruckes über ein Druckluftpolster im vorderen Schildraum, der gesamte hydraulische Förderkreislauf und die Separieranlage konnten vom Hydroschild übernommen werden. Umfangreiche Untersuchungen und Entwicklungsarbeiten mußten zur Bestimmung und Beeinflussung der Abbauwirkung eines Spülstrahls innerhalb einer Flüssigkeit durchgeführt werden (Anheuser 1981, Zell 1981). Daraus ergab sich für die aus dem Tunnel in die Abbaukammer führende Spülleitung ein Durchmesser von ca. 50 mm. Die Anzahl der Spülstrahlen, der Strahldruck usw. sind

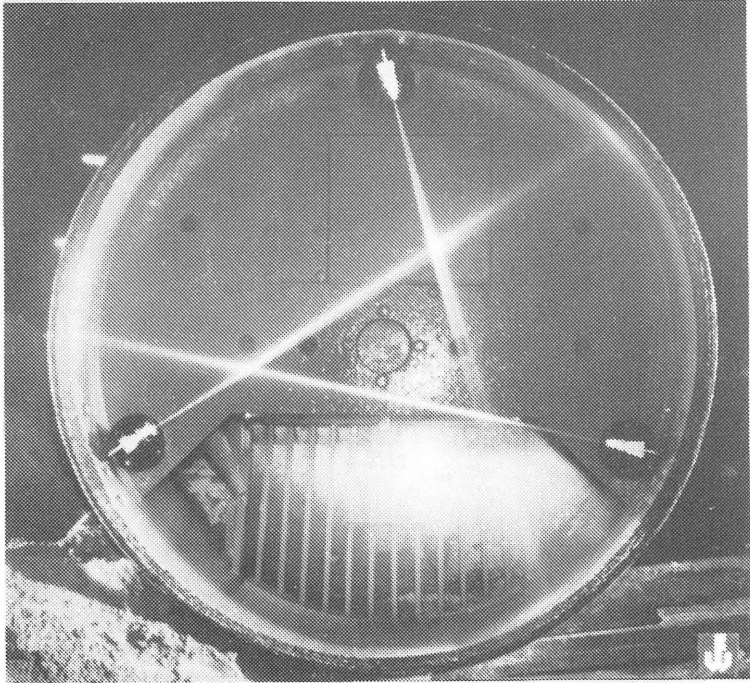


Bild 17: Abbaustrahlen des Hydrojetschildes

selbstverständlich von der Größe und der Querschnittsform des Schildes sowie den anstehenden Bodenverhältnissen abhängig. Die Abbaudüsen sind schwenkbar mit einem Drehbereich von ca. 120° ausgebildet.

Der Hydrojetschild wurde erstmals 1980 in Hamburg beim Auffahren eines insgesamt 690 m langen Abwassersammlers mit einem Außendurchmesser von 1,96 m (Bild 18) eingesetzt. Auf einem Teilstück von insgesamt 260 m wurde darüber ein Regenwassersammler mit einem Außendurchmesser von 3,00 m mit einem Hydrojetschild hergestellt. Der kleine Schild war mit drei, der große mit fünf Abbaudüsen bestückt. Eine zusätzliche Düse war jeweils auf den Rechen vor der Absaugöffnung für das Boden-Suspensions-Gemisch gerichtet, um hier evtl. Verstopfer freizuspülen.

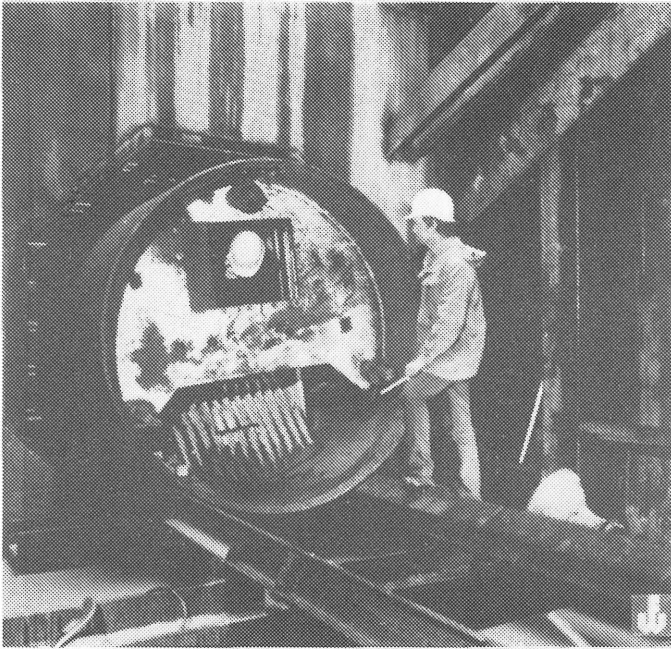


Bild 18: Hydrojetschild mit einem Außendurchmesser von
1,96 m

Erste Erfahrungen mit diesem neuen Suspensionsschild zeigen, daß es besonders in homogenen Sanden, wie sie besonders in Norddeutschland anzutreffen sind, wirtschaftlich eingesetzt werden kann. Anheuser (1981) hat bereits darauf hingewiesen, daß der Abbau bzw. die Beseitigung von Torfschichten, die durch die Abbaustrahlen nicht zerkleinert werden, noch vereinfacht werden muß.

2.2.4 Ausblick

Die Auswertung des uns zugänglichen Schrifttums über Schildvortriebssysteme mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust und hydraulischer Förderung des Abbaumaterials - von uns als

Suspensionsschilde bezeichnet - hat gezeigt, daß nach der Entwicklung eines ersten Schildprototyps durch japanische Ingenieure im Jahre 1961 weitere Systeme von englischen und deutschen Ingenieuren Ende der sechziger Jahre entwickelt wurden. Nachdem erste praktische Erfahrungen über den Einsatz der neuen Schilde vorlagen, setzte dann in den siebziger Jahren vor allem in Japan und Deutschland eine stürmische Entwicklung ein. In Japan wurden bis heute mehr als ein Dutzend miteinander konkurrierender Systeme entwickelt und eingesetzt. Größere Unterschiede in der Art des Bodenabbaus, dem Bodentransport und der Druckregulierung gibt es zwischen diesen Schilden nicht. Demgegenüber unterscheiden sich die heute vorhandenen drei deutschen Systeme - Hydroschild, Thixschild, Hydrojetschild - ganz wesentlich durch das gewählte Abbauverfahren der Ortsbrust.

Nachdem die Suspensionsschilde bisher weltweit nahezu ausschließlich in schwach bindigen Böden und Sanden eingesetzt wurden, sollen sie in den kommenden Jahren auch in Kiesen (z.B. im Düsseldorfer Rheinkies) und gemischtkörnigen Böden (z.B. im Norddeutschen Geschiebemergel) zum Einsatz kommen. Im Rahmen dieser Vortriebe sollen bzw. müssen die vorhandenen Schilde weiterentwickelt bzw. neue Systeme entwickelt werden.

Während bei den japanischen Schilden die elektronische Überwachung und Steuerung des Schildes, insbesondere des Suspensionskreislaufes, bereits in großem Umfang durchgeführt wird, geschieht dies bei den deutschen Schilden noch überwiegend manuell oder halbautomatisch. Eine kontinuierliche Überwachung wichtiger Suspensionseigenschaften, die u.a. ausschlaggebend für die Standsicherheit der Ortsbrust sind, wird in Deutschland ebenfalls nicht durchgeführt. Durch einen sinnvollen Einsatz der Elektronik und der damit möglichen Anordnung des Tunnels, können die deutschen Systeme noch wirtschaftlicher, sicherer und für einen Teil der Belegschaft humaner gemacht werden.

Über die Vortriebsleistung der Suspensionsschilder sind erst wenige Angaben veröffentlicht worden. Meist beziehen sie sich nur auf Spitzenwerte und liefern nur unvollständige Aussagen über die jeweiligen Randbedingungen. Eine systematische Untersuchung der Leistungsbeeinflussung von Suspensionsschildern sollte mit der wachsenden Zahl der Vortriebe unbedingt durchgeführt werden.

2.3. Einsatz von Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust

Über den Einsatz von Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust liegen erst wenige Einzelveröffentlichungen vor. Hierbei handelt es sich zudem häufig um Wiederholungen, in denen ein Vortrieb mehrfach beschrieben wird. Einige Projekte, bei denen ein Tunnel mit einem Suspensionsschild aufgefahren wurde, haben wir bereits bei der Beschreibung der vorhandenen Schildsysteme kurz vorgestellt.

Eine systematische Sammlung und Auswertung über Tunnelvortriebe mit einem Suspensionsschild wurde nach unseren Unterlagen bis heute nicht vorgenommen.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens soll ein erster Überblick über die Entwicklung des Einsatzes von Suspensionsschildern gegeben werden. Da die Anzahl der bisher von deutschen Firmen hergestellten bzw. eingesetzten Schilder für eine solche Auswertung noch zu gering ist, wurden hierfür nur die Angaben japanischer Hersteller herangezogen. Dabei mußte festgestellt werden, daß bei den Herstellerangaben einzelne wichtige Daten wie das Baujahr, der Schilddurchmesser oder die aufgefahrene Tunnellänge fehlten. Da die Angaben der Maschinenfabrik Mitsubishi nahezu vollständig waren und diese Fabrik bis heute die meisten Suspensionsschilder auf der Welt gebaut hat, wurden zunächst deren Firmenunterlagen ausgewertet. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Maschinenfabrik Mitsubishi Heavy Industries v.a.

auch Schilde nach den Systemen Okamura, Tekken und Ohbayashi gebaut hat. Diese sind in dem Zahlenmaterial mit enthalten.

Im Bild 19 ist die Anzahl der von der Firma Mitsubishi seit 1967 hergestellten Suspensionsschilde in Abhängigkeit vom Fertigstellungsjahr dargestellt.

Mit 42 Schilden wurden im Jahre 1980 am meisten produziert. Bis zum September 1981 wurden bisher insgesamt 206 Schilde gebaut und ausgeliefert.

Im Bild 20 wurden dem Fertigstellungsjahr der Mitsubishi-Schilde der Außendurchmesser zugeordnet. Daraus ist deutlich zu erkennen, daß bis 1976 fast ausschließlich Schilde mit einem Außendurchmesser zwischen 2 und 4 m hergestellt wurden. Seit 1977 wurden dann auch vermehrt Schilde mit Durchmesser von 5 bis 7 m hergestellt, wobei der Schwerpunkt nun bei Schilden mit einem Durchmesser zwischen 2 und 5 m lag. Dies zeigt auch das Bild 21, in dem die Anzahl der Vortriebe in Abhängigkeit vom Außendurchmesser aufgetragen sind.

Aus den Unterlagen der Iseki Poly-Tech. über ihr "Mechanical type earth pressure Counter-Balanced Bentonite slurry shield system" konnte den Außendurchmessern der hergestellten Schilde nur die Anzahl der Vortriebe zugeordnet werden (Bild 22). Eine Aufteilung auf einzelne Herstellungsjahre war aufgrund der fehlenden Angaben nicht möglich. Bedingt durch das besondere Konstruktionsprinzip der Iseki-Schilde und der Kombination mit einem ferngesteuerten Überwachungs- und Steuersystem wurden hiermit überwiegend Tunnel mit einem Außendurchmesser zwischen 1,0 und 2,0 m aufgeföhren.

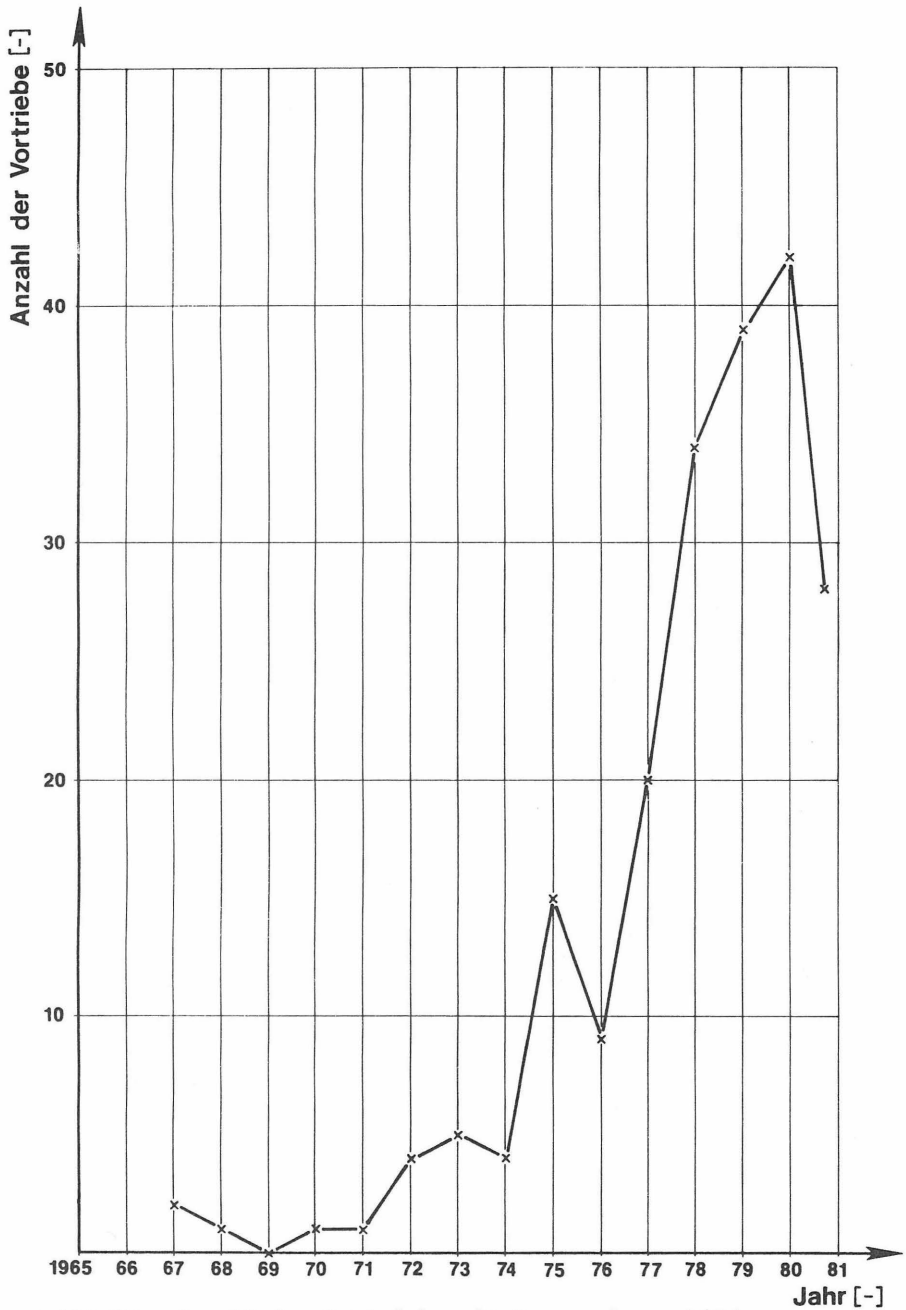


Bild 19: Anzahl der Vortriebe mit Suspensionsschilden
seit 1967 (Mitsubishi)

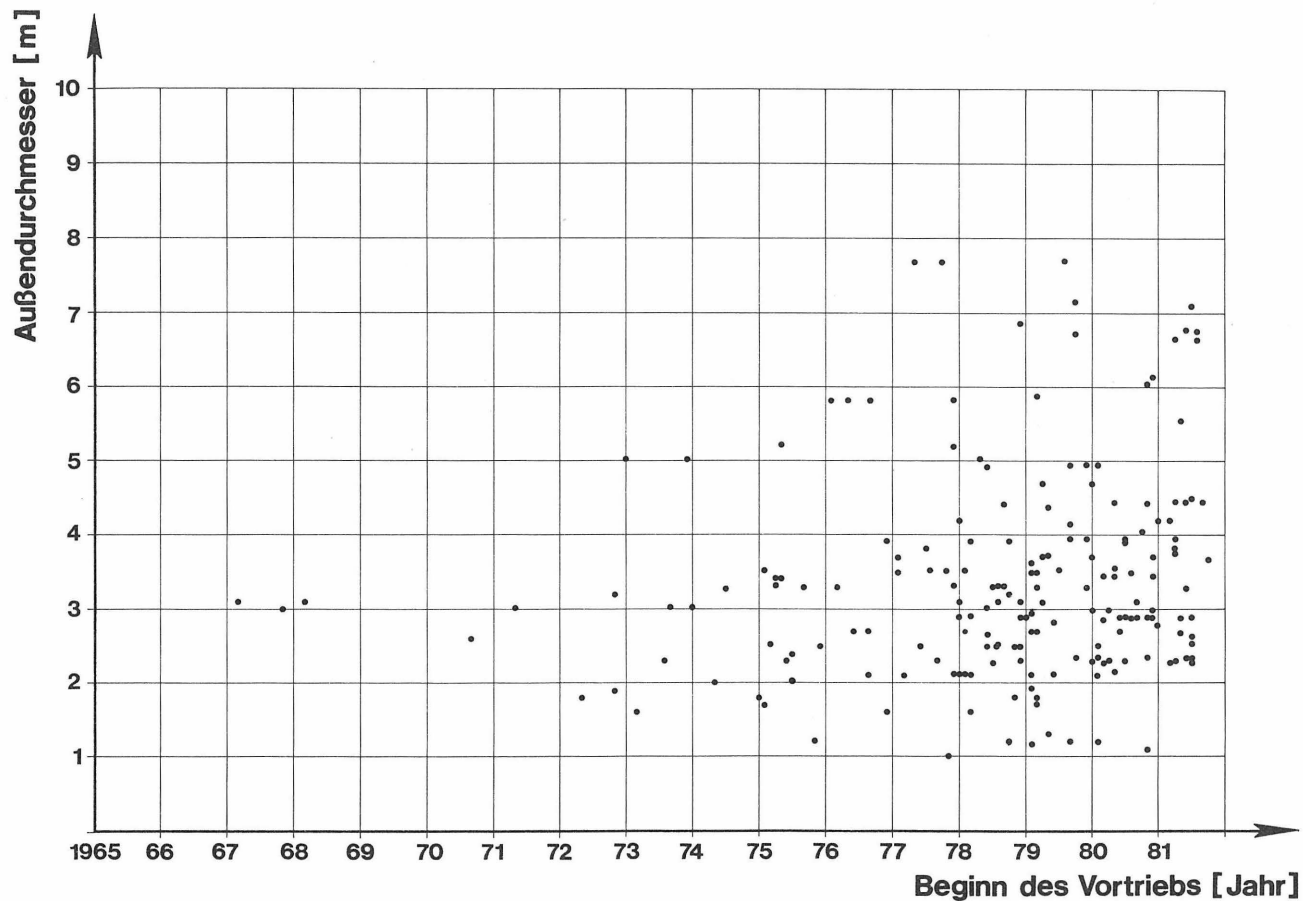


Bild 20: Außendurchmesser der Mitsubishi-Schilde und Beginn des Vortriebs

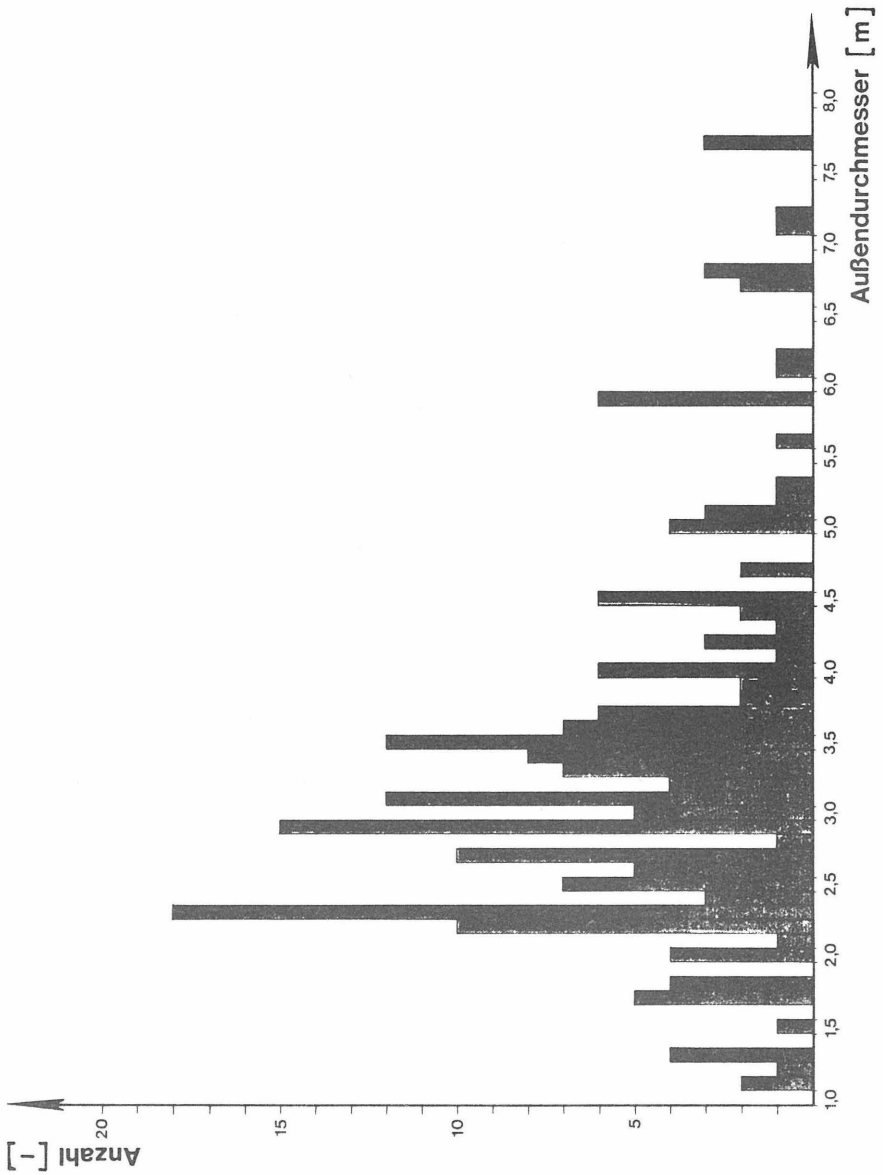


Bild 21: Anzahl der Vortriebe in Abhängigkeit vom Außendurchmesser (Mitsubishi, seit 1967)

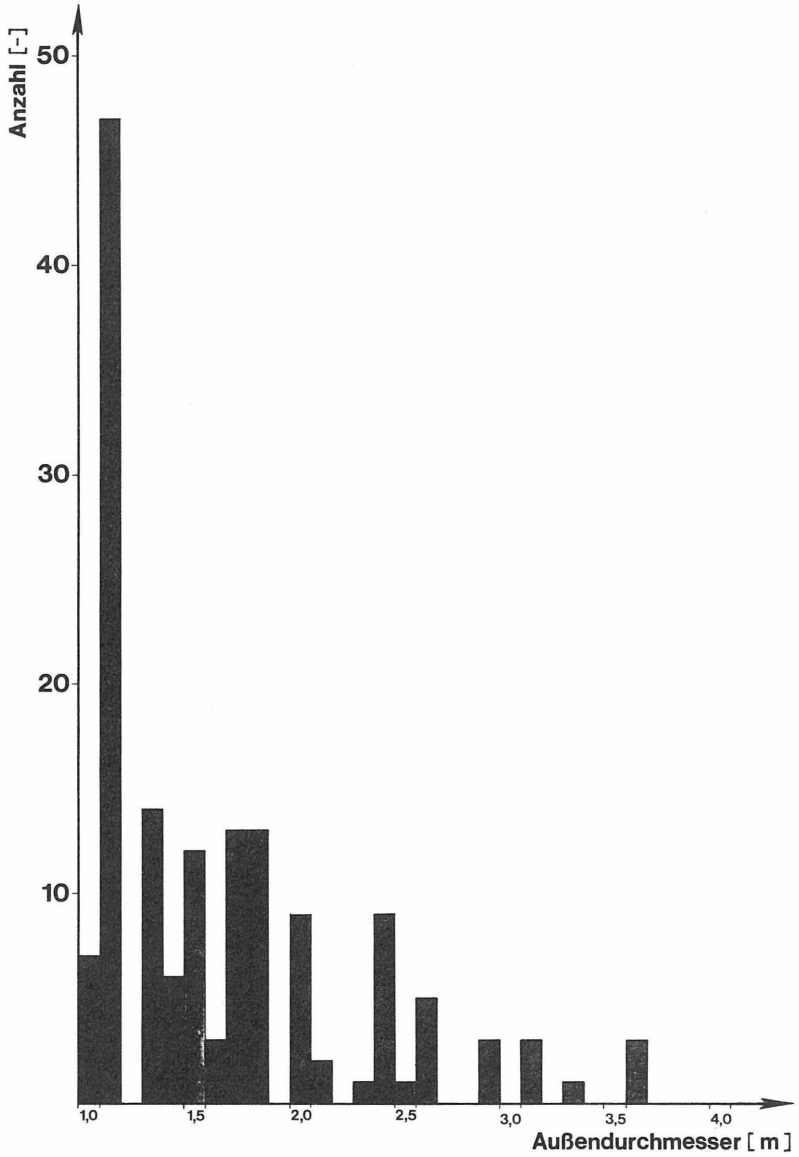


Bild 22: Anzahl der hergestellten Schilde in Abhängigkeit vom Außendurchmesser (ISEKI, seit 1976)

Wie bereits erwähnt, sind die Unterlagen über die Einsätze der deutschen Suspensionsschilde - Hydroschild, Thixschild, Hydrojetschild - noch so gering, daß eine systematische Auswertung z.Zt. nicht möglich ist. Abschließend kann aus den wenigen Unterlagen aber festgestellt werden, daß sich diese Schilde auch in der Bundesrepublik Deutschland für den Einsatz im Lockergestein bewährt haben und insbesondere seit 1979/80 ein vermehrter Einsatz stattfindet.

3. Stütz- und Fördermedien für Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust

3.1 Allgemeines

Die stützende Wirkung von wässrigen Tonsuspensionen auf lotrechte Erdwände in bindigen und feinsandigen Bodenschichten wurde zuerst von Tiefbohrtechnikern (1845) bzw. Bergleuten entdeckt und seit Beginn dieses Jahrhunderts (1912), insbesondere aber nach Ende des zweiten Weltkrieges, auch für Herstellungsverfahren im Bauwesen genutzt. Hier werden heute überwiegend hochviskose Bentonitsuspensionen als Stützmedium bei der Herstellung von Großbohrpfählen ohne Verrohrung (erstmalig 1934) und in der Schlitzwandtechnik (erstmalig 1948) eingesetzt.

Die schnelle Verbreitung der Schlitzwandbauweise führte zu einer Erforschung der bautechnischen Eigenschaften der eingesetzten Bentonitsuspensionen. Diese Untersuchungen sind weitgehend abgeschlossen und wurden in DIN 4127 "Schlitzwandtöne für stützende Flüssigkeiten - Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung" berücksichtigt.

Bei Tunnelvortrieben mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust muß ein Stützmedium den Erd- und Wasserdruck aufnehmen und anschließend als Fördermedium für den abgebauten Boden dienen. Gleichzeitig soll dieses Stütz- und Fördermedium die Ortsbrust so versiegeln, daß bei notwendigen Arbeiten in der Schildkammer die Ortsbrust auch durch Luftdruck sicher gestützt werden kann. Darüber hinaus kann das Stütz- und Fördermedium nur wirtschaftlich eingesetzt werden, wenn es den gesamten Flüssigkeitskreislauf nach der Separierung des abgebauten Bodens und einer eventuellen Regeneration möglichst ohne Änderung seiner Eigenschaften wieder durchlaufen kann.

Für die Durchführung von Reparaturarbeiten und zur Bergung von Hindernissen muß das Stützmedium aus der Druckkammer abgepumpt und gleichzeitig Druckluft zugeführt werden. Da

ein Brustverbau i.a. nicht vorgenommen wird, muß die Druckluft nicht nur das anstehende Grundwasser verdrängen, sondern auch den Erddruck großflächig abfangen. Hierfür muß das Stützmedium auch nach dem Abpumpen eine weitestgehend luftundurchlässige Membran an der Ortsbrust zurücklassen. Nur über eine solche Membran kann der Luftdruck einen Stützdruck auf die Ortsbrust ausüben.

Die Problematik bei der Entwicklung von Stütz- und Fördermedien für Schildvortriebe mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust liegt nun darin, daß die beschriebenen Aufgaben Medien mit physikalischen Eigenschaften erfordern, die sich zumindest teilweise widersprechen.

3.2 Stützwirkung und Sicherheitsanforderungen

Die Standsicherheit der Ortsbrust muß beim Auffahren unterirdischer Hohlräume zu jeder Zeit gewährleistet sein. Bei den traditionellen mechanischen Vortrieben in Lockergestein wird der Erddruck über Brustplatten und der Wasserdruck davon getrennt über Druckluft gestützt. Bei den Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust werden Erd- und Wasserdruck von einem Stützmedium, i.a. einer wässrigen Suspension, im Gleichgewicht gehalten.

Die Gleichgewichtsbetrachtungen können in die äußere und die innere Standsicherheit der Ortsbrust aufgeteilt werden. Die beiden Teilsicherheiten sind im allgemeinen voneinander unabhängig.

Für den Nachweis der äußeren Standsicherheit wird nur das großräumige horizontale Gleichgewicht an der Ortsbrust betrachtet (Bild 23). Die äußere Standsicherheit ist gegeben, wenn die Summe der angreifenden Kräfte (Erd- und Wasserdruck) gleich oder kleiner als der mögliche Stützdruck der Suspension in der Druckkammer ist. Im allgemeinen

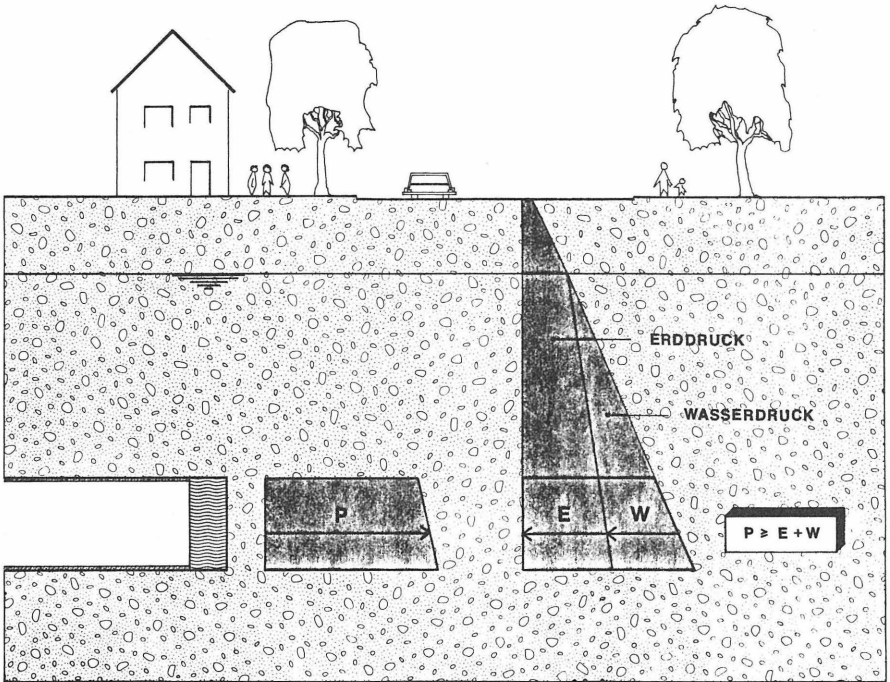
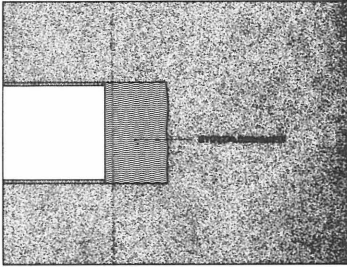


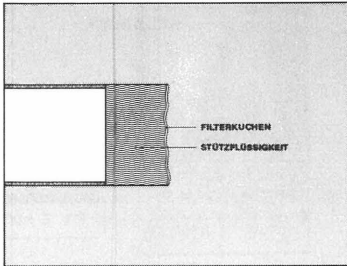
Bild 23: Äußere Standsicherheit der Ortsbrust

wird über diesen Standsicherheitsnachweis der erforderliche Stützdruck der Suspension bestimmt. Für die Übertragung des Stützdruckes auf die Ortsbrust und die Erklärung der Stützwirkungen ist die Betrachtung der Grenzfläche Boden/Stützmedium von Bedeutung. Dabei sind die im Bild 24 dargestellten vier Fälle zu unterscheiden.



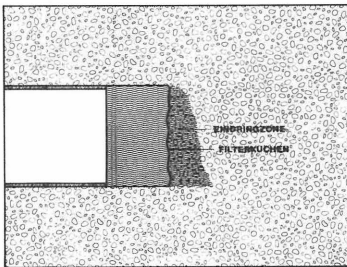
Fall 1

An der Ortsbrust stehen bindige Böden mit $K \leq 10^{-6}$ m/sec an. Wegen der geringen Durchlässigkeit dringt das Stützmedium nicht in den Boden ein. Eine Trennung der flüssigen und festen Phasen von Suspensionen findet nicht statt. Die Ortsbrust wird vollflächig gestützt. Im einfachsten Fall kann als Stützmedium Wasser verwendet werden.



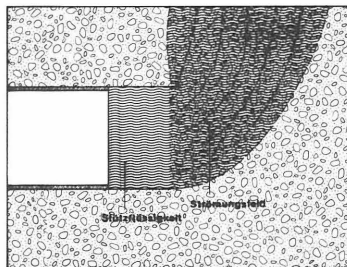
Fall 2

Bei feinkörnigen rolligen Böden dringen viskose Flüssigkeiten (z.B. Tonsuspensionen) nicht oder nur oberflächennah in den Boden ein. An der Grenzfläche Boden/Suspension kommt es durch den Druckunterschied zwischen der Suspension und dem Porenraum des Bodens zur teilweisen Trennung der festen und flüssigen Suspensionsphasen (Filtration). Bei Tonsuspensionen werden die Tonpartikel an der Erdwand ausgefiltert. Das Filtrat fließt in den Boden ab. Der sich bildende "äußere" Filterkuchen wirkt als Membran, über der der Stützdruck aus der Suspension auf die Ortsbrust übertragen wird.



Fall 3

Bei grobkörnigen Böden sind auch die festen Teilchen von Suspensionen wegen der Größe der Poren des Bodens nicht in der Lage, die Poren durch Brückenbildung zu schließen. Deshalb dringt die Suspension in den Boden ein. Im Gegensatz zu reinem Wasser kommt der Fließvorgang bei viskosen Flüssigkeiten mit einer ausreichenden Scherfestigkeit jedoch nach einer bestimmten Eindringstrecke zur Ruhe, er stagniert. Der Eindringvorgang stagniert, wenn der Suspensionsdruck auf das Korngerüst übertragen ist.



Fall 4

Gleichförmige Grobkiese und gemischtkörnige Böden mit offenen Strukturen können ohne zusätzliche Maßnahmen nicht mehr durch Suspensionen gestützt werden. Die Suspension dringt in den Boden ein, ohne nach einer endlichen Eindringstrecke einen statischen Gleichgewichtszustand zu erreichen, bei dem der Flüssigkeitsdruck auf das Korngerüst übertragen ist. Vor der Ortsbrust würde sich ein Trichter ausbilden, der von der Stützflüssigkeit durchströmt wird.

Bild 24: Stützung der Ortsbrust bei verschiedenen Baugrundverhältnissen

Die innere Standsicherheit ist dann gewährleistet, wenn sich weder Einzelkörner noch Korngruppen aus der Ortsbrust lösen und im Stützmedium absinken können. Den Bruchmechanismus bei unzureichender Sicherheit zeigt das Bild 25.

In Bezug auf die innere Standsicherheit der Ortsbrust wirken sich die vier dargestellten Fälle des äußeren Stützmechanismus unterschiedlich aus. In den Fällen 1 und 2 ist die äußerste Kornlänge durch die Boden- bzw. Filterkuchenmembran zwangsläufig arretiert.

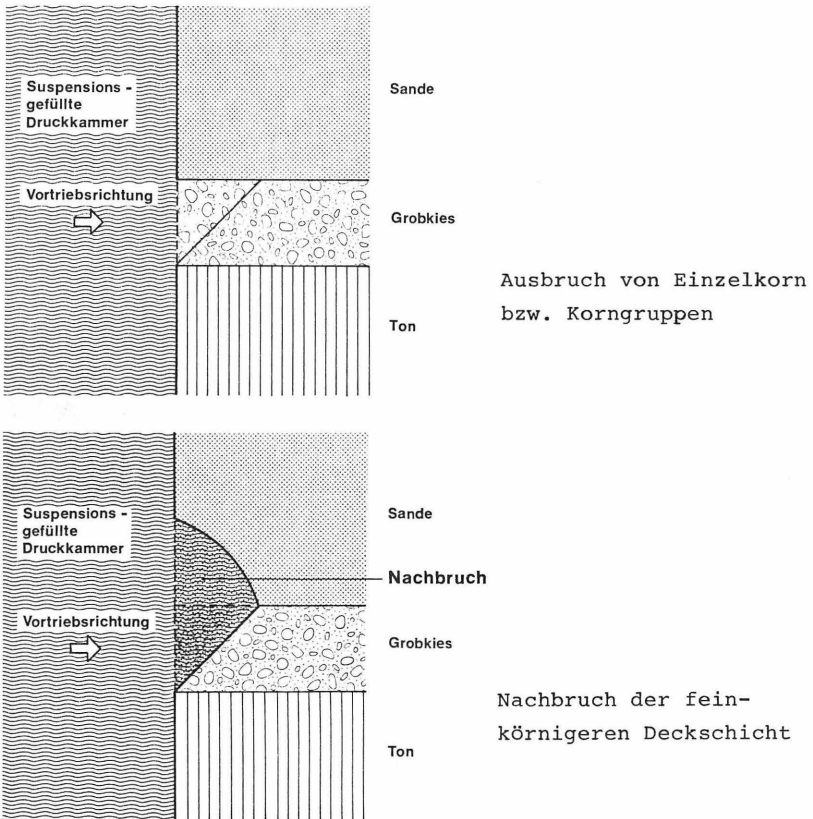


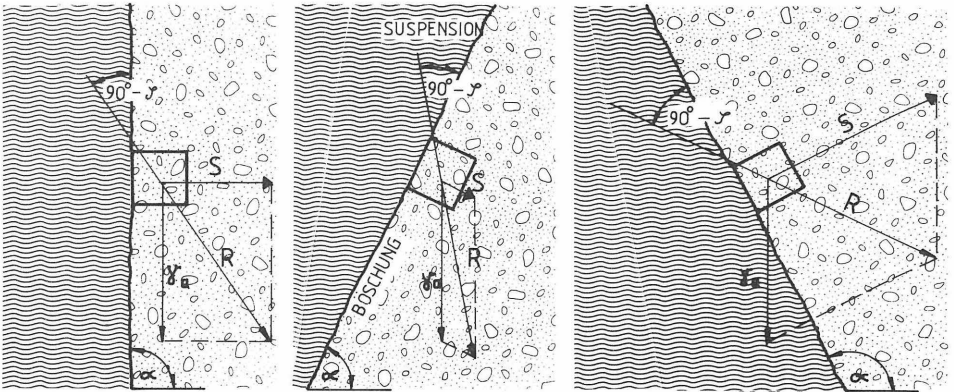
Bild 25: Ausbruch von Einzelkörnern und Korngruppen aus der Ortsbrust bei unzureichender innerer Sicherheit.

Im Fall 3 wird in der Betrachtung der inneren Standsicherheit die äußerste Kornlänge der Penetrationszone untersucht (Bild 26). Auf ein Bodenelement innerhalb dieses Bereiches wirkt seine Wichte γ_a und der räumliche Stützdruck S . Der Stützdruck kann mit Hilfe des von Müller-Kirchenbauer eingeführten Stagnationsgradienten errechnet werden. Der Stagnationsgradient i_0 wird beschrieben durch die Beziehung:

$$\text{vorh. } i_0 = \frac{H}{l}$$

H = Hydrostatische Druckhöhe
der Suspension

l = Eindringlänge der Suspension
in den Boden



γ_a = Wichte des Bodens unter Suspensionsauftrieb

S = Stützdruck

R = Resultierende

α = Böschungswinkel

φ = Reibungswinkel

Bild 26: Darstellung der auf ein Volumenelement einer suspensionsgestützten Ortsbrust wirkenden Kräfte.

und kann für jeden Boden experimentell ermittelt werden. Müller-Kirchenbauer (1978) konnte weiter nachweisen, daß sich für jede Kombination von Wandneigung α , Reibungswinkel φ' , Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_a und Suspensionswichte γ_F ein Stagnationsgradient erf. i_0 errechnen läßt, bei dem der Bruchzustand nach der Rankin'schen Vorstellung gerade noch vermieden wird.

Der Sicherheitsbeiwert η_i für die innere Standsicherheit kann dann wie folgt definiert werden:

$$\eta_i = \frac{\text{erf. } i_0}{\text{vorh. } i_0}$$

Neben den beschriebenen Überlegungen zur Stützwirkung sind aus der Literatur weitere Ansätze bekannt, die diese über Parameter des Bodens und der Suspension formulieren. Einen umfassenden Überblick hat Ruppert (1982) gegeben.

Während die Formulierung der inneren und äußeren Standsicherheit der flüssigkeitsgestützten Ortsbrust in enger Anlehnung an die Schlitzwandtechnologie durchgeführt werden konnte, liegen vergleichbare Erfahrungen für den Fall der luftdruckgestützten Ortsbrust (Reparaturfall) nicht vor. Hier kann z. Zt. lediglich eine äußere Teilsicherheit aus dem horizontalen Gleichgewicht formuliert werden.

3.3 Geeignete Stütz- und Fördermedien

Aus den vorliegenden Veröffentlichungen geht hervor, daß in Japan bisher überwiegend Wasser als Stütz- und Fördermedium eingesetzt wurde. Beim Antreffen von Bodenschichten, die damit nicht mehr beherrscht werden konnten, wurden dem Wasser Additive auf Cellulose-Basis (z.B. CMC = Carboxyl Methyl Cellulose) zugegeben. Erst in letzter Zeit wurde über den Einsatz von Ton- bzw. hochwertigen Bentonitsuspensionen in Japan berichtet.

Demgegenüber wurden in der Bundesrepublik Deutschland vom Einsatz des ersten Hydroschildes an die Erfahrungen aus der Schlitzwandtechnologie genutzt und bis heute ausschließlich Bentonitsuspensionen eingesetzt. Bei schwierigen Bodenverhältnissen wurden diese ebenfalls durch die Zugabe von Celluloseprodukten verbessert.

Für den Einsatz der Schilde in Böden mit offenen Strukturen (z.B. gleichförmige Grobkiese) werden z.Zt. verbesserte Suspensionen entwickelt. Ebenso wurden erste Laborversuche mit neuen Polymerprodukten erfolgreich beendet.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden schwerpunktmäßig die Bentonitsuspensionen untersucht. Dabei sollten die für den Schildvortrieb wichtigen Eigenschaften ermittelt werden.

4. Bentonitsuspensionen

4.1 Allgemeines

Auf die Entstehung, den Aufbau und die allgemeinen Eigenschaften der Bentonite soll hier nicht weiter eingegangen werden. Zur Vertiefung stehen hierfür u.a. die Beiträge von Endell, K. (1950); Fahn, R.; Hofmann, U. (1956) und Millot, G. (1979) zur Verfügung.

Es soll an dieser Stelle nur darauf hingewiesen werden, daß in der Natur Calcium- und Natriumbentonite vorkommen. Die Calciumbentonite können durch eine alkalische Aktivierung künstlich in quellfähigere Natriumbentonite umgewandelt werden, so daß im Bauwesen im allgemeinen nur Natriumbentonite im Handel sind. Dabei muß dann berücksichtigt werden, daß es sich dabei um natürliche oder künstlich hergestellte Natriumbentonite handeln kann.

4.2 Physikalische Eigenschaften

Der Widerstand, den eine Flüssigkeit einer aufgezungenen Verformung entgegensetzt, wird als Viskosität bezeichnet und ist ein Maß für die dabei in der Flüssigkeit wirkende innere Reibung. Der Fließwiderstand wird ausgedrückt durch den Quotienten aus Schubspannung τ und Schergeschwindigkeit $\frac{dv}{dn}$ (Bild 27).

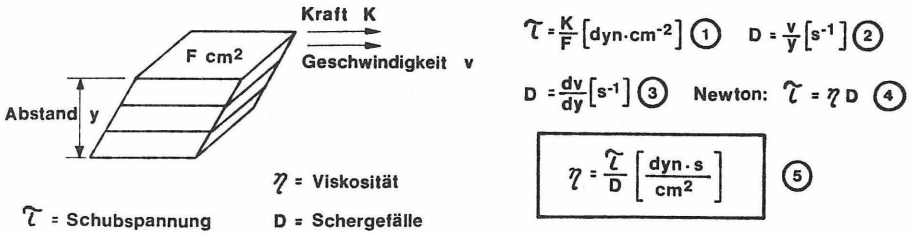


Bild 27: Versuchsmäßige Ableitung der Viskosität

Flüssigkeiten, bei denen Proportionalität zwischen Schubspannung und Schergeschwindigkeit besteht und diese auch für den Wert Null gilt, werden als ideale oder Newton'sche Flüssigkeiten bezeichnet. Die meisten technischen Flüssigkeiten zeigen - wie auch Bentonitsuspensionen - ein anderes Fließverhalten als Newton'sche Flüssigkeiten, wie z.B. Wasser. Erst nach Überschreiten eines Anlaßwertes τ_0 der Schubspannung Jessberger (1964), wächst bei ihnen die Verformung unbegrenzt an, es beginnt plastisches Fließen. Unterhalb des Anlaßwertes treten nur elastische Formänderungen auf (Bild 28). Die Viskosität kann bei diesen Flüssigkeiten immer nur als Funktion der Schergeschwindigkeit angegeben werden.

Aufgrund dieser Beobachtung wurde von verschiedenen Autoren, Grewe (1965), Weiss (1967), für Bentonitsuspensionen eine Scherfestigkeit im bodenmechanischen Sinn formuliert. Es wird dabei von der Bruchspannung ausgegangen, die eine Kugel bei gleichmäßiger Spannungsverteilung über deren Oberflächen in der Suspension erzeugt. Diese Scherfestigkeit, die die Suspension der Belastung durch das Eigengewicht der Kugel entgegenbringt, wird als Fließgrenze bezeichnet.

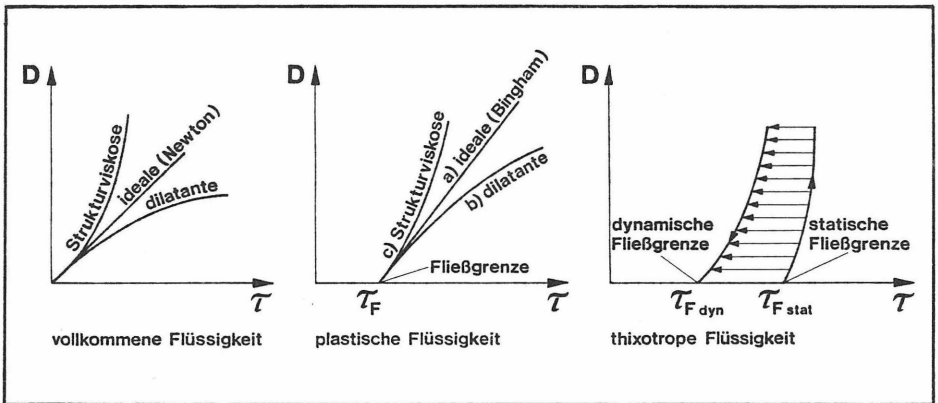


Bild 28: Schematische Darstellung des Fließverhaltens verschiedener Flüssigkeiten.

Die Beobachtung, daß der Fließvorgang von Bentonitsuspensionen durch ein Kornhaufwerk nach einer endlichen Eindringstrecke stagniert, beruht auf dem beschriebenen rheologischen Verhalten der Suspension.

4.3 Messen der physikalischen Eigenschaften

4.3.1 Verfahren und Geräte

4.3.1.1 Eindringverhalten

Die Eindringtiefe eine Suspension in einen bestimmten Boden kann im Analogversuch nach Müller-Kirchenbauer (1972) als Funktion der Druckhöhe gemessen werden. Der Versuch wird in einem Permeameter, dessen Prinzip aus Bild 29 hervorgeht, durchgeführt. Der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung werden in der DIN 4127 beschrieben.

In einem wassergefüllten Plexiglaszylinder wird eine definierte Masse des zu untersuchenden Bodens mit einer mittleren Lagerungsdichte eingebaut. Am Boden des Zylinders befindet sich ein durch ein Sieb geschützter Zu- und Ablauf. Das ebenfalls wassergefüllte, mit dem Plexiglaszylinder kommunizierende Überlaufrohr wird auf Höhe der Bodenoberkante eingestellt. Anschließend wird die Bentonitsuspension bis zu einer vorgegebenen Anfangsdruckhöhe h_0 in das Permeameter eingefüllt, wobei ein auf die Bodenoberfläche aufgesetztes Lochblech das Aufspülen des Bodens verhindern soll. Nach Öffnen des Ventils dringt die Suspension, deren thixotrope Verfestigung durch Rühren verhindert wird, in den Boden ein. Das verdrängte Porenwasser wird hinter dem Überlauf in einem Meßzylinder aufgefangen. Nach jeweils 1, 2, 4, 8, 15, 30 und 60 Minuten wird die verdrängte Wassermenge und die Druckdifferenz zwischen Anfangsdruckhöhe h_0 und der augenblicklichen Druckhöhe h abgelesen.

Es kommt nun nicht zu einem Druckausgleich, sondern die Suspension stagniert nach einer gewissen Zeit. Es bleibt eine Restdruckhöhe h bestehen.

Aus der Eindringtiefe l_e und der Höhendifferenz zwischen dem Suspensions- und dem Wasserspiegel h kann der Stagnationsgradient i_0 errechnet werden.

$$i_0 = \frac{h}{l_e} + 1 - \frac{Y}{F}$$

Die Eindringversuche können mit abnehmender und konstanter Druckhöhe ausgeführt werden.

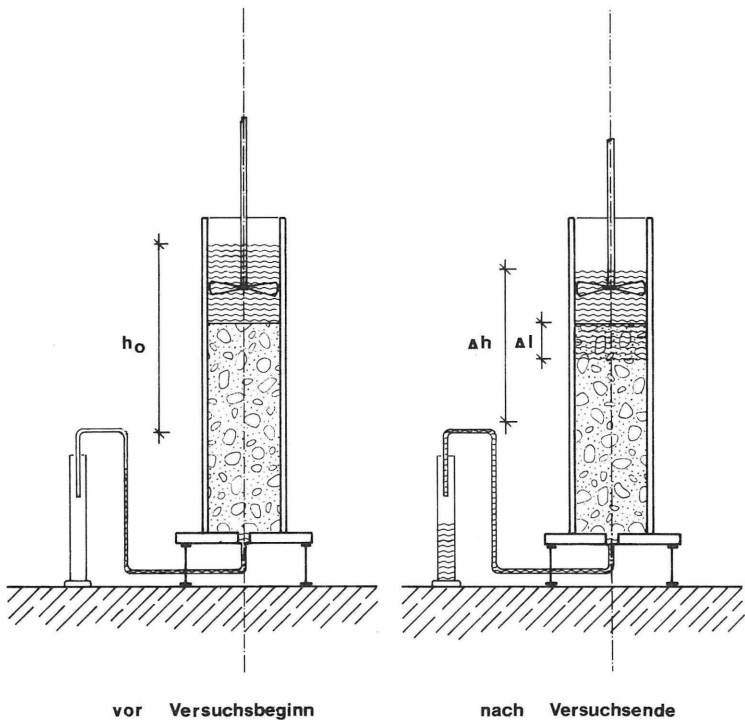


Bild 29: Schema des Eindringversuches im Permeameter

Die Eindringstrecke Δl ist außer durch die direkte Längenmessung zusätzlich auf indirektem Wege über die verdrängte Wassermenge V_A nach folgender Beziehung errechnet worden:

$$\Delta l = \frac{V_A}{F \cdot n} \quad (\text{cm})$$

V_A = verdrängte Wassermenge (cm^3)

F = Fläche des mit Boden gefüllten Permeameterteils (cm^2)

n = Porenanteil des Bodens (1)

4.3.1.2 Fließverhalten

Das Fließverhalten von Bentonitsuspensionen wird durch die Funktion zwischen der Scherspannung τ , die den Fließvorgang aufrecht erhält, und dem Schergeschwindigkeitsgefälle D beschrieben. Die Scherspannung kann in Abhängigkeit vom Schergeschwindigkeitsgefälle mit Rotationsviskosimetern gemessen werden.

In Rotationsviskosimetern bildet sich eine laminare Strömung zwischen zwei parallelen, festen Berandungen aus.

Wesentlich bei diesen Geräten ist, daß ein Meßspalt durch den Raum zwischen zwei konzentrischen Zylindern entsteht und mit der Meßsubstanz ausgefüllt ist. Der eine Zylinder wird über eine Torsionsfeder oder ein ähnliches Kraftglied (Torsionsstab) festgehalten, während der andere mit beliebiger aber konstanter Winkelgeschwindigkeit Ω umläuft (Bild 30). Gemessen wird das Drehmoment M .

Aus dem Zusammenhang zwischen Drehmoment M und Winkelgeschwindigkeit Ω wird die Viskosität η bestimmt.

Die wesentlichen Unterschiede zwischen den gebräuchlichsten Rotationsviskosimetern hat Ruppert (1982) beschrieben.

International verbreitet ist die Beurteilung der Fließeigenschaften durch das Messen der Auslaufzeit aus dem Marshtrichter Boyes (1975).

Der Trichter, dessen Abmessungen aus Bild 31 zu entnehmen sind, enthält in seinem oberen Teil ein Drahtsieb, das den halben Trichterquerschnitt bedeckt. Die Konusspitze geht ohne Einschnürung in ein Auslaufröhrchen über. Zur Eichung wird der Marshtrichter bis zur Unterkante des Siebes mit Wasser von 20°C gefüllt. Der Trichter entspricht den Vorschriften, wenn die Auslaufzeit von 1000 cm³ Wasser $28 \pm 0,5$ sec beträgt.

Die Auslaufzeit t_M ist die Zeit in Sekunden, die 1000 cm³ Suspension benötigen, um aus dem Marshtrichter (Füllinhalt 1500 cm³) auszulaufen (Bild 31). Sie ist eine Kennzahl, mit der das Fließverhalten der Suspension auf einfache Weise beurteilt werden kann. Schon die Dimension (sec) zeigt an, daß hier nicht die Viskosität (Dimension: Ns/m²) gemessen wird, sondern ein Relativwert, der die Fließeigenschaften beschreibt.

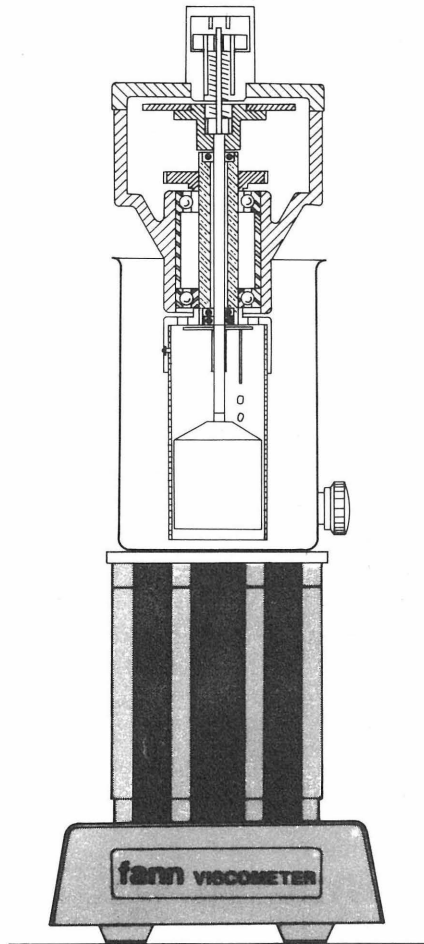
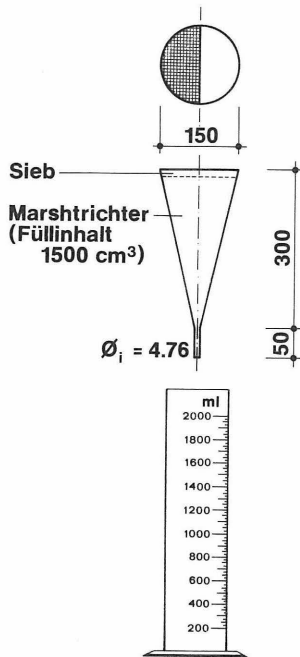


Bild 30: FANN-Rotationsviskosimeter



Die Auslaufzeit ist ein Kennwert für die komplexen Eigenschaften aus Dichte, Viskosität und Scherfestigkeit.

Bild 31: Marshtrichter

4.3.1.3 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit einer Bentonitsuspension wird als maßgebend physikalische Eigenschaft für ihre stützende Wirkung auf Erdwände angesehen. Sie kann durch verschiedene Verfahren bestimmt werden. Je nach Meßverfahren werden unterschiedliche Begriffe für die Scherfestigkeit verwendet. Außerdem erhält man unterschiedliche Meßwerte, d.h. die Geräte sind nicht in der Lage, einen übereinstimmenden Absolutwert für die Scherfestigkeit zu liefern.

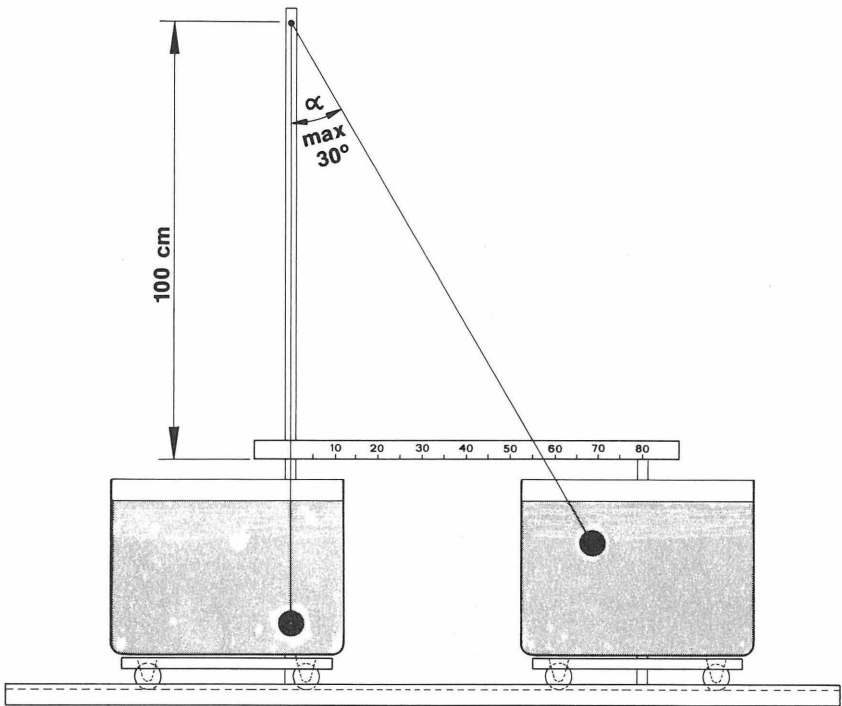


Bild 32: Pendelgerät

Nach DIN 4126 bzw. 4127 wird die Scherfestigkeit als Fließgrenze τ_F bezeichnet und mit dem Pendelgerät gemessen.

Das Pendelgerät besteht aus einer Kugel vom Durchmesser d (üblich $d = 1,87 \text{ cm}$), die an einem sehr dünnen und annähernd gewichtslosen Faden in einem Behälter mit der zu prüfenden Flüssigkeit hängt (Bild 32).

Bei Versuchsbeginn werden ca. 6 l der Suspension in den Behälter gefüllt und mit einem Schneebesen eine Minute kräftig gerührt. Nach Stillstand der Flüssigkeit wird die Kugel in vertikaler Aufhängung in die Flüssigkeit eingebracht und

der Behälter mit der Suspension etwa 10 Sekunden vor Ablauf der thixotropen Verfestigungszeit von einer Minute mit einer Geschwindigkeit von ca. 3 cm/s gegen die Aufhängevorrichtung verschoben. Die Kugel wird durch die Suspension gezogen, bis das Pendel seinen Maximalanschlag erreicht hat. Nach einer weiteren Minute liest man die Auslenkung des Pendels an der Meßeinrichtung ab. Bleibt die Kugel im Endzustand bei einer bestimmten Auslenkung stehen, so herrscht Gleichgewicht zwischen den angreifenden Kräften der Schubkraft auf der Kugeloberfläche und der Gewichtskraft der Kugel.

Die Fließgrenze ergibt sich aus folgender Beziehung:

$$\begin{aligned}\tau_F &= 0,15 \cdot d (\gamma \cdot \gamma_F) \sin \alpha \quad (\text{N/m}^2) \\ d &= \text{Durchmesser der Kugel (m)} \\ \gamma &= \text{Wichte der Kugel (kN/m}^3) \\ \gamma_F &= \text{Wichte der Suspension (kN/m}^3) \\ \alpha &= \text{gemessener Winkel der Auslenkung (}^\circ) \end{aligned}$$

Der Betrag der Fließgrenze ist wegen der thixotropen Eigenschaften abhängig von der Zeitspanne zwischen dem Einfüllen der Suspension und der Verschiebung des Pendels (Ruhezeit).

Ein weiteres Gerät zur Messung der Fließgrenze τ_F ist die Kugelharfe, die auch als Soosometer bezeichnet wird. Mit ihm wird die Fließgrenze nicht als stetiger Meßwert sondern in bestimmten Intervallen erhalten. Das Gerät besteht aus Glas- bzw. Stahlkugeln von unterschiedlichem Durchmesser, die an einer runden, zentrisch an einem Stab geführten Scheibe hängen (Bild 33). In Ruhestellung ist sie in einer Lage arretiert, bei der die Kugeln gerade bis zu einer mit dem Stab starr verbundenen gelochten Führungsscheibe hochgezogen sind.

Bei Versuchsbeginn wird der Probehälter mit einem Liter der Suspension gefüllt und eine Minute lang mit dem Schneebesen umgerührt. Das Gerät wird auf den Behälter aufgesetzt und die obere Scheibe langsam bis zur unteren Scheibe her-

abgeschoben. Dabei tauchen die an der oberen Scheibe hängenden Kugeln in die Suspension ein bzw. bleiben auf dieser schwimmen (Faden gespannt bzw. gebogen).

Jede der 10 Kugeln ist bei gegebener Dichte der Suspension einer anderen kritischen Fließgrenze zugeordnet, bei der sie in der Suspension in der Schwebelage bleibe. Kugeln, deren kritisches τ_F kleiner ist, als das τ_F der Suspension, schwimmen auf jener, deren kritisches τ_F größer ist, tauchen unter. Die Fließgrenze der Suspension liegt zwischen dem kritischen τ_F der Kugel mit der größten Nummer, die noch schwimmt und dem τ_F der Kugel mit kleinster Nummer, die eingetaucht ist.

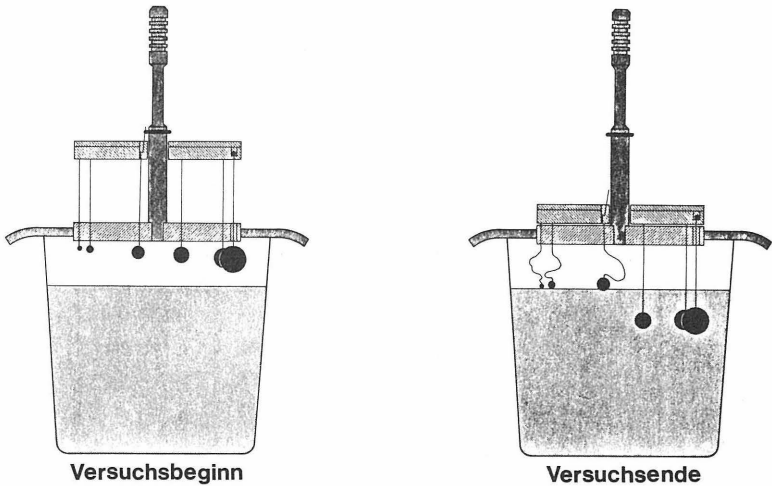


Bild 33: Kugelharfe oder Soosometer

Eine weitere Meßgröße, die eine Scherfestigkeit einer Suspension bezeichnet, ist die Gelstärke.

Die Gelstärke einer thixotropen Flüssigkeit ist die Spannung, die erforderlich wird, um die Flüssigkeit nach einer bestimmten Ruhezeit wieder in Bewegung zu bringen. Es wird zwischen der Anfangsgelstärke τ_G'' (Ruhezeit 10 Sekunden) und der Gelstärke τ_G' (Ruhezeit 10 Minuten) unterschieden.

Die Gelstärke wird mit dem FANN-Viskosimeter (Bild 30) gemessen. Nach Einfüllen in den Behälter wird die Suspension bei einer Umdrehungszahl von 600 U/min solange geschert, bis der Zeiger der Ableseeinrichtung zum Stillstand gekommen ist. Nach 10 Sekunden bzw. 10 Minuten Ruhezeit wird die Suspension bei 3 U/min "abgeschert". Die Ablesung des größten, durch den Zeiger erreichten Ausschlages ergibt die Werte τ_G'' bzw. τ_G' .

Eine weitere Möglichkeit, eine Scherfestigkeit der Suspension zu messen, die ebenfalls als Gelstärke benannt wird, bietet das Shearometer.

Zur Bestimmung der Gelstärke wird ein spezieller Becher bis zu einer Eichmarke mit der zu messenden Suspension aufgefüllt (Bild 34). Nach einer Ruhezeit von 10 Sekunden bzw. 10 Minuten setzt man ein dünnwandiges, trockenes Blechrohr mit einer Höhe von 8,9 cm, einem Innendurchmesser von 3,5 cm und einem Gewicht von 5 g über die Führung auf die Oberfläche der Suspension und läßt es dann los. Das Metallrohr gleitet in der Flüssigkeit erst schnell, dann immer langsamer. Nach einer Minute wird dann auf einer Skala die Gelstärke abgelesen, die umso geringer ist, je weiter das Rohr in die Suspension eingedrungen ist. Die untere Meßgrenze liegt bei 1,43 N/m², danach ist das Metallrohr vollkommen in der Suspension verschwunden.

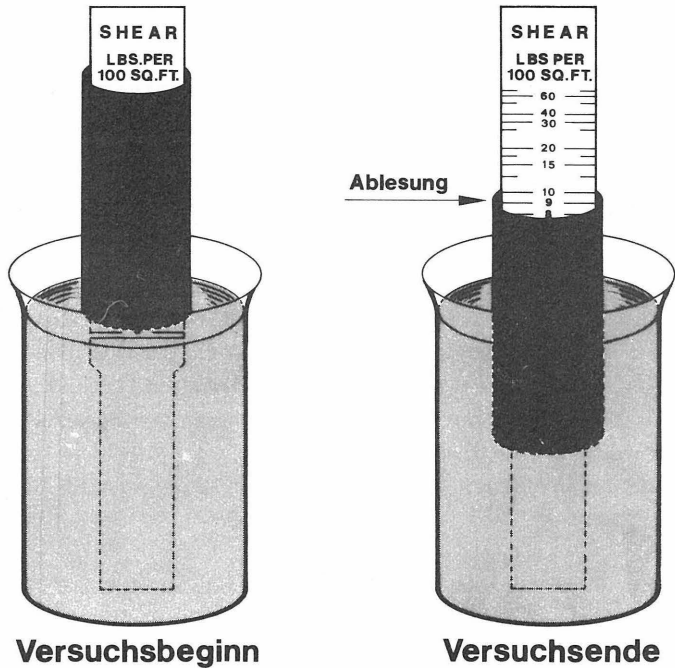


Bild 34: Shearometer

4.3.1.4 Filtrationsverhalten

Bentonitsuspensionen sind bei vollständiger Aufbereitung Dispersionskolloide. Die Teilchen der dispergierten Phase (Bentonit) hängen nicht mehr zusammen, sondern sind durch eine Schicht des Dispersionsmittels (Wasser) voneinander getrennt.

Die Eigenschaft der Suspension, den Zustand des Dispersionskolloides über längere Zeit beizubehalten, wird als Stabilität bezeichnet, d.h. im Laufe der Zeit dürfen sich die feste und flüssige Phase nicht trennen.

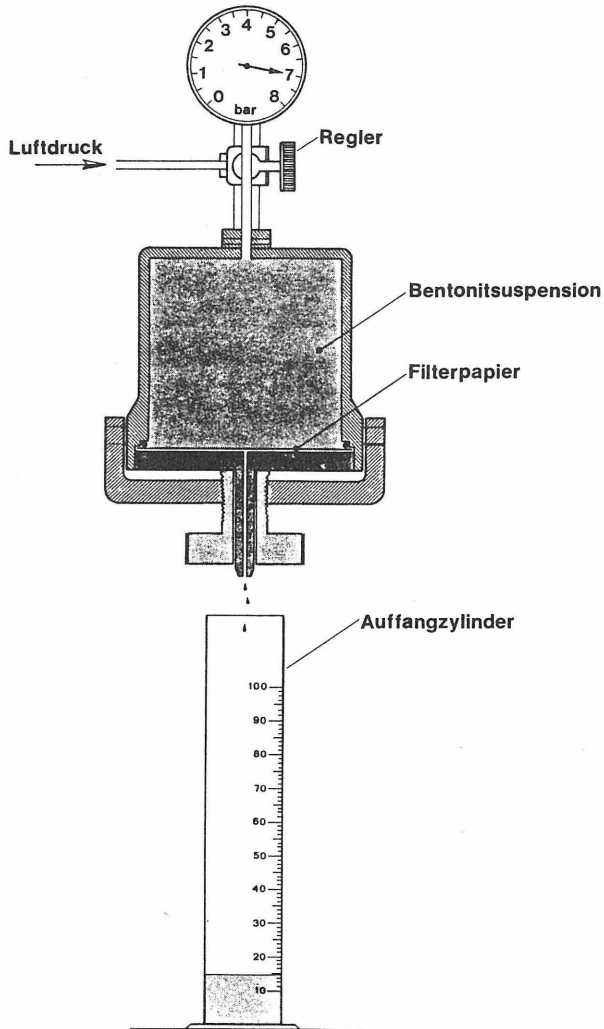


Bild 35: Filterpresse

Ein Sonderfall, der für die Stützwirkung der Suspension wichtig ist, ist das Stabilitätsverhalten unter Druck stehender Suspensionen an einer Grenzfläche. Dieses Verhalten wird im Filterabpreßversuch untersucht (Bild 35).

Die Versuchsergebnisse sind Grundlage für die Beurteilung der Suspensionsstabilität. In diesem Versuch wird die an einer Grenzschicht (Filterpapier) unter einem Druck von 7 bar in einem Zeitraum von 7,5 min aus einer Bentonit-suspension abgefilterte Wassermenge gemessen. Hierzu wird die zu prüfende Suspension in den zylindrischen Filterpres-sentopf gefüllt (Füllinhalt ca. 320 cm³). Das trockene Filterpapier und das Sieb werden aufgelegt, der Filterpres-sentopf wird verschlossen und in den Versuchsstand einge-baut. Innerhalb von 30 Sekunden wird kontinuierlich mit einem Druckregler ein Luftüberdruck von 7 bar ($\pm 0,35$ bar) auf die Probe aufgebracht und für 7,5 min konstant gehalten. Das Volumen des Filtratwassers in cm³, das am Ende der Filtrationszeit - gerechnet vom Beginn des Druckauf-bringens - im Meßzylinder aufgefangen ist, wird als Fil-terwasserabgabe f bezeichnet.

Dieser Versuch stellt eine Analogie zu den Verhältnissen an der Ortsbrust dar, zumindest wenn diese aus sehr fein-körnigen Bodenarten besteht. Die Druckverhältnisse stimmen allerdings im allgemeinen nicht mit denen in der Druck-kammer überein.

An der Grenzfläche des Filterpapiers hat sich eine Schicht der festen Suspensionsphase abgesetzt. Diese Anreicherung der Festsubstanz wird als Filterkuchen bezeichnet. Art und Dicke des Filterkuchens können nach Versuchsende be-schrieben werden und zur qualitativen Beurteilung der Stabi-litätseigenschaften der Suspension mit herangezogen werden.

4.3.1.5 Dichte

Die Dichte ρ_F ist eine Funktion des Feststoffgehaltes. Gemessen wird sie mit der Spülungswaage oder dem Hydrometer.

Die Spülungswaage besteht aus einem an einem Hebelarm befestigten Topf (Bild 36). Dieser Topf wird mit der zu prüfenden Flüssigkeit gefüllt. Der Hebel wird an einer definierten Stelle auf einer Schneide gelagert. Mit einem Gewicht, das auf dem Hebelarm verschoben wird, bringt man die Waage in die Horizontale. Die Dichte wird auf dem Hebelarm an der Stelle abgelesen, an der sich das Gewicht befindet.

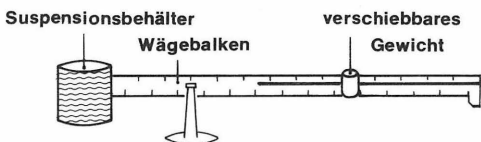


Bild 36: Spülungswaage

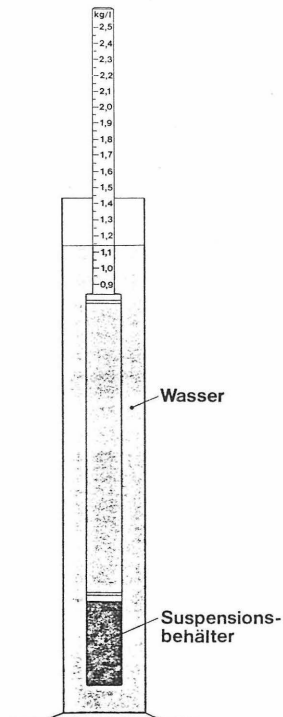


Bild 37: Hydrometer

Das Hydrometer besteht aus einer hohlen Senkspindel, an deren unterem Ende sich eine abschraubbare Probenkammer befindet (Bild 37). Der obere Teil trägt eine Graduierung, die Messungen mit einer Genauigkeit von $0,02 \text{ g/cm}^3$ gestattet. Zum Hydrometer gehört außerdem ein zylindrischer Wasserbehälter. Das Hydrometer wird in einem mit Wasser (20°C) gefüllten Standzylinder eingetaucht. Die Einsinktiefe ist ein Maß für die Dichte, die man auf der Skala ablesen kann. Das Gerät wird vor dem Versuch mit Wasser von 20°C geeicht.

4.3.1.6 Spezielle Verfahren für Suspensionsschilde

Die bisher beschriebenen Verfahren und Geräte wurden überwiegend von Tiefbohrtechnikern entwickelt und von Bauingenieuren für die Bedürfnisse der Schlitzwandtechnik modifiziert oder ergänzt.

Über Neuentwicklungen von Verfahren und Geräten zur Bestimmung physikalischer Eigenschaften von Suspensionen für Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust haben erstmals Miki, Saito und Yamazaki (1977) berichtet. Für die Prüfung von Suspensionen, die die Ortsbrust schnell dichten und stabilisieren können, dabei aber so leicht pumpbar wie Wasser sind, entwickelten sie den Percolation Test.

Hauptbestandteil dieses Gerätes (Bild 38) ist ein Plexiglaszylinder ($\emptyset = 40 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$), in den ein einkörniger Sand mit $d = 0,2 \text{ mm}$ in einer Schichtdicke von 20 cm eingebaut und verdichtet wurde. Die Wasserschicht wird wassergesättigt und anschließend die Suspension von oben gegen den Sand gedrückt. Ähnlich wie bei dem bereits beschriebenen Versuch im Permeameter dringt die Suspension zunächst in den Boden ein um dort dann einen Filterkuchen zu bilden. Nach den Beobachtungen von Miki, Saito und Yamazaki ist dieser Filterkuchen dünner als 1 mm und das

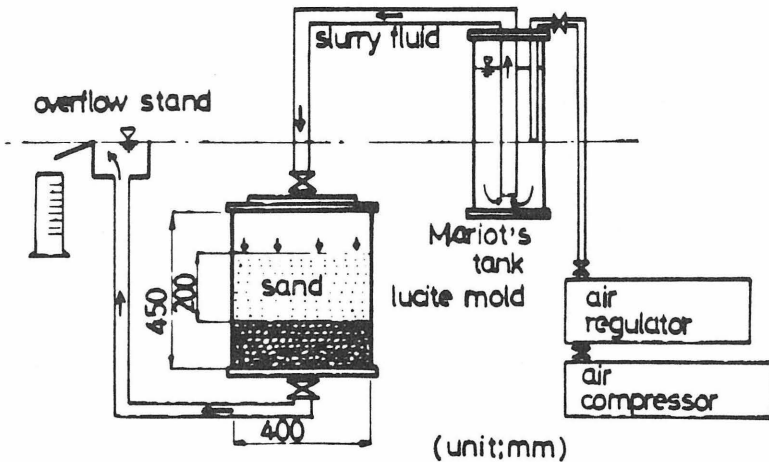


Bild 38: Percolation Test nach Miki, Saito und Yamazaki (1977).

abgepreßte Filterwasser klar. Sie gehen nun davon aus, daß das Filterwasser keine Viskosität hat und mit Hilfe des Gesetzes von Darcy der hinter dem Filterkuchen wirkende hydraulische Druckgradient berechnet werden kann. Damit können sie den auf den Filterkuchen wirkenden effektiven Stützdruck in Prozent des hydraulischen Suspensionsdruckes errechnen. Als Versuchsergebnis wird i.a. der Prozentwert nach einer Versuchsdauer von 6 Sekunden angegeben.

Eine schnelle und einfache Versuchsdurchführung gewährleistet der ebenfalls von Miki, Saito und Yamazaki (1977) entwickelte Capillary Flow Test. Bei dem im Bld 39 dargestellten Versuch wird die Suspensionsmenge gemessen, die bei hydraulischen Drücken von 0,1 bis 0,5 bar durch eine Kapillarröhre von 100 cm Länge und einem Durchmesser von 1 mm fließt. Der hydraulische Druck wird dabei in Stufen von 0,1 bar gesteigert, die jeweils eine Minute konstant gehalten werden. Unterlagen über Versuchsergebnisse und die Interpretation der Ergebnisse lagen uns leider nicht vor.

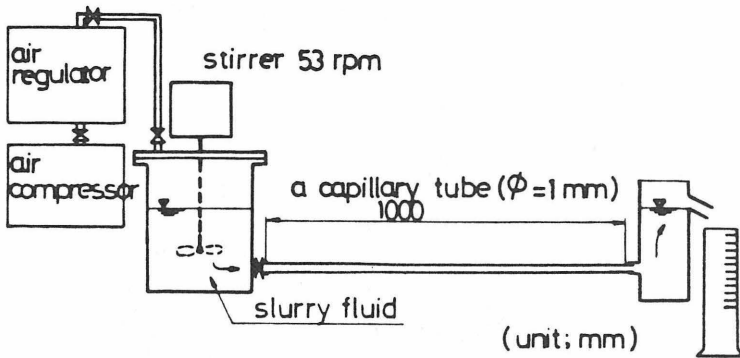


Bild 39: Capillary Flow Test nach Miki, Saito und Yamazaki (1977).

4.3.2 Statistische Auswertung vorhandener Laborversuche

Die physikalischen Eigenschaften einer Bentonitsuspension werden von mehreren Faktoren beeinflusst, die im Bild 40 zusammengestellt sind. Während einige dieser Einflußfaktoren unter Laborbedingungen konstant gehalten werden

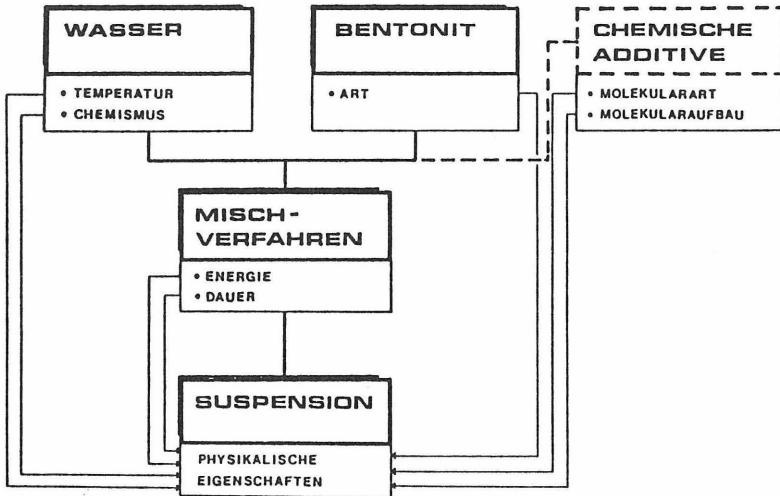


Bild 40: Einflüsse auf die physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen (Ruppert, 1982).

können (z.B. Temperatur des Wassers, Energie und Dauer des Mischverfahrens), ist dies unter Baustellenbedingungen nicht oder nur bedingt möglich. In keinem Fall können aber die Qualitätsschwankungen der handelsüblichen Bentonitsorten ausgeschaltet werden.

Um für eine Bauaufgabe eine erste Auswahl geeigneter Bentonite und Konzentrationen durchzuführen, ist u.a. die Kenntnis der damit zu erreichenden durchschnittlichen physikalischen Kennwerte notwendig. Diese Durchschnittswerte müssen neben den statistischen Meßfehlern der Geräte mindestens auch die Qualitätsschwankungen der untersuchten Bentonite enthalten.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die Durchschnittswerte für drei Bentonitsorten aus einigen der am Institut für Grundbau und Bodenmechanik im Jahre 1980/81 durchgeführten Labormessungen ermittelt. Diese Messungen enthalten alle der im Bild 40 genannten Einflüsse.

Ausgewertet wurden die Messungen an folgenden Bentonitsorten:

- Tixoten
- B 1
- Ultragel 180

Dabei wurden folgende physikalische Kennwerte berücksichtigt:

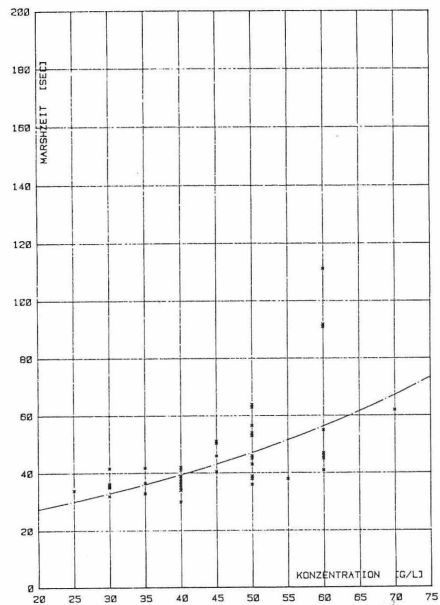
- Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
- Filterwasserabgabe
- Gelstärke mit dem FANN-Viskosimeter
und dem Shearometer
- Fließgrenze mit dem Pendelgerät

Die vorliegenden Messungen wurden mit Hilfe verschiedener Regressionsmodelle ausgewertet und in den Bildern 41 bis 45 dargestellt (unterschiedliche Maßstäbe beachten).

Ähnlich wie bei den bereits erwähnten Versuchen von RUPPERT (1982) sind die Streuungen der Meßergebnisse mit dem Marshtrichter, dem FANN-Viskosimeter und dem Pendelgerät geringer als bei den Messungen mit der Filterpresse und dem Shearometer. Die teilweise erheblichen Abweichungen vom Mittelwert sind neben der bereits beschriebenen Ungenauigkeit der Meßgeräte überwiegend auf die Qualitätsunterschiede zwischen verschiedenen Lieferungen einer Bentonitsorte zurückzuführen.

TIXOTON

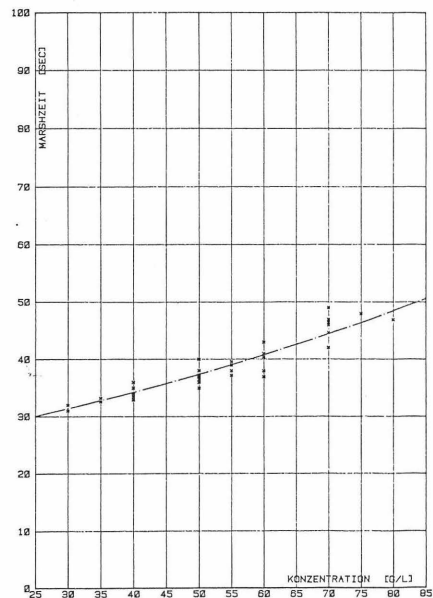
MARSHZEIT



FKT.: $Y=19,27 \cdot \exp(0,02 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0,66$

ERBSLOEH B1

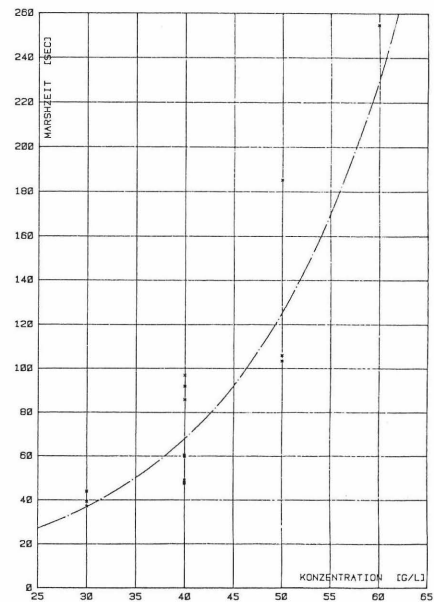
MARSHZEIT



FKT.: $Y=24,22 \cdot \exp(0,01 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0,94$

ULTRAGEL 180

MARSHZEIT

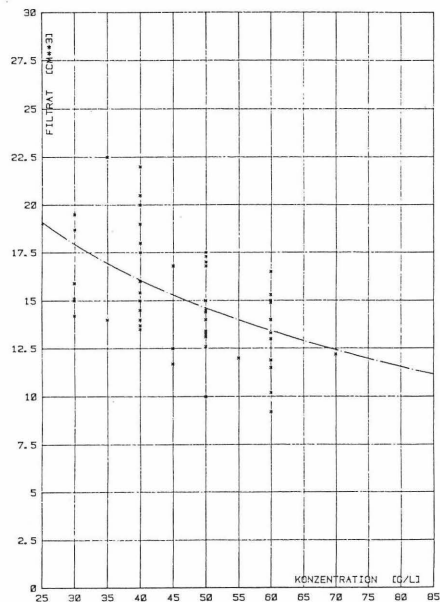


FKT.: $Y=5,94 \cdot \exp(0,06 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0,89$

Bild 41: Auslaufzeit aus dem Marshtrichter für verschiedene Bentonite und Konzentrationen

TIXOTON

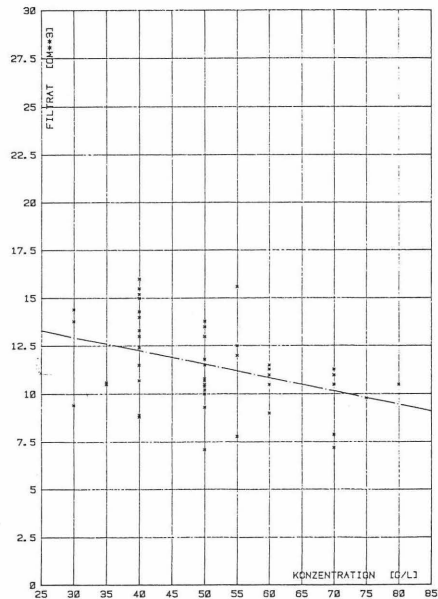
FILTERWASSERABGABE



FKT.: $Y = 40.07 - 0.51 \cdot \ln(X)$
KORR. KOEFF. $R = 0.51$

ERBSLOEH B1

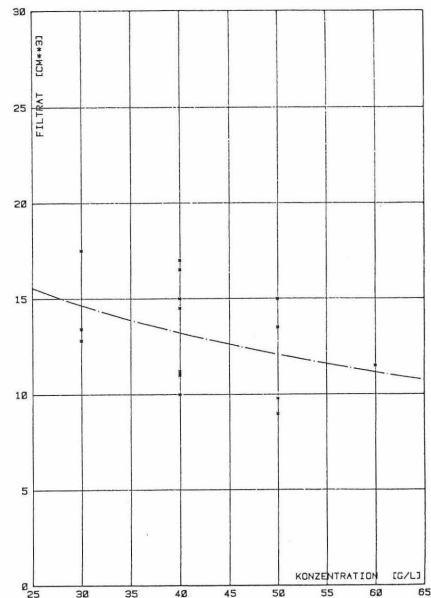
FILTERWASSERABGABE



FKT.: $Y = 15.04 - 0.7 \cdot X$
KORR. KOEFF. $R = 0.48$

ULTRAGEL 180

FILTERWASSERABGABE



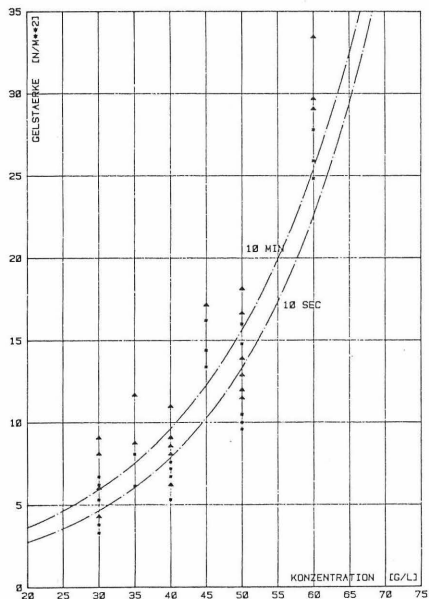
FKT.: $Y = 31.82 - 0.05 \cdot \ln(X)$
KORR. KOEFF. $R = 0.38$

Bild 42: Filterwasserabgabe verschiedener Bentonite und Konzentrationen

TIXOTON

GELSTAERKE

MESSUNG MIT FANN-VISKOSIMETER



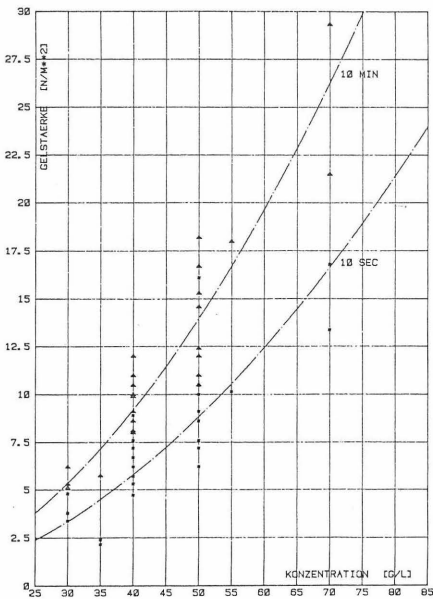
10 SEC > FKT.: $Y=0.96 \cdot \exp(0.05 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0.89$

10 MIN > FKT.: $Y=1.38 \cdot \exp(0.05 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0.87$

ERBSLOEH B1

GELSTAERKE

MESSUNG MIT FANN-VISKOSIMETER



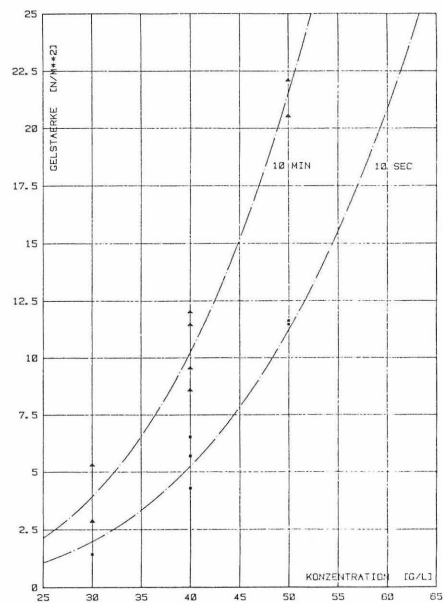
10 SEC > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{1.89}$
KORR. KOEFF. $R=0.82$

10 MIN > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{1.88}$
KORR. KOEFF. $R=0.83$

ULTRAGEL 180

GELSTAERKE

MESSUNG MIT FANN-VISKOSIMETER



10 SEC > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{3.40}$
KORR. KOEFF. $R=0.94$

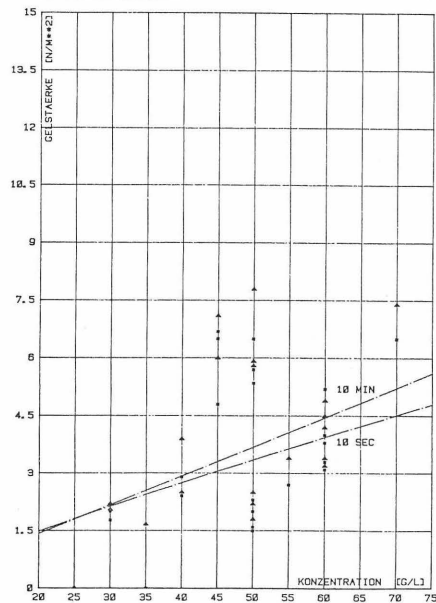
10 MIN > FKT.: $Y=0.21 \cdot X^{3.33}$
KORR. KOEFF. $R=0.96$

Bild 43: Fann-Gelstaerke verschiedener Bentonite und Konzentrationen

TIXOTON

GELSTAERKE

MESSUNG MIT SHEARMETER

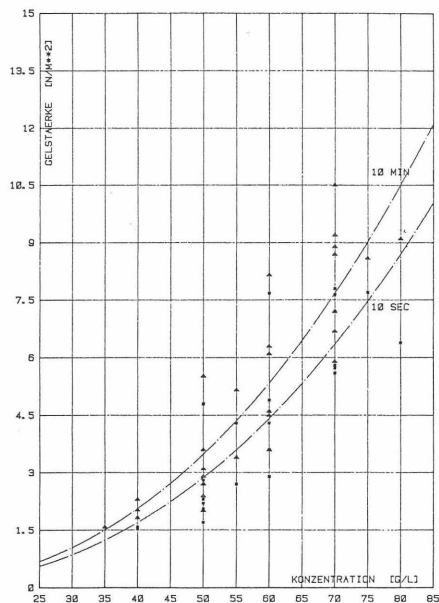


10 SEC > FKT.: $Y=0.10 \cdot X^{0.89}$ KORR. KOEFF. $R=0.36$
 10 MIN > FKT.: $Y=0.06 \cdot X^{1.04}$ KORR. KOEFF. $R=0.47$

ERBSLOEH B1

GELSTAERKE

MESSUNG MIT SHEARMETER

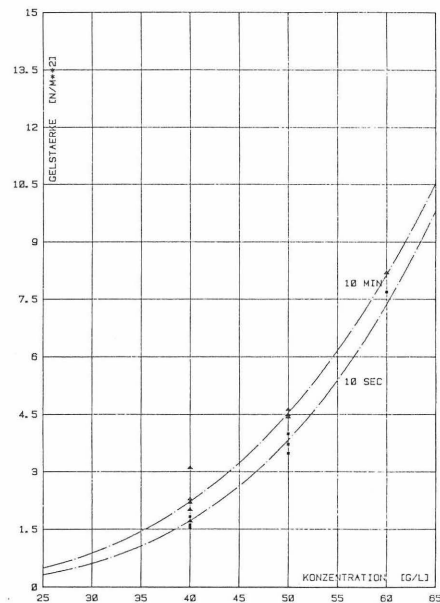


10 SEC > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{2.36}$ KORR. KOEFF. $R=0.85$
 10 MIN > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{2.35}$ KORR. KOEFF. $R=0.88$

ULTRAGEL 180

GELSTAERKE

MESSUNG MIT SHEARMETER



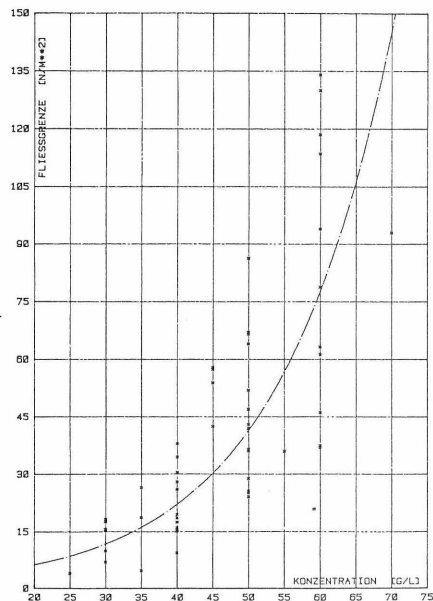
10 SEC > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{3.59}$ KORR. KOEFF. $R=0.98$
 10 MIN > FKT.: $Y=0.01 \cdot X^{3.21}$ KORR. KOEFF. $R=0.95$

Bild 44: Shearmeter-Gelstaerke verschiedener Bentonite und Konzentrationen

TIXOTON

FLIESSGRENZE

MESSUNG MIT PENDELGERÄT

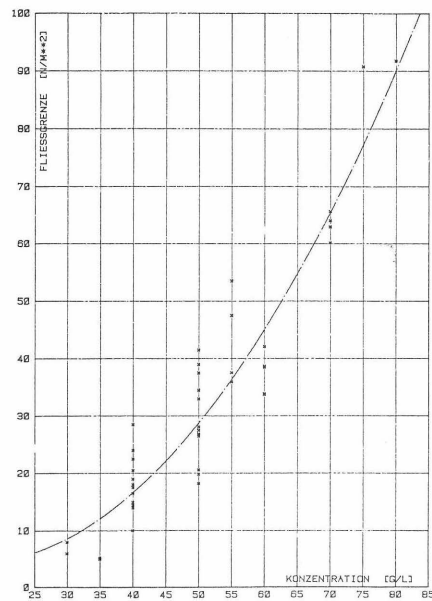


FKT.: $Y=1.79 \cdot \exp(0.05 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0.82$

ERBSLOEH B1

FLIESSGRENZE

MESSUNG MIT PENDELGERÄT

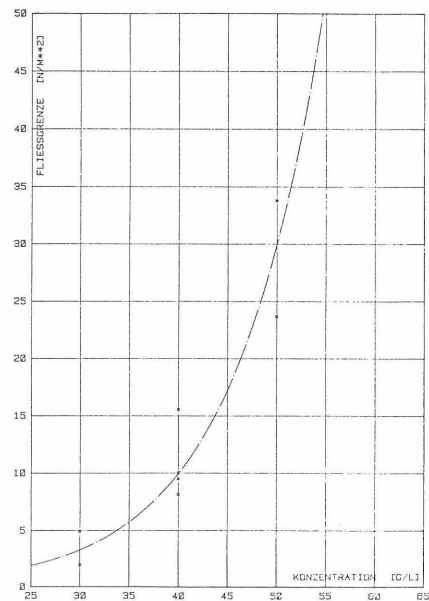


FKT.: $Y=0.47 \cdot \exp(0.02 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0.93$

ULTRAGEL 180

FLIESSGRENZE

MESSUNG MIT PENDELGERÄT



FKT.: $Y=0.12 \cdot \exp(0.11 \cdot X)$
KORR. KOEFF. $R=0.93$

Bild 45: Fließgrenze verschiedener Bentonite und Konzentrationen

Die dargestellten Funktionen können wegen der begrenzten Anzahl der Meßwerte - dies gilt besonders für die Ergebnisse mit Ultragel 180 - nur einen ersten Überblick über die durchschnittlichen physikalischen Eigenschaften der verschiedenen Suspensionen geben. Eine Tendenz ist aber in fast allen Diagrammen zu erkennen.

5. Experimentelle Untersuchungen im Labor

5.1 Versuche mit Bentonitsuspension

5.1.1 Bentonite

Alle Versuchsserien wurden an einem aktivierten Calcium-Bentonit (künstlicher Natrium-Bentonit, Handelsname Tixoton) durchgeführt. Baubentonite vergleichbarer Qualität und mit ähnlichen physikalischen Eigenschaften werden von allen deutschen Herstellern angeboten. Es sind die Baubentonite, die in der BRD im Spezialtiefbau am häufigsten eingesetzt werden und unseres Wissens für Schildvortriebe in der BRD bisher ausschließlich verwendet wurden.

Von diesem Bentonit wurden verschieden konzentrierte Suspensionen hergestellt, die im ausgequollenen Zustand, d.h. nach frühestens 24 Stunden, für die Versuche verwendet wurden. Der Bentonit wurde in Braunschweiger Leitungswasser (2,7° dH, 4° - 5° Gesamthärte) dispergiert.

5.1.2 Untersuchung des Eindringverhaltens

5.1.2.1 Versuchsdurchführung

Wie unter 3.2 beschrieben, hat das Eindringverhalten der Suspension in den anstehenden Boden einen entscheidenden Einfluß auf die innere und äußere Standsicherheit der Ortsbrust.

Das Eindringverhalten von Bentonitsuspension für die Schlitzwandbauweise wird nach DIN 4127 im Permeameter nach Müller-Kirchenbauer untersucht. Die Übertragung des Eindringverhaltens im Permeameter (hydrostatische Druckhöhe i.a. kleiner als 50 cm) auf das Eindringverhalten an der Ortsbrust (hydrostatische Druckhöhe beim Sammler Harburg z. B. größer als 1500 cm) setzt voraus, daß der Stagnationsgradient für einen Boden konstant und von der hydrostatischen Druckhöhe unabhängig ist. Diese Annahme sollte durch druckabhängige Eindringversuche überprüft werden.

Durch die Abbauwerkzeuge an der Ortsbrust werden Teile des Filterkuchens und des Eindringbereichs ständig zerstört und müssen sofort neu gebildet werden. Die Eindringung in den Boden und bzw. oder die Bildung des Filterkuchens sollen möglichst schnell ablaufen. Für die Beurteilung des Suspensionsverhaltens an der Ortsbrust ist also die Kenntnis über den zeitlichen Verlauf des Eindringvorganges notwendig.

Für die Durchführung der Versuche wurde das im Bild 46 dargestellte modifizierte Permeameter entwickelt. Im Gegensatz zu dem unter 4.3.1.1 beschriebenen Permeameter kann hier der Suspensionsdruck stufenlos bis 2,0 bar und ein Wassergegendruck ebenfalls bis 2,0 bar stufenlos geregelt werden.

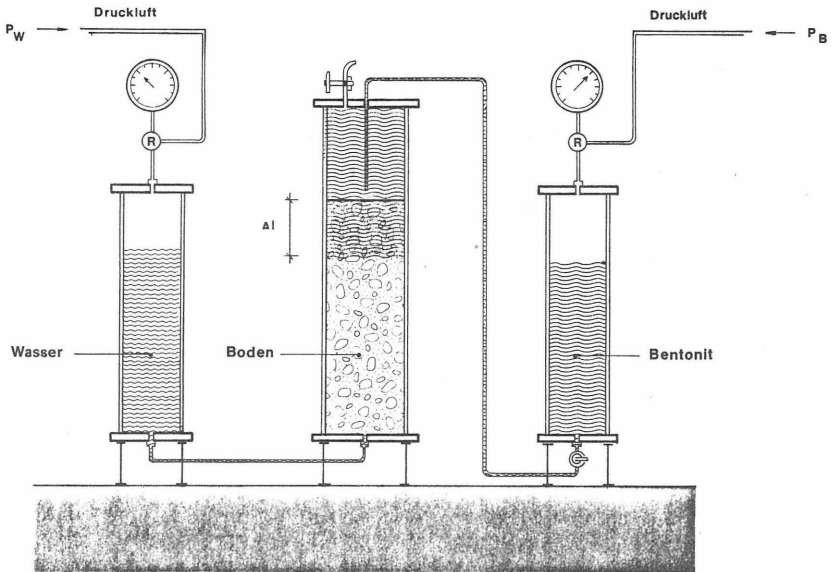


Bild 46: Modifiziertes Permeameter

Kernstück der Versuchsanlage sind drei Plexiglaszylinder, die durch ein Schlauchsystem miteinander verbunden sind. Gesteuert wird die Anlage über Druckluft. Der mit dem Testboden gefüllte Zylinder hatte eine Höhe von 100 cm, die mit Wasser bzw. Bentonitsuspension gefüllten Zylinder von 60 cm. Der Durchmesser war mit 30 cm für alle Zylinder gleich.

Der Versuchsboden sollte weitestgehend mit den in der Tunnelachse des Sammlers Harburg anstehenden Böden übereinstimmen. Für die Versuche wurden zwei Böden ausgewählt, die kornanalytisch in folgender Weise beschrieben werden:

Boden 1: Grobsand, mittelsandig, feinkiesig

$$d_{10} = 0,4 \text{ mm}$$

$$U = 3,2$$

$$\max d = 9 \text{ mm}$$

Boden 2: Fein- und Mittelkies

$$d_{10} = 4 \text{ mm}$$

$$U = 1,7$$

$$\max d = 20 \text{ mm}$$

Die Kornverteilungskurven der Böden sind im Bild 47 dargestellt. Nachdem erste Vorversuche zeigten, daß beim Versuchsboden 1 die Probenhöhe kleiner als die Eindringlänge bei den größten hydrostatischen Drücken war, wurden alle Versuche mit dem Boden 1 durchgeführt. Die Kornverteilungskurve dieses Bodens liegt innerhalb des Körnungsbandes des abgebauten Bodens. Für die Versuchsdurchführung wurde der große Zylinder mit dem trockenen Boden gefüllt. Der Einbau des Bodens mußte sorgfältig ausgeführt werden, da sich solche gemischtkörnigen Böden leicht entmischen.

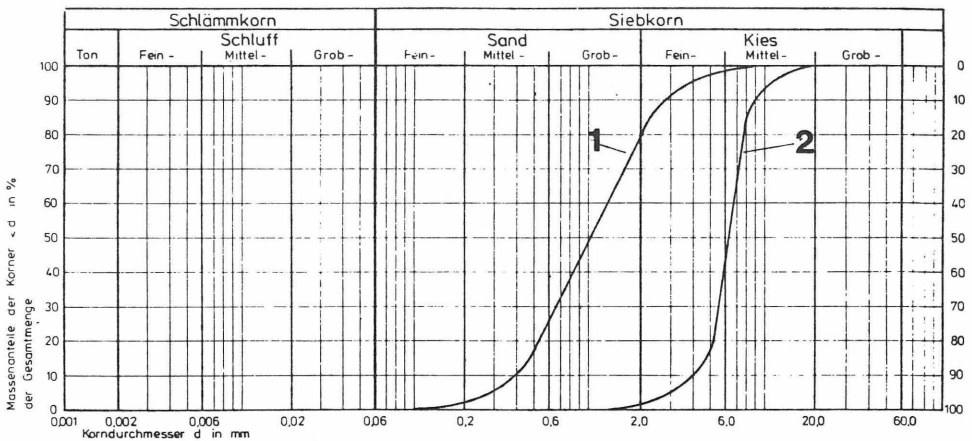


Bild 47: Kornverteilungskurven der Versuchsböden

Um ein Zusetzen der unteren Austrittsöffnung mit den Feianteilen des Bodens zu verhindern, wurde der Boden des Zylinders mit einer Filtermatte abgedeckt. Darüber wurde als weitere Filterschicht eine ca. 5 cm starke Kiesschüttung eingebracht.

Der Boden konnte nun von unten nach oben mit Wasser gesättigt werden. Anschließend wurde die Bentonitsuspension in den Zylinder gedrückt. Die verdrängte Luft konnte über den Entlüftungshahn im oberen Deckel entweichen.

Die Bentonitsuspension wurde bei allen Versuchen mit einem Druck von 1,1 bar und der Wasserdruck mit 0,6 bar, 0,8 bar und 1,1 bar gegen die Bodenoberfläche gedrückt. Die wirksame Druckdifferenz betrug damit 0,3 bar, 0,5 bar oder 1,0 bar. Nach dem Öffnen des unteren Absperrhahnes konnte die Bentonitsuspension in den Boden eindringen (Bild 48). Dieser Eindringvorgang wurde über den Zeitraum von 30 Minuten beobachtet, wobei sowohl die Eindringlänge L_B als auch die verdrängte Wassermenge V_W registriert wurden.

Erste Vorversuche bestätigten die Beobachtungen von Ruppert (1982), daß sich die Stagnationsgradienten voneinander unterscheiden, ob die Eindringungslänge direkt oder indirekt über die auslaufende Wassermenge bestimmt wird (Bild 49). Der Grund dafür liegt in dem bevorzugten Eindringen der Suspension an den Zylinderwandungen. Entsprechend sind die Stagnationsgradienten bei direkter Messung kleiner (größere Eindringtiefe) als bei indirekter Bestimmung.

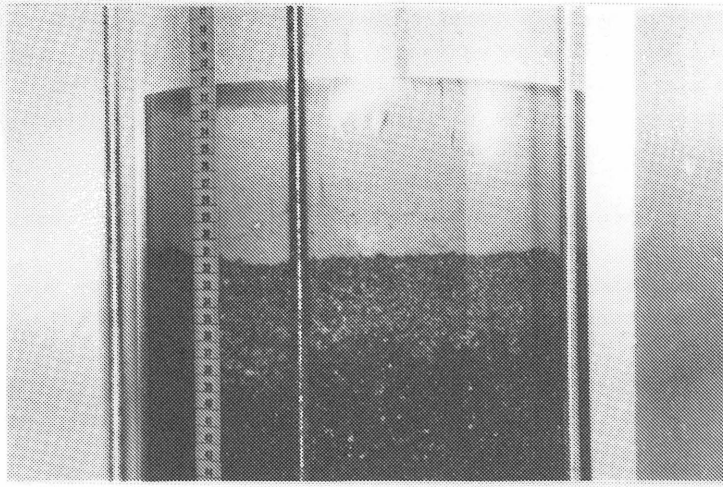


Bild 48: Permeameter-Versuch

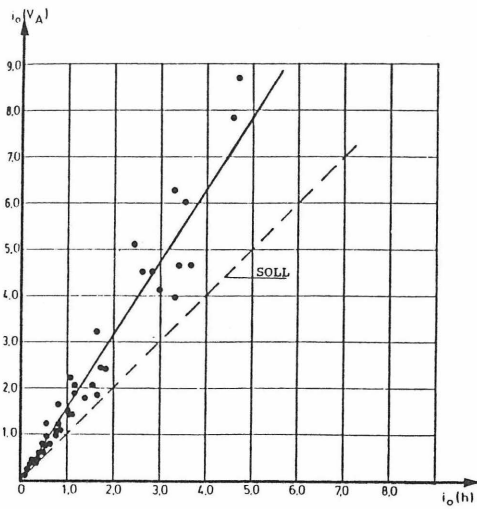


Bild 49: Stagnationsgradienten berechnet aus der Eindringung (L_B) und der verdrängten Wassermenge (V_W)

5.1.2.2 Zeitlicher Verlauf des Eindringvorganges

In den folgenden Diagrammen ist der Stagnationsgradient über der linearen Zeitachse aufgetragen. Die Bilder 50 bis 53 zeigen $i = f(t)$ in Abhängigkeit von der hydrostatischen Druckhöhe.

Bei der Beurteilung der dargestellten Versuchsergebnisse muß beachtet werden, daß sich der Stagnationsgradient umgekehrt proportional zur Eindringung verhält. Der dimensionslose Stagnationsgradient wurde über die Eindringtiefe und die verdrängte Wassermenge berechnet. In der Auswertung der Einzelversuche wurden beide Ergebnisse dargestellt. In den Bildern 50 bis 53 sind nur die über die Eindringtiefe L_B der Suspension ermittelten Stagnationsgradienten dargestellt.

Die Betrachtung der Versuchsergebnisse zeigt, daß fast unabhängig von der Suspensionskonzentration aber auch nahezu unabhängig von der hydrostatischen Druckhöhe, der Endwert der Eindringung und damit ein konstanter Stagnationsgradient bereits nach 2 bis 3 Minuten erreicht wird.

Der Einfluß der Bentonitkonzentration auf den Endwert des Stagnationsgradienten ist aus den Bildern 50 bis 53 deutlich zu erkennen. Mit steigendem Bentonitgehalt und damit wachsender Scherfestigkeit dringt die Suspension weniger in den Boden ein, d.h. der Stagnationsgradient wird größer.

Ruppert (1982) hat darüberhinaus nachgewiesen, daß das Eindringverhalten auch von der Bentonitsorte beeinflusst wird. Die von ihm angegebenen Zeit-Eindring-Beziehungen stimmen qualitativ mit den von uns angegebenen Funktionen gut überein.

STAGNATIONSGRADIENTEN I_0 (LB)

BEI VERSCHIEDENEN DRUECKEN

BENTONITKONZENTRATION 3%

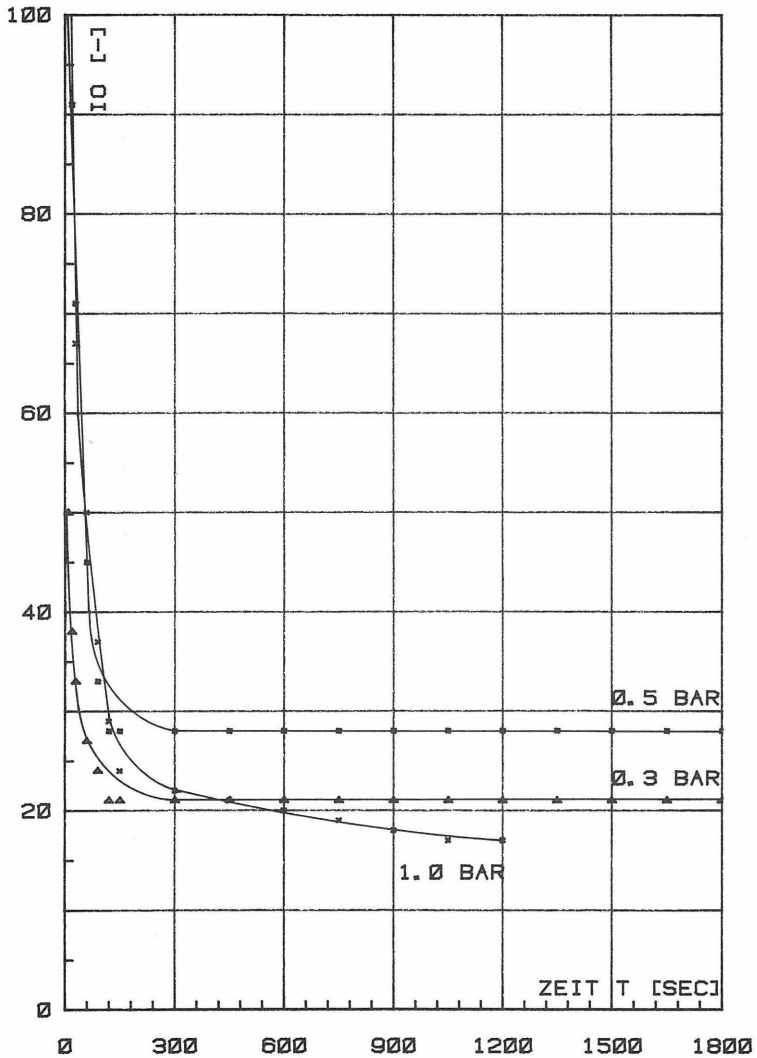


Bild 50: Stagnationsgradient I_0 bei verschiedenen Drücken
als Funktion der Zeit

STAGNATIONSGRADIENTEN I_0 (LB)

BEI VERSCHIEDENEN DRUECKEN

BENTONITKONZENTRATION 4%

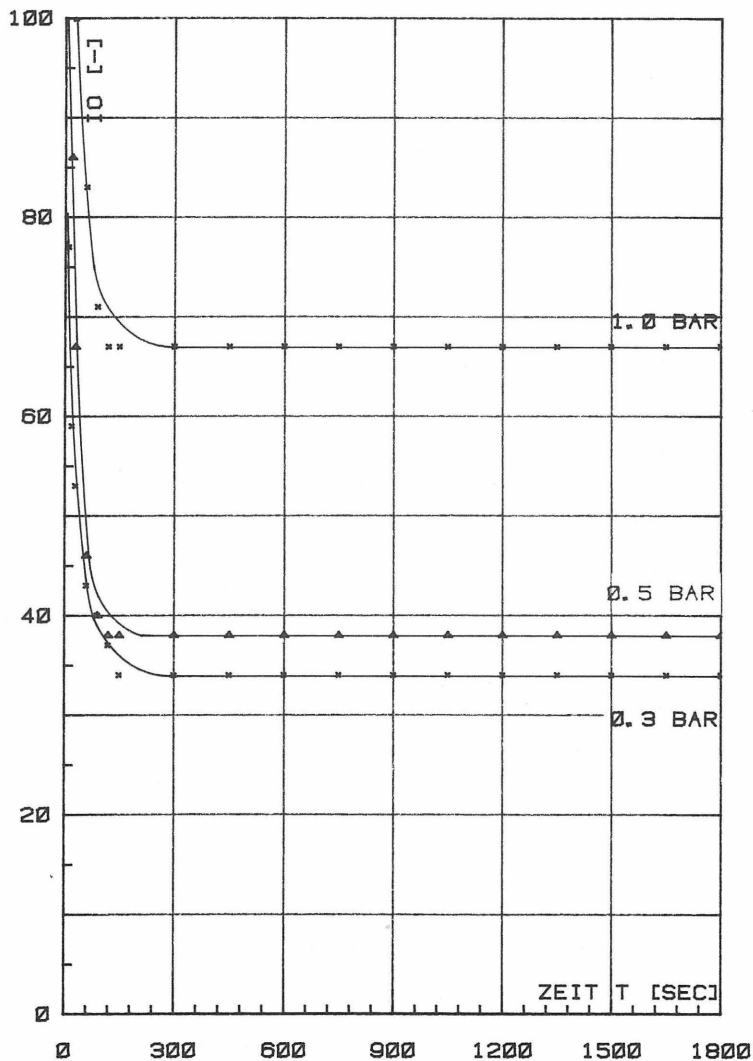


Bild 51: Stagnationsgradient I_0 bei verschiedenen Drücken als Funktion der Zeit

STAGNATIONSGRADIENTEN I_0 (LB)

BEI VERSCHIEDENEN DRUECKEN

BENTONITKONZENTRATION 5%

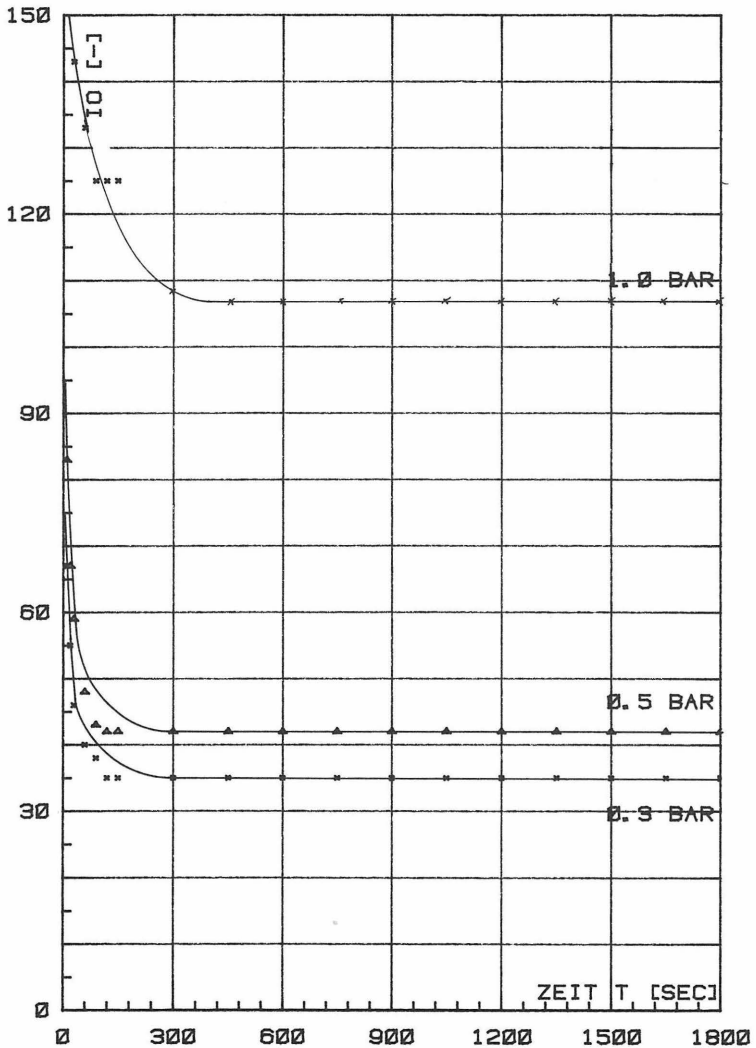


Bild 52: Stagnationsgradient I_0 bei verschiedenen Drücken als Funktion der Zeit

STAGNATIONSGRADIENTEN I_0 (LB)

BEI VERSCHIEDENEN DRUECKEN

BENTONITKONZENTRATION 6%

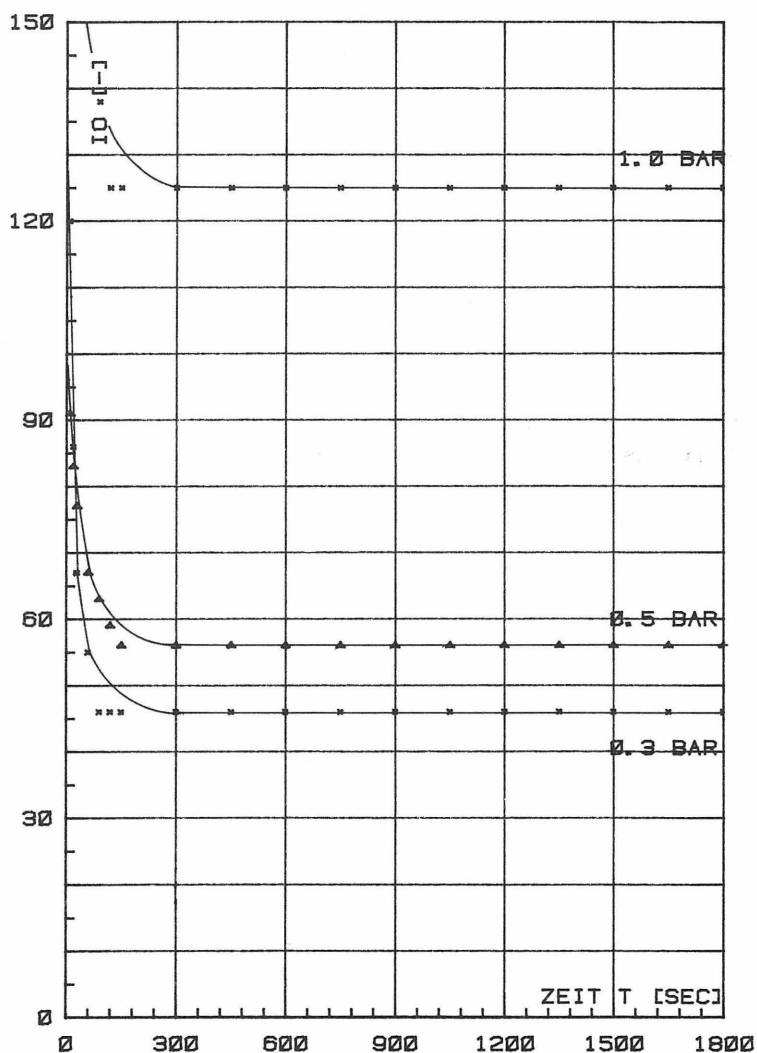


Bild 53: Stagnationsgradient I_0 bei verschiedenen Drücken als Funktion der Zeit

Eine abgesicherte Beziehung zwischen dem Stagnationsgradienten und der hydrostatischen Druckhöhe konnte nicht abgeleitet werden. Die Versuche mit Drücken von 0,3 und 0,5 bar lassen zwar eine Druckunabhängigkeit des Stagnationsgradienten erkennen, bei Drücken von 1,0 bar wird aber ein überproportionaler Anstieg sichtbar.

Diese scheinbare Druckabhängigkeit muß bei großen hydrostatischen Druckhöhen auf Filtervorgänge innerhalb der Eindringzone zurückgeführt werden. Unter den großen Drücken filtert die Suspension Wasser ab. Dadurch verringert sich in Teilen der Eindringzone die Suspensionskonzentration. Dies führt wiederum zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit und letztlich zu einer verringerten Eindringung in den Boden.

Für eine abgesicherte Erklärung des beschriebenen Sachverhaltes müssen weitere Versuche mit möglichst vielen unterschiedlichen Druckhöhen durchgeführt werden.

5.1.3 Untersuchung der Filterkuchenbildung und der Filterwasserabgabe

5.1.3.1 Versuchsdurchführung

Die Filterwasserabgabe und der sich bildende Filterkuchen beeinflussen die Standsicherheit der flüssigkeits-, insbesondere aber der luftdruckgestützten Ortsbrust. Eine genaue Kenntnis der Filterwasserabgabe und der sie beeinflussenden Faktoren ist daher unerlässlich.

Das Filtrationsverhalten einer Bentonitsuspension wird nach DIN 4127 in der Filterpresse untersucht und durch die Filterwasserabgabe nach 7,5 Minuten bei 7,0 bar beschrieben. Die Druckverhältnisse stimmen damit i.a. nicht mit denen an der Ortsbrust überein. Darüberhinaus liefert dieser Versuch nur einen Kennwert für eine Suspension.

Die in der Filterpresse durchgeführten Versuche (Sehrbrock, 1982) sollten Auskunft über den zeitlichen Verlauf der Filterwasserabgabe und den Einfluß des Druckes sowie der Suspensionskonzentration geben.

Der Bentonit wurde in Wasser zu 3%, 4%, 5%, und 6% Suspension dispergiert. Die Versuche wurden mit Drücken von 0,5; 1,0; 2,0; 4,0; und 7,0 bar durchgeführt. Beobachtet wurde die Filterwasserabgabe über den Zeitraum von einer Stunde.

Für die Untersuchung des Einflusses von Sandbeimengungen auf die Filterwasserabgabe wurde in einer weiteren Versuchsserie den Bentonitsuspensionen jeweils 10, 50, 100, 200, 300, und 500 g/l Mittelsand zugesetzt. Diese Mischungen wurden in der Standard-Filterpresse zur Bestimmung der Filterwasserabgabe (7,5 Minuten mit 7,0 bar) geprüft.

5.1.3.2 Einfluß von Bentonitgehalt und Druck auf den zeitlichen Verlauf der Filterwasserabgabe

In den folgenden Diagrammen ist die Filterwasserabgabe über die lineare Zeitachse aufgetragen. In den Bildern 54 bis 57 ist dieser Zusammenhang für verschiedene Bentonitkonzentrationen und unterschiedliche Drücke dargestellt.

Die eingetragenen Meßwerte sind jeweils die Mittelwerte aus drei Einzelversuchen.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Filterwasserabgabe mit der Zeit stark abnimmt. Diese Abhängigkeit läßt sich durch eine Potenzfunktion gut beschreiben (Korrelationskoeffizient zwischen 0,99 und 1,00). Nach 25 % der Versuchsdauer sind bereits ca. 50% der Gesamtwassermenge (nach 1 h Versuchsdauer) abgepreßt.

Der Einfluß des Bentonitgehaltes auf die Filterwasserabgabe ist deutlich zu erkennen. Mit zunehmender Konzentration werden die Suspensionen stabiler und haben damit eine geringere Filterwasserabgabe.

\ Die Druckabhängigkeit der Filterwasserabgabe ist ebenfalls
/ deutlich zu erkennen. Mit steigendem Druck filtern die Suspensionen einheitlich mehr Wasser ab.

Die bereits diskutierten Versuchsergebnisse wurden in weiteren Diagrammen dargestellt. Die Bilder 58 bis 61 zeigen die Filterwassermenge als Funktion des Druckes. Diese Darstellungen zeigen, daß der Einfluß des Bentonitgehaltes und des Druckes auf die Filterwassermenge nahezu linear ist. Der Einfluß des Prüfdruckes auf die Filterwasserabgabe verringert sich dabei mit steigendem Bentonitgehalt der Suspension.

TIXOTON
3%

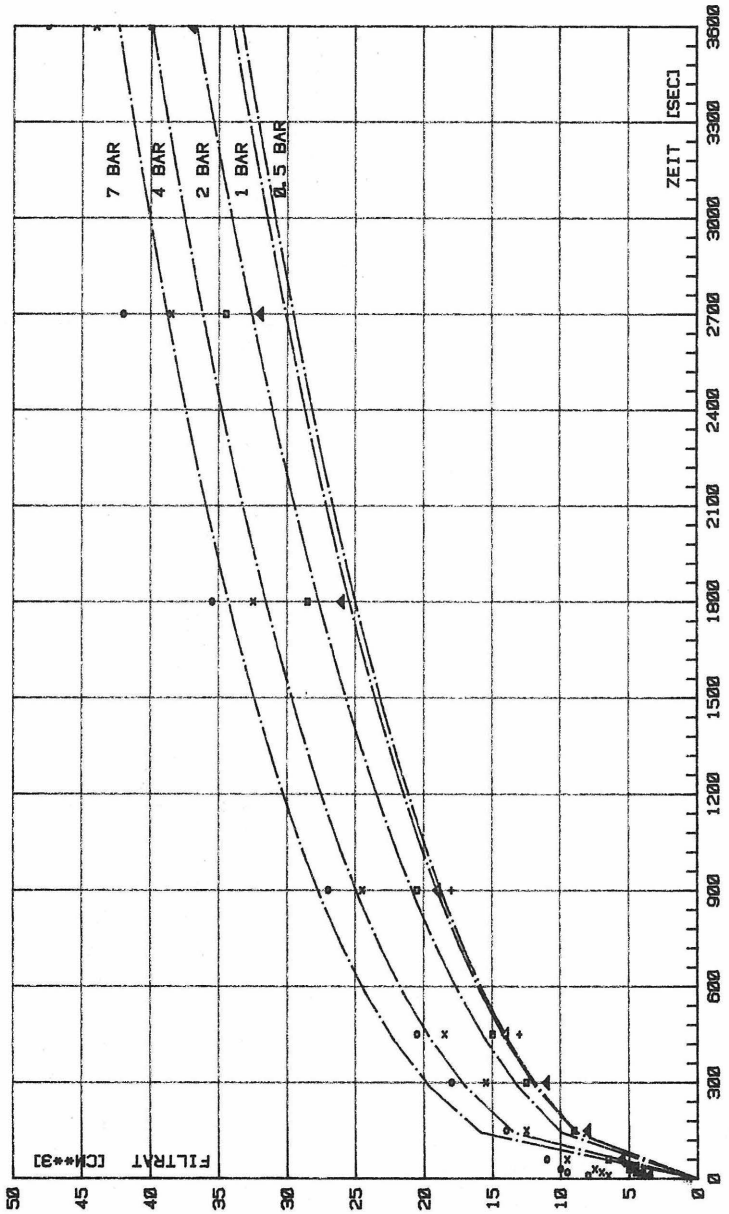


Bild 54: Filterwasserabgabe bei verschiedenen Prüfdrücken
als Funktion der Zeit. Bentonitgehalt: 3 %

TIXOTON
4%

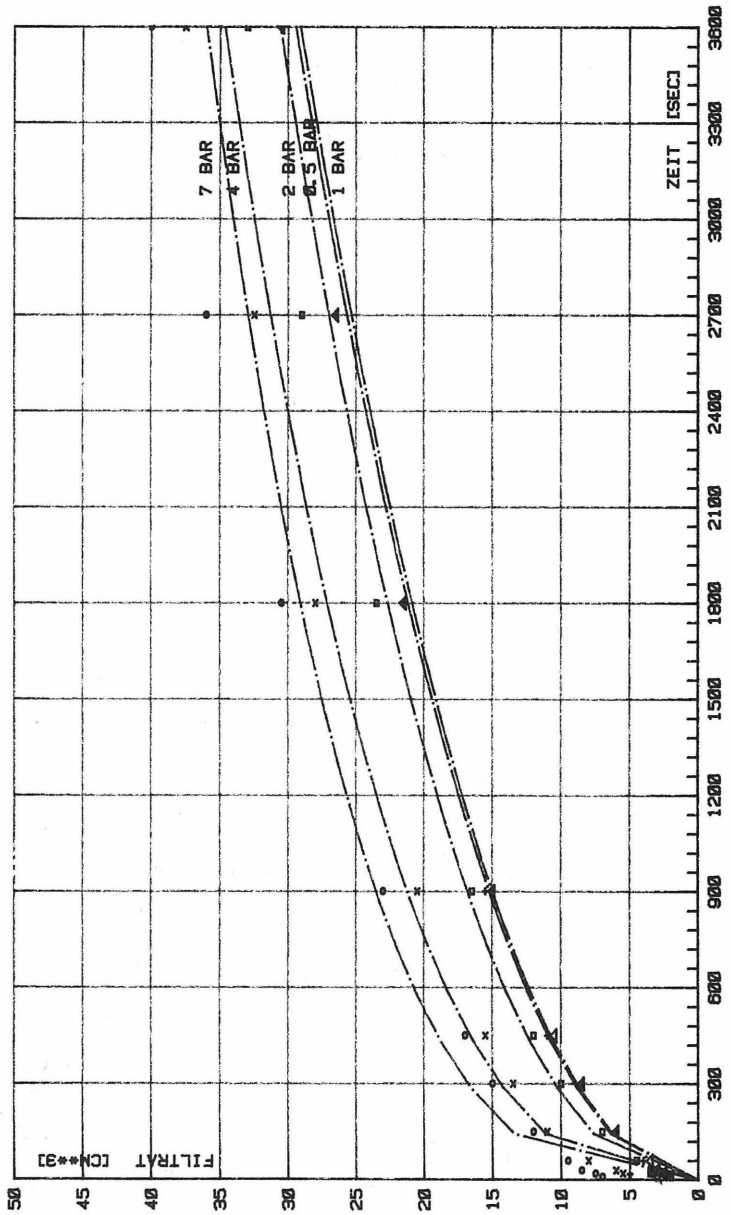


Bild 55: Filterwasserabgabe bei verschiedenen Prüfdrücken als Funktion der Zeit. Bentonitgehalt: 4 %

TIXOTON
5%

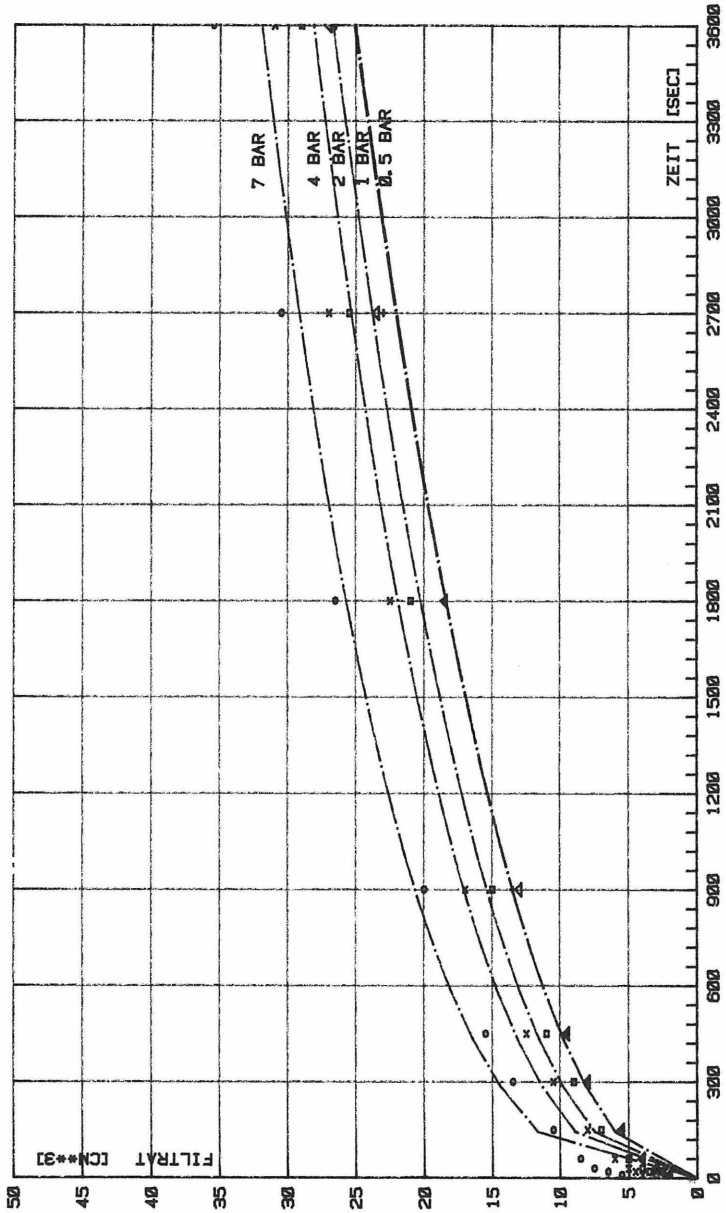


Bild 56: Filterwasserabgabe bei verschiedenen Prüfdrücken
als Funktion der Zeit. Bentonitgehalt: 5 %

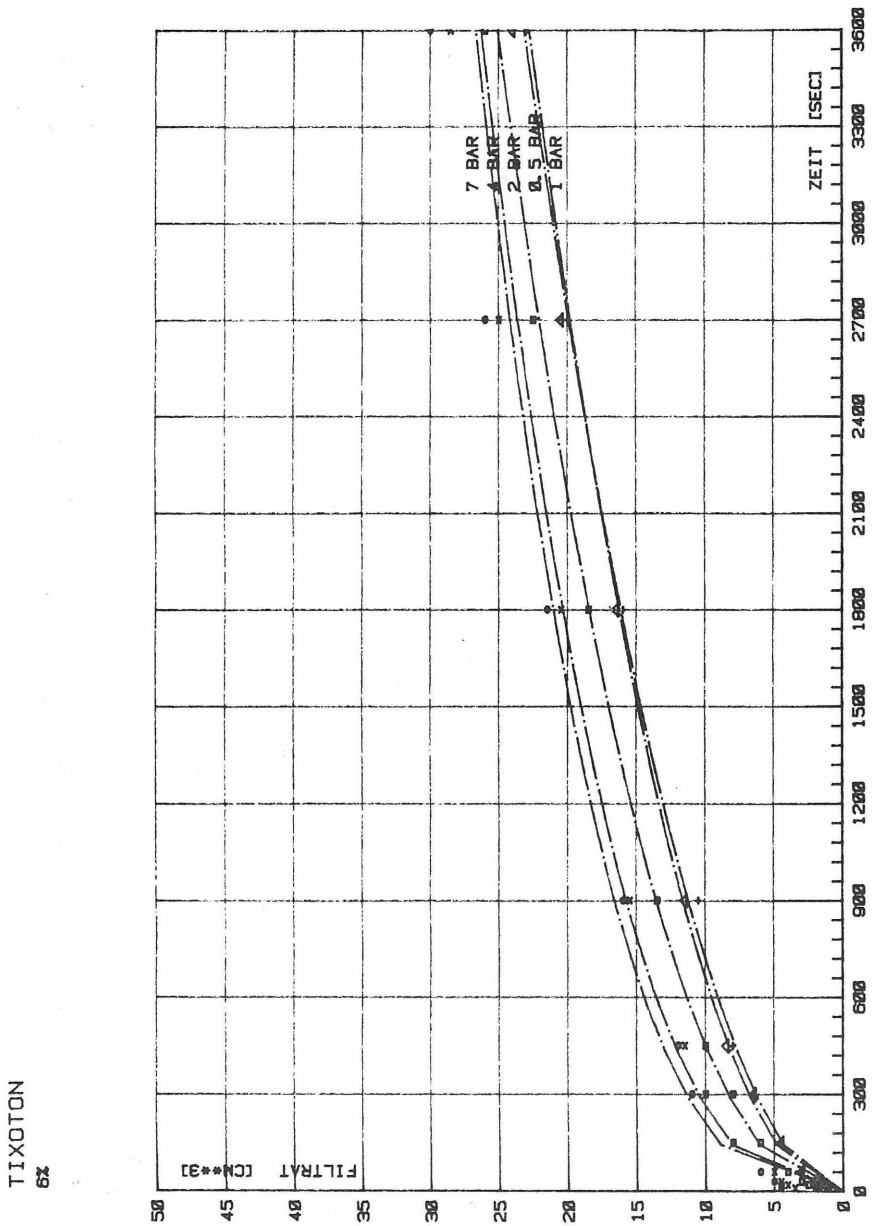


Bild 57: Filterwasserabgabe bei verschiedenen Prüfdrücken als Funktion der Zeit. Bentonitgehalt 6 %

TIXOTON
3%

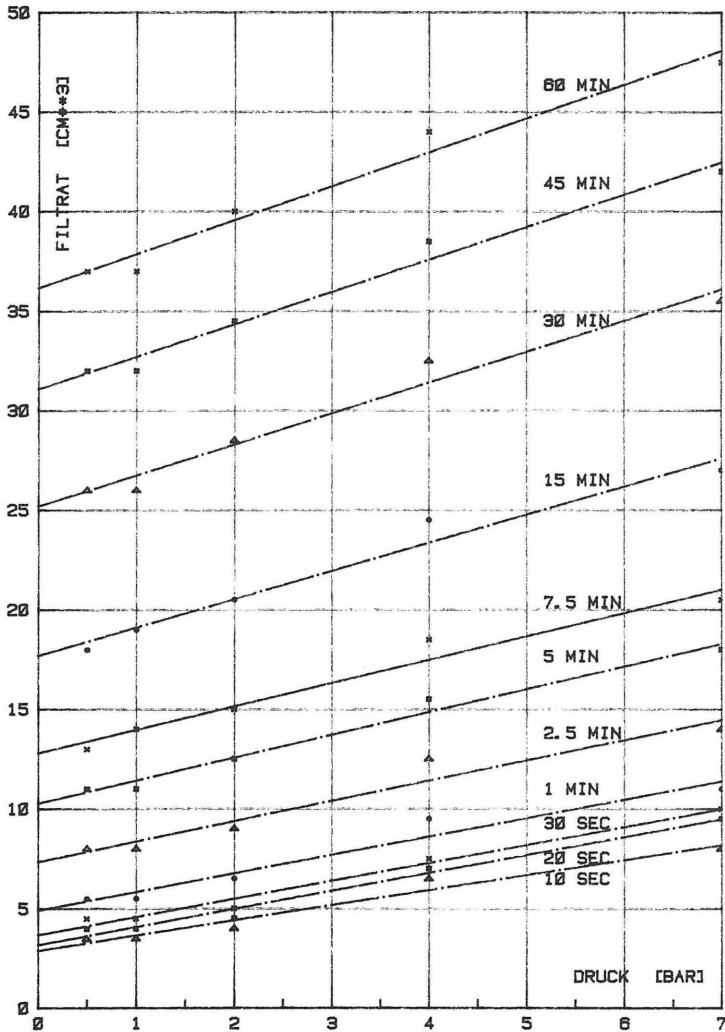


Bild 58: Filterwasserabgabe als Funktion des Prüfdruckes
Bentonitgehalt: 3 %

TIXOTON
4%

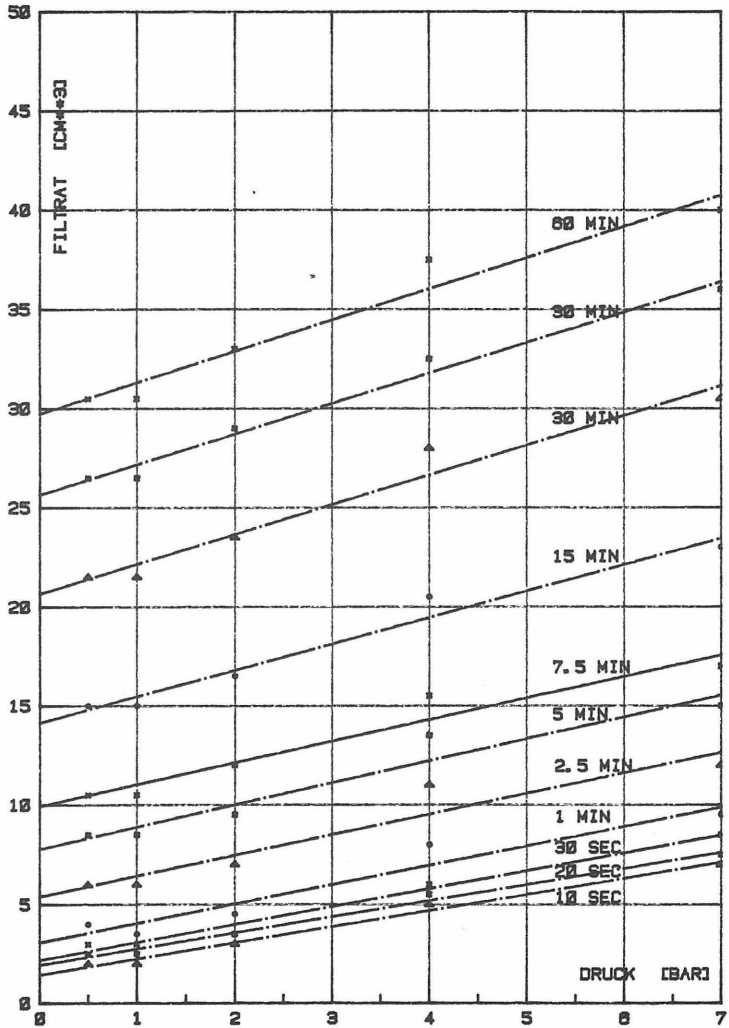


Bild 59: Filterwasserabgabe als Funktion des Prüfdruckes
Bentonitgehalt: 4 %

TIXOTON
5%

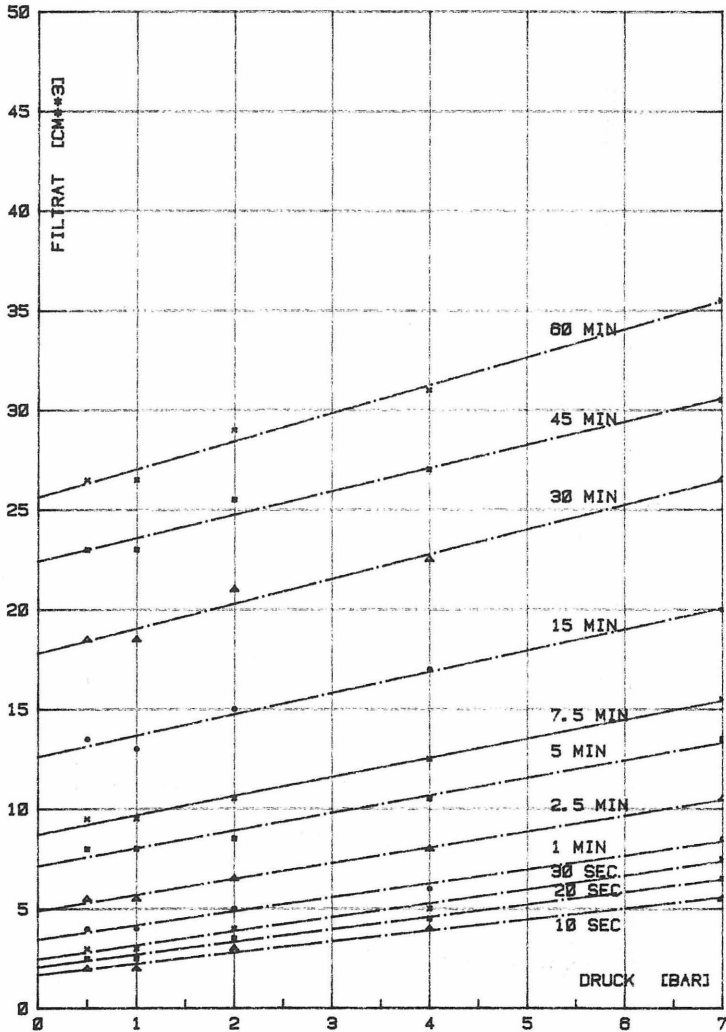


Bild 60: Filterwasserabgabe als Funktion des Prüfdruckes
Bentonitgehalt: 5 %

TIXOTON
6%

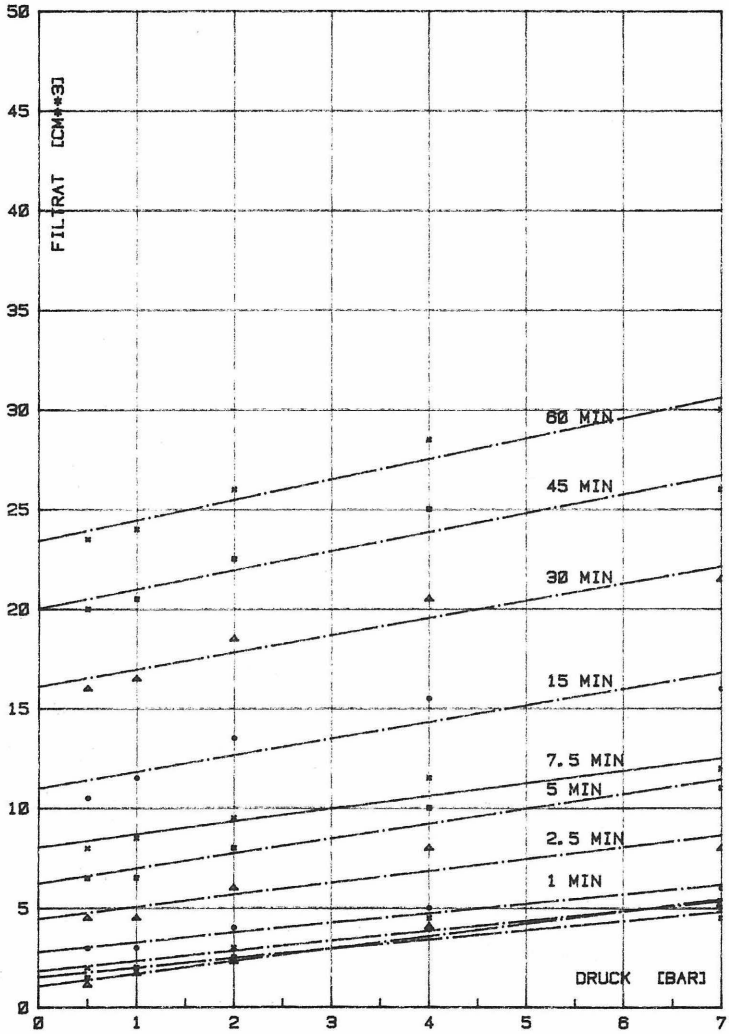


Bild 61: Filterwasserabgabe als Funktion des Prüfdruckes
Bentonitgehalt: 6 %

5.1.3.3 Einfluß von Sandbeimengungen auf die Filterwasser- abgabe

Die Versuchsergebnisse sind im Bild 62 als Funktion des Sandgehaltes und im Bild 63 als Funktion des Bentonitgehaltes aufgetragen.

Die Diagramme lassen erkennen, daß sich der Einfluß des Sandes bei geringen Bentonitkonzentrationen deutlicher bemerkbar macht, als bei höheren Bentonitgehalten. Bei der 6 %-igen Suspension waren keine Veränderungen zu bemerken.

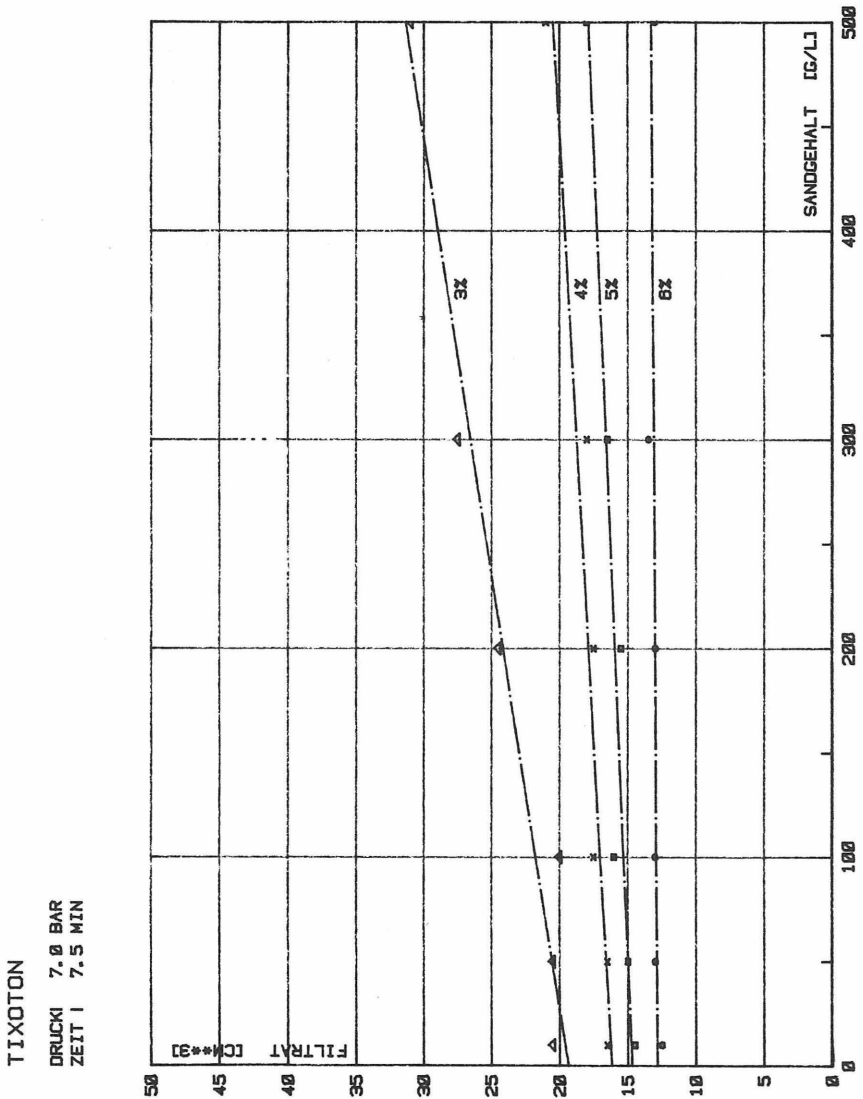


Bild 62: Filterwasserabgabe in Abhängigkeit vom Bentonit- und Sandgehalt.

TIXOTON

DRUCKI 7,0 BAR
ZEIT I 7,5 MIN

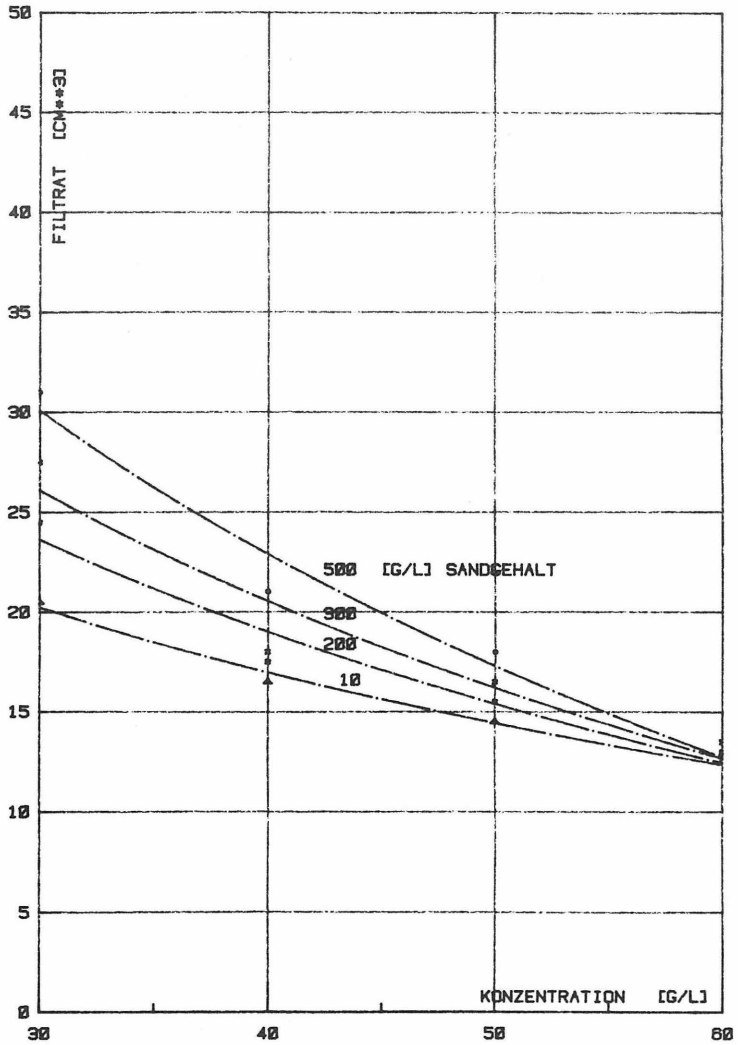


Bild 63: Filterwasserabgabe in Abhängigkeit vom Bentonit- und Sandgehalt

5.1.4 Luft- und Wasserdurchlässigkeit von Filterkuchen

5.1.4.1 Allgemeines

Für die Durchführung von Reparaturen und zum Bergen von Hindernissen wird bei allen deutschen Suspensionsschilden die Stützflüssigkeit abgesenkt und durch Druckluft ersetzt. Um den Erd- und Wasserdruck für die Dauer dieser Arbeiten sicher stützen zu können, muß ein ausreichend stabiler Filterkuchen als druckübertragende Membran an der Ortsbrust vorhanden sein (siehe 3.2). Dieser Filterkuchen muß während des Vortriebs von der Bentonitsuspension gebildet werden und während des Absenkvorganges unbeschädigt an der Ortsbrust zurückbleiben.

Die Filterwasserabgabe von Bentonitsuspensionen und die damit stattfindende Filterkuchenbildung wurde unter 5.1.3 untersucht. Sie waren von der hydrostatischen Druckhöhe und dem Bentonitgehalt abhängig und können dementsprechend auch beeinflußt werden.

Vergleichbare Untersuchungen über die Luftdurchlässigkeit des Filterkuchens an der Ortsbrust gibt es unseres Wissens nicht. Beobachtungen vor Ort haben gezeigt, daß der zunächst gelartige Filterkuchen im Laufe der Zeit austrocknet, spröde wird und zunehmend Risse bekommt. Durch diese Risse kann die Druckluft in den Boden strömen. Im Extremfall bildet sich dort ein Strömungstrichter nach Bild 24 aus. Dadurch kommt es zu einem Mehrverbrauch von Druckluft, Setzungen an der Bodenoberfläche und im ungünstigsten Fall zu einem Einsturz der Ortsbrust.

Um dies zu vermeiden, müssen die dichtenden Eigenschaften der Filterkuchen und die sie beeinflussenden Faktoren bekannt sein. Hierzu gehört vor allem die Abhängigkeit der Luftdurchlässigkeit von der Zeit, um so die Standzeit der luftdruckgestützten Ortsbrust abschätzen zu können.

5.1.4.2 Versuche in der Standard-Filterpresse

5.1.4.2.1 Versuchsdurchführung

Die Versuche zur Ermittlung der Luftdurchlässigkeit von Bentonitfilterkuchen wurden zunächst in der Standard-Filterpresse durchgeführt. Für die Messung von Luftmengen wurde die bereits unter 4.3.1.4 beschriebene Filterpresse mit einem Luftmengenmeßgerät ausgestattet (Bild 64). Das Luftmengenmeßgerät zeigt den Luftdurchgang in Volumeneinheiten je Zeiteinheit an. Es kann auf verschiedene Genauigkeitsstufen eingestellt werden.

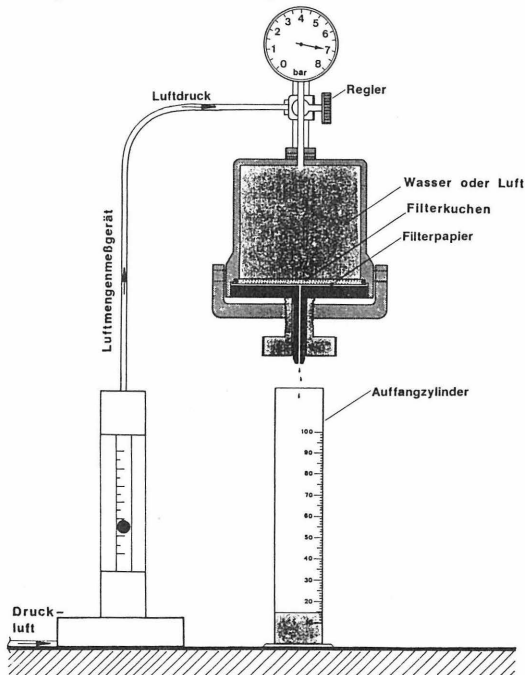


Bild 64: Filterpresse mit Luftmengenmeßgerät

Die Versuche wurden mit Filterdrücken von 1,0 bar, 2,0 bar, 4,0 bar und 7,0 bar durchgeführt. Für alle Versuche wurde eine 4 %-ige Tixoton-Suspension verwendet. Diese Suspension wurde unter den genannten Drücken 7,5 min, 15 min, 30 min

und 60 min auf ihre Filterwasserabgabe geprüft (Versuche nach 5.1.3). Anschließend wurde die Bentonitsuspension abgepumpt und der zurückbleibende Filterkuchen 30 Minuten lang auf seine Luft- bzw. in einigen Vorversuchen auf seine Wasserdurchlässigkeit geprüft. Der Luftdruck wurde auf den zuvor benutzten Filterdruck eingestellt.

Die Vorversuche mit Wasser sollten zeigen, ob eine Übertragung der Wasserdurchlässigkeit eines Filterkuchens auf die Luftdurchlässigkeit möglich ist. Das Versuchsmedium Wasser hat durch seine Inkompressibilität viele versuchstechnische Vorteile und würde dadurch eine große Versuchszahl ermöglichen. Darüberhinaus wäre damit eine routinemäßige Untersuchung auf Baustellen möglich.

5.1.4.2.2 Wasserdurchlässigkeit

Die in Abhängigkeit vom Bentonitgehalt und der Vorlaufzeit zur Bildung des Filterkuchens ermittelten Wasserdurchlässigkeiten sind in den Bildern 65 bis 68 als Funktion der Versuchsdauer dargestellt. Die Versuchszeit bezieht sich hier ausschließlich auf den Zeitraum nach dem Aufbringen des Wasserdruckes. Es muß beachtet werden, daß der Wasserdurchgang als Summenlinie dargestellt ist.

Die Bilder 65 bis 68 zeigen deutlich den Einfluß des Filterkuchenalters (Dauer der Filterkuchenbildung) auf seine Wasserdurchlässigkeit. Wurde die Bentonitsuspension vor dem Wasserdurchlässigkeitsversuch lange auf ihre Filterwasserabgabe geprüft, konnte sie einen entsprechend dicken Filterkuchen bilden. Der 60 min-Filterkuchen ist dementsprechend wasserundurchlässiger als der 7,5 min-Filterkuchen. Dieses Verhalten ist unabhängig vom Prüfdruck.

Im Bild 69 ist die bezogene Durchlässigkeit des Filterkuchens in Abhängigkeit von der Dauer der Filterkuchenbildung dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, daß die Durchlässigkeit

TIXOTON 4%

1 BAR

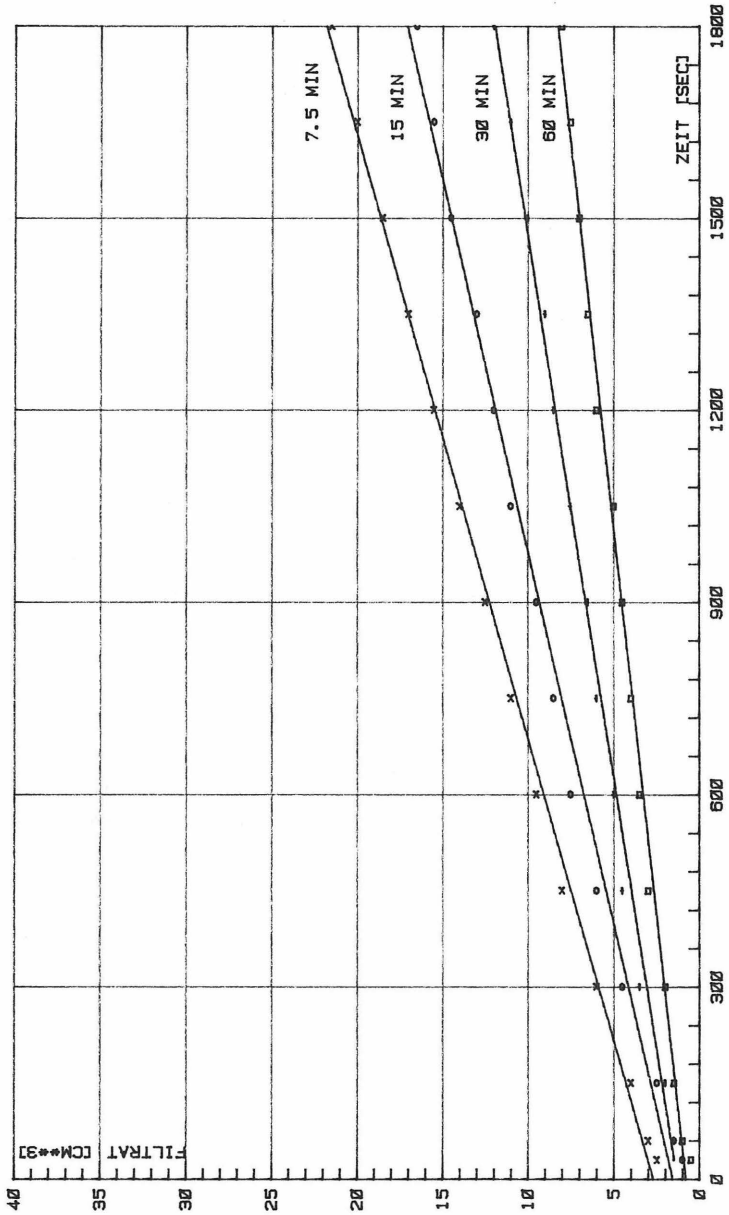


Bild 65: Wasserdurchlässigkeit des Filterkuchens in Abhängigkeit von der Zeit. Prüfdruck: 1,0 bar

TIXOTON 4%

2 BAR

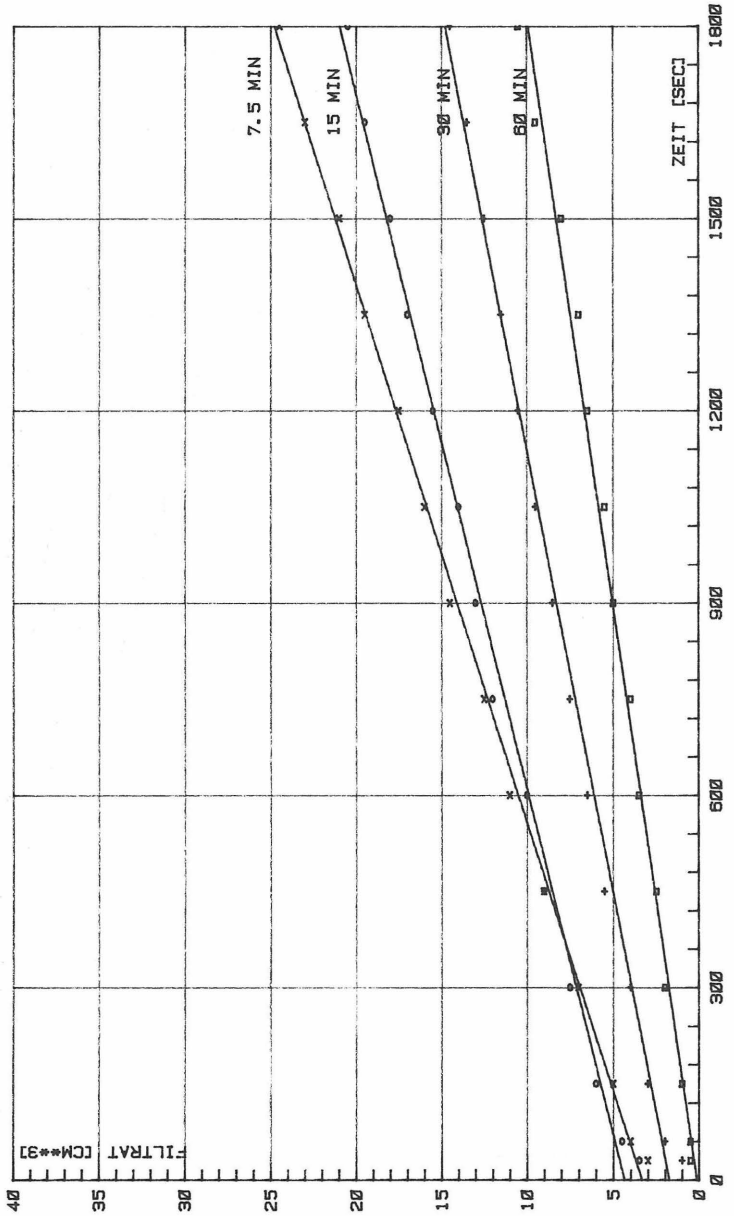


Bild 66: Wasserdurchlässigkeit des Filterkuchens in Abhängigkeit von der Zeit. Prüfdruck: 2,0 bar

TIXOTON 4%

4 BAR

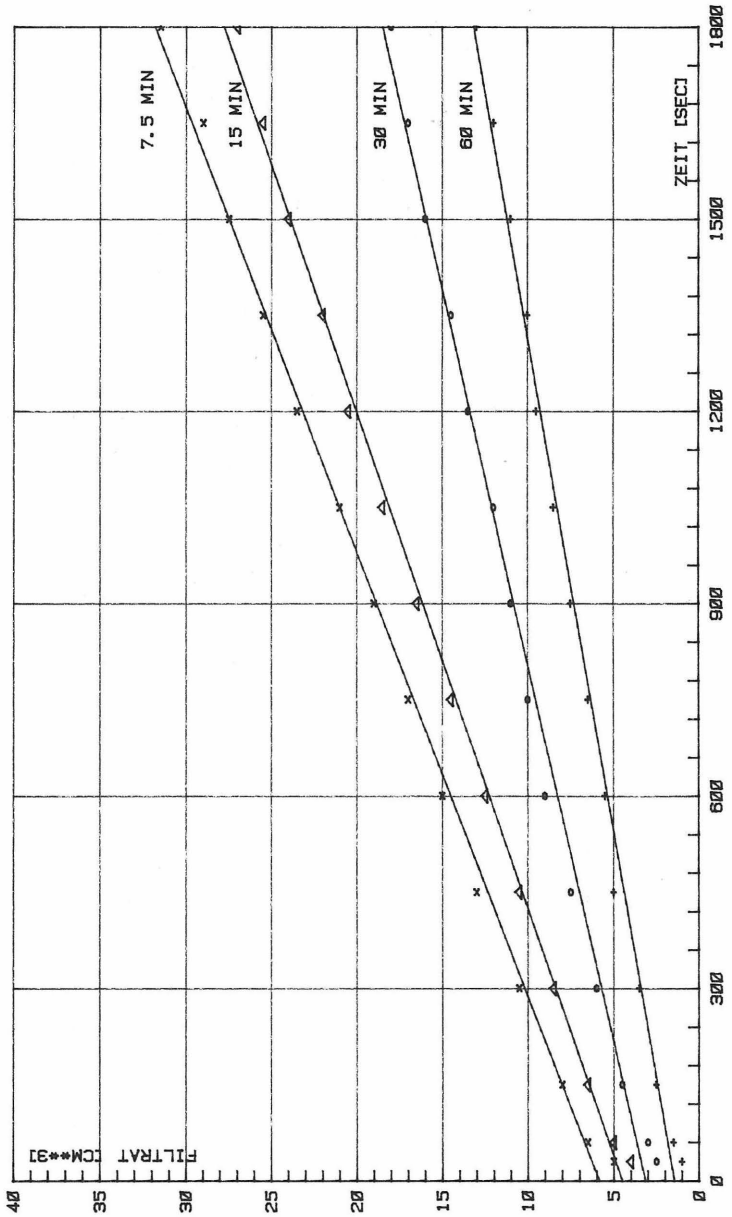


Bild 67: Wasserdurchlässigkeit des Filterkuchens in Abhängigkeit von der Zeit. Prüfdruck: 4,0 bar

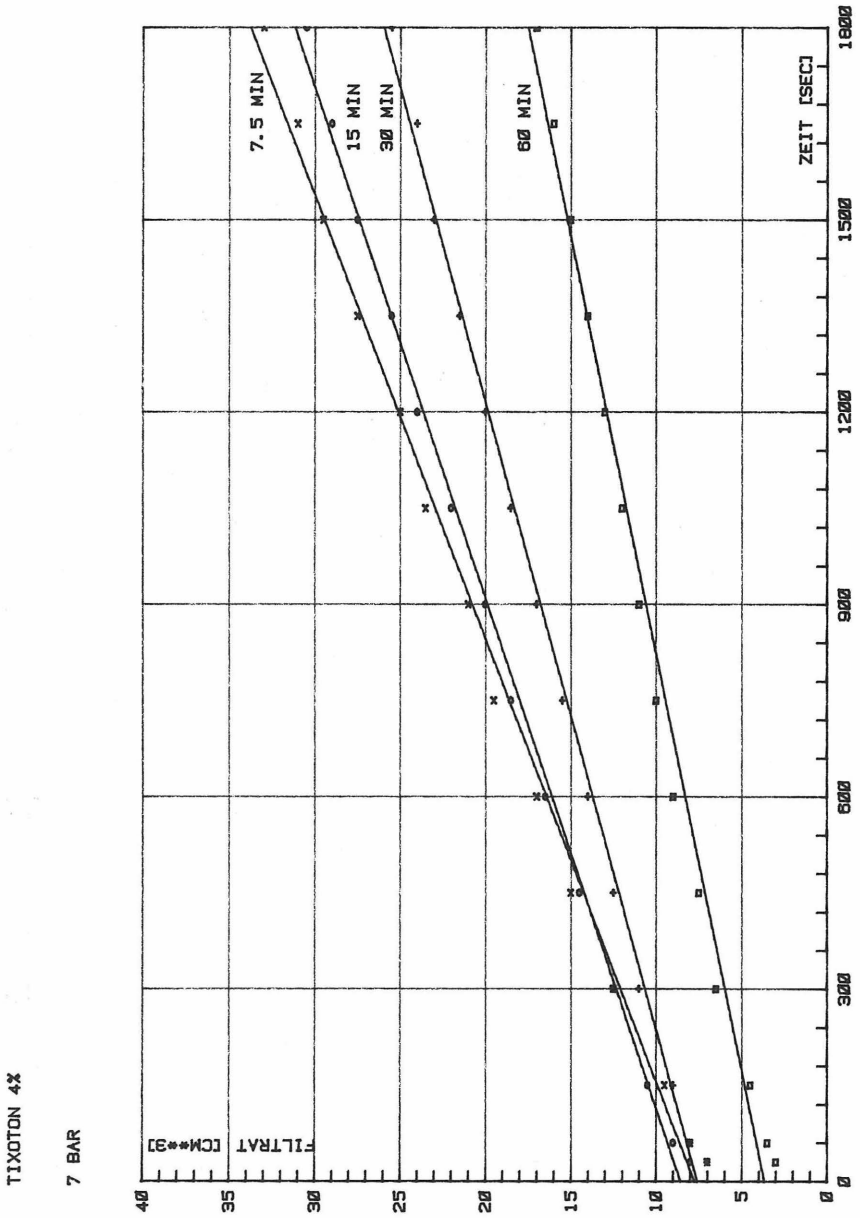


Bild 68: Wasserdurchlässigkeit des Filterkuchens in Abhängigkeit von der Zeit. Prüfdruck: 7,0 bar

des Filterkuchens bei einem Alter von 7,5 min bis 30 min linear abnimmt. Eine weitere Vergrößerung des Zeitraumes zur Filterkuchenbildung führt nur noch zu einer unterproportionalen Abnahme der Wasserdurchlässigkeit. Filterabpreßversuche führen nach einer Versuchsdauer von mehr als 30 Minuten nur noch zur Bildung qualitativer minderwertiger Filterkuchen.

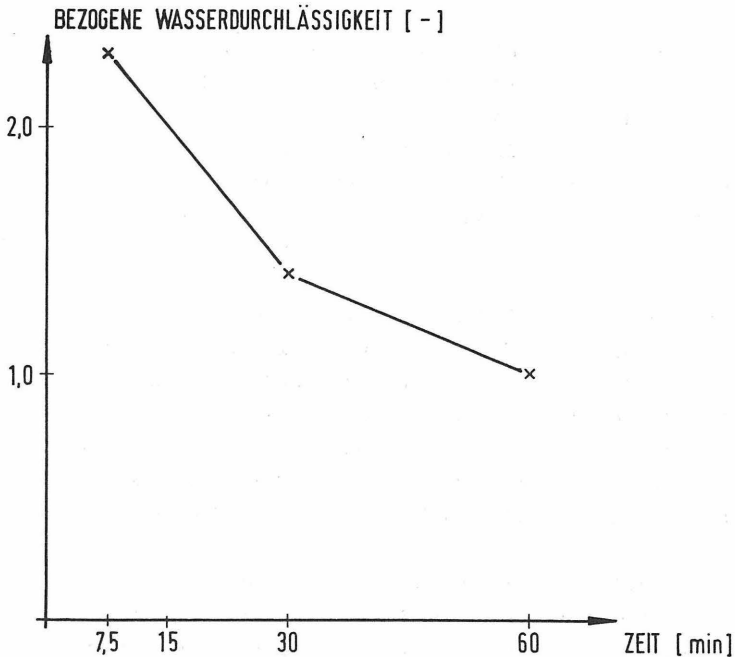


Bild 69: Bezogene Wasserdurchlässigkeit verschiedener Filterkuchen

5.1.4.2.3 Luftdurchlässigkeit

Die folgenden Diagramme zeigen die Luftdurchlässigkeit der geprüften Filterkuchen in Abhängigkeit von der Versuchsdauer. Die Bilder 70 bis 73 zeigen diesen Zusammenhang für verschiedene Zeitspannen der Filterkuchenbildung. Die Luftdurchlässigkeit ist als Durchflußmenge je Zeiteinheit dargestellt.

Der Filterkuchen war bei einem Luftdruck von 1,0 bar und einer Dauer der Filterkuchenbildung von 60 Minuten praktisch luftundurchlässig. Bei allen Versuchen war die Luftdurchlässigkeit der Filterkuchen, die sich in Zeitspannen von 30 min und 60 min bilden konnten, während der gesamten Versuchsdauer von 30 Minuten konstant. Diese Erscheinung ist unabhängig vom Luftdruck.

Filterkuchen, die in 7,5 min und 15 min gebildet wurden, hatten nur für Luftdrücke von 1,0 und 2,0 bar über die gesamte Versuchsdauer eine konstante Luftdurchlässigkeit. Bei Drücken von 4,0 bar und 7,0 bar steigt der Luftdurchgang linear mit der Zeit an. Diese Erscheinung kann auf das Austrocknen des Filterkuchens und der anschließenden Bildung von Rissen zurückgeführt werden (Bild 74).

Im Bild 75 ist die bezogene Luftdurchlässigkeit in Abhängigkeit von der Dauer der Filterkuchenbildung dargestellt. Die Abhängigkeiten sind ähnlich wie bei der bereits beschriebenen Wasserdurchlässigkeit von Filterkuchen.

Filterkuchen, die bereits unter den günstigen Verhältnissen in der Filterpresse nicht in der Lage sind über eine Versuchsdauer von 30 Minuten einen konstanten, möglichst geringen Luftdurchgang zu gewährleisten, können für den Einsatz vor Ort nicht verwendet werden.

Die Größenordnung des Luftverbrauchs an der Ortsbrust soll an folgendem Beispiel gezeigt werden. Stabile Filterkuchen (Alter 30 bis 60 Minuten) hatten bei einem Luftdruck von 2,0 bar in der Filterpresse einen konstanten Luftdurchgang von ca. 40 cm³/min. Überträgt man dieses Ergebnis auf einen Tunnelquerschnitt von 4,0 m Durchmesser, würden ca. 0,25 m³ Luft je Minute durch die Ortsbrust strömen.

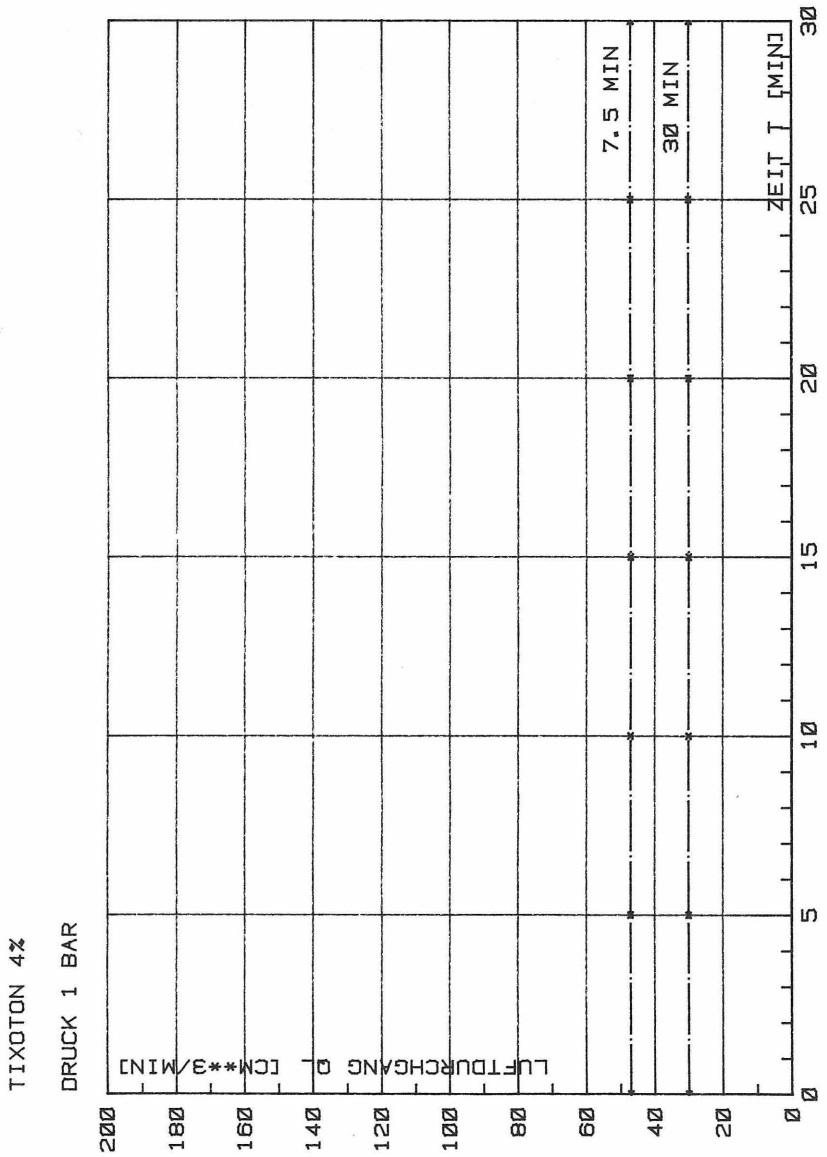


Bild 70: Luftdurchlässigkeit von Filterkuchen in
Abhängigkeit von der Versuchsdauer
Prüfdruck: 1,0 bar

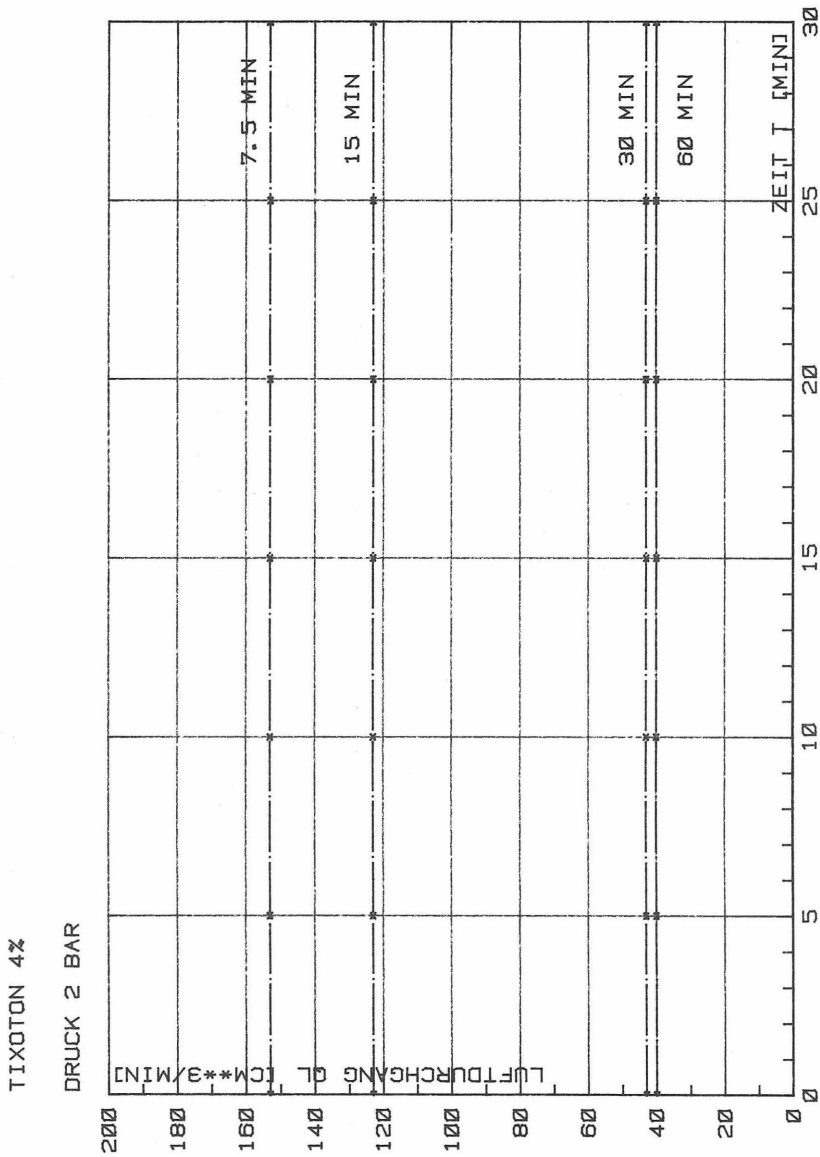


Bild 71: Luftdurchlässigkeit von Filterkuchen in
Abhängigkeit von der Versuchsdauer
Prüfdruck: 2,0 bar

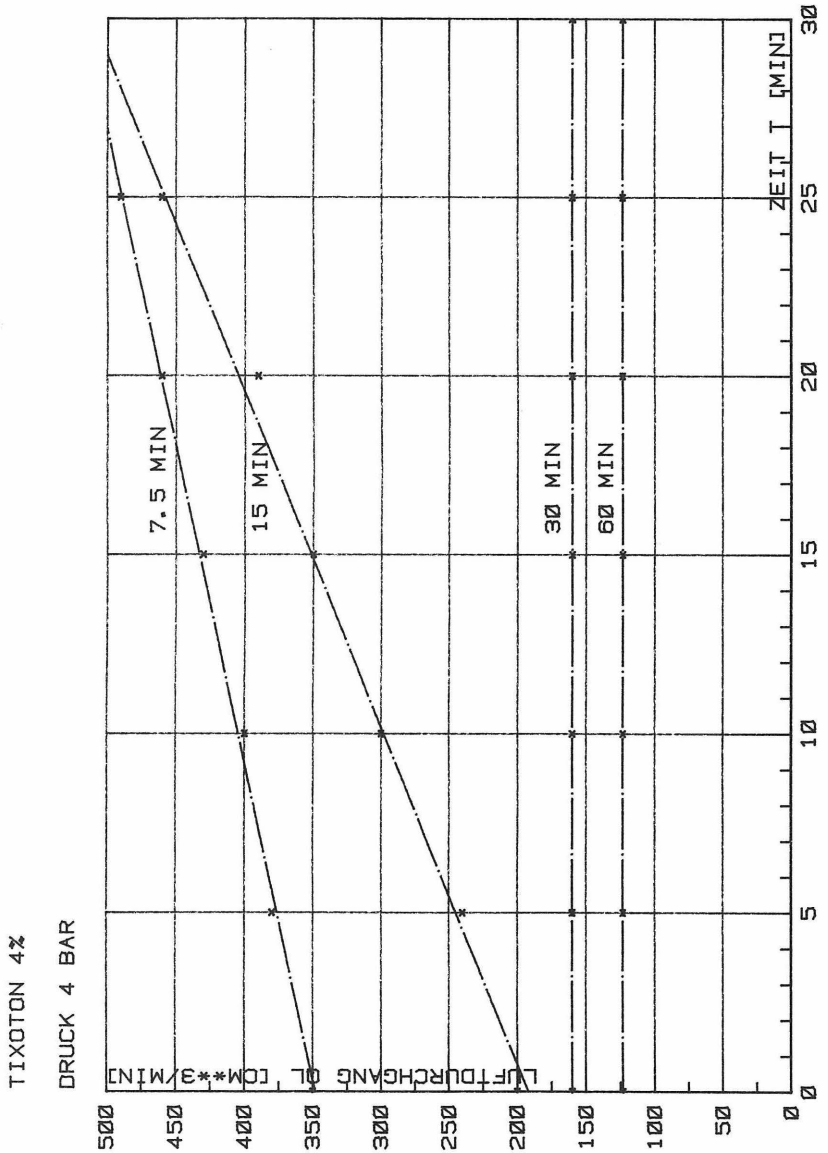


Bild 72: Luftdurchlässigkeit von Filterkuchen in
Abhängigkeit von der Versuchsdauer
Prüfdruck: 4,0 bar

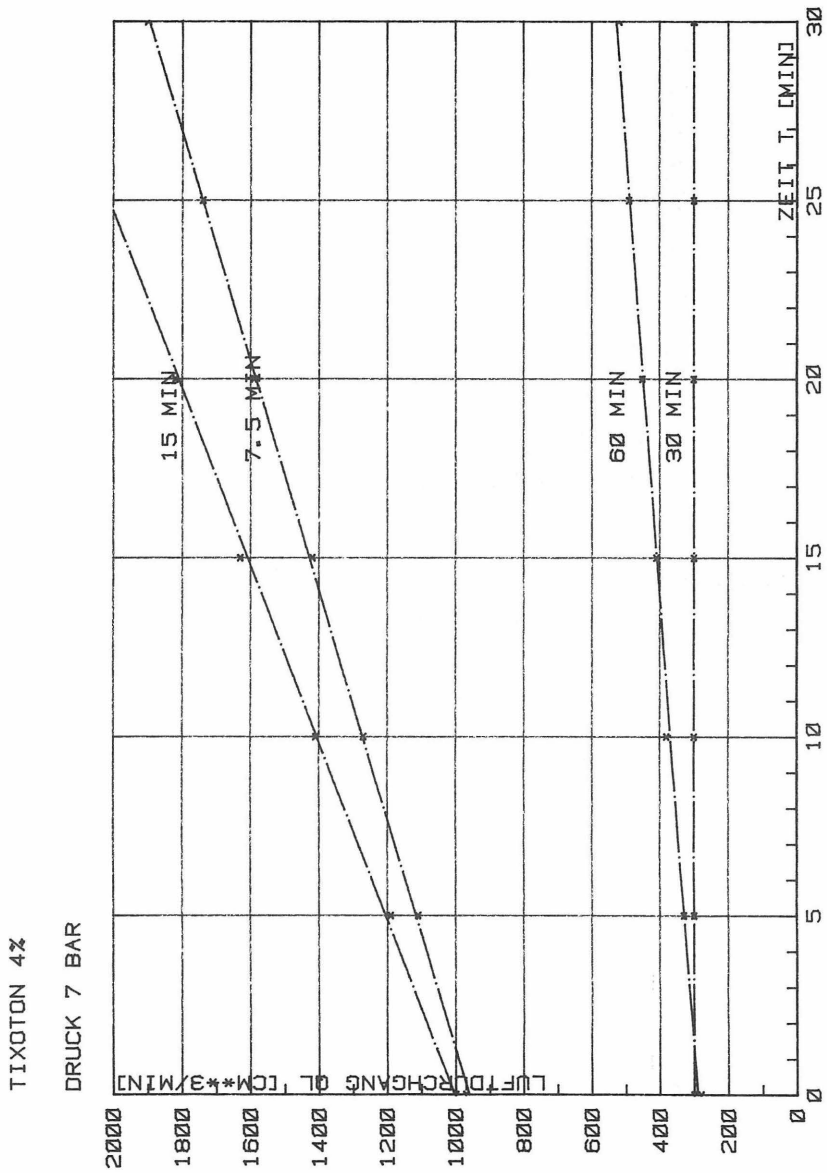


Bild 73: Luftdurchlässigkeit von Filterkuchen in
Abhängigkeit von der Versuchsdauer
Prüfdruck: 7,0 bar

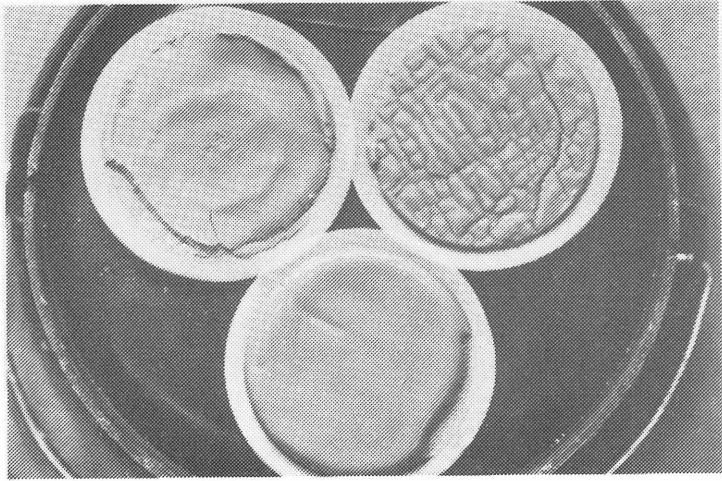


Bild 74: Filterkuchen nach Versuchsende

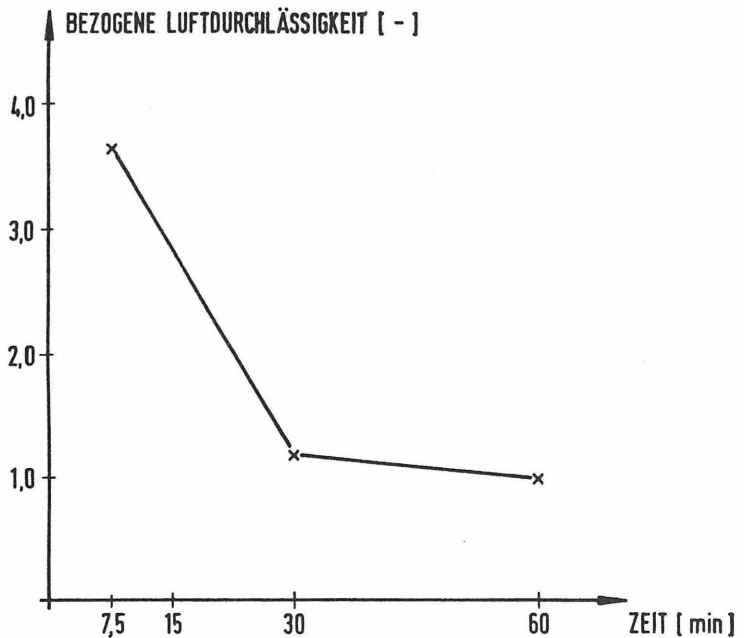


Bild 75: Bezogene Luftdurchlässigkeit verschiedener Filterkuchen

5.1.4.2.4 Vergleich von Wasser- und Luftdurchlässigkeit

Durchlässigkeitsversuche mit dem inkompressiblen Medium Wasser sind wesentlich einfacher und genauer durchzuführen, als entsprechende Versuche mit Luft. Daraus ergibt sich die Überlegung, die Versuche mit Wasser durchzuführen und aus den Ergebnissen auf die Luftdurchlässigkeit zu schließen. Dies ist grundsätzlich möglich, wenn die Strömungsvorgänge einander ähnlich proportional sind.

Zwei Strömungsvorgänge sind dann einander physikalisch ähnlich, wenn ihre Reynold'schen Zahlen gleich sind. Die dimensionslose Reynold'sche Zahl ergibt sich zu

$$Re = \frac{v \cdot d \cdot \rho}{\eta} ,$$

wobei η die absolute Zähigkeit oder Viskosität ist. Die Zähigkeit steigt mit zunehmender Temperatur bei Gasen an, während sie bei Flüssigkeiten abnimmt. Bild 76 zeigt die Temperaturabhängigkeit für die Medien Wasser und Luft.

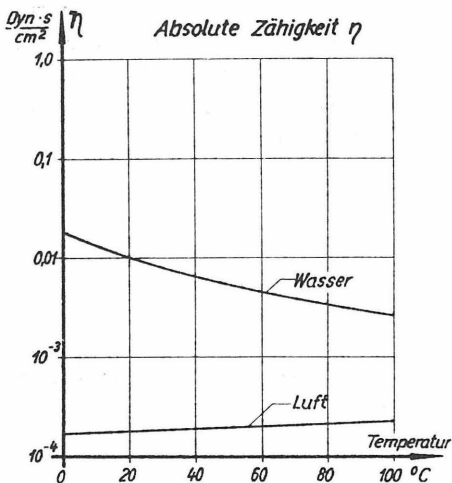


Bild 76: Zähigkeit von Luft und Wasser als Funktion der Temperatur

Bei laminaren Strömungsvorgängen im Boden kann damit die Luftdurchlässigkeit aus der gemessenen Wasserdurchlässigkeit, multipliziert mit dem Verhältnis der absoluten Zähigkeiten von Wasser und Luft, errechnet werden. Für eine mittlere Versuchstemperatur im Labor von ca. 15° bis 20° erhält man einen Proportionalitätsfaktor von 60 und damit eine Luftdurchlässigkeit, die 60 mal größer ist als die von Wasser. Das diese Zusammenhänge für körnige Schüttungen recht gut stimmen hat Wagner (1975) nachgewiesen. W.R. von Schenck (1961) ermittelte darauf aufbauend die Luftströmungsfelder im Bereich der Ortsbrust.

Ob die beschriebenen Zusammenhänge grundsätzlich auch für die Durchströmung eines Bentonit-Filterkuchens angewendet werden können, war unbekannt und sollte durch den Vergleich der gemessenen Luft- und Wasserdurchlässigkeiten überprüft werden.

In unseren Versuchen lag das Verhältnis von Luft- zu Wasserdurchgang zwischen 65 (1 bar, 7,5 min) und 1574 (7 bar, 15 min). Der bei Wagner für das Durchströmen körniger Schüttungen angegebene Proportionalitätsfaktor von 60 wurde nur bei geringer Druckhöhe (1 bar) bestätigt. Mit zunehmendem Druck erhöhte sich auch der Proportionalitätsfaktor. So ergaben sich beispielsweise für die Dauer der Filterkuchenbildung von 7,5 min folgende Verhältnisse:

1 bar = 65;
2 bar = 188;
3 bar = 413;
4 bar = 1303.

Das Bild 77 gibt einen schematischen Überblick über die ermittelten Zusammenhänge zwischen der Luft- und Wasserdurchlässigkeit der untersuchten Filterkuchen.

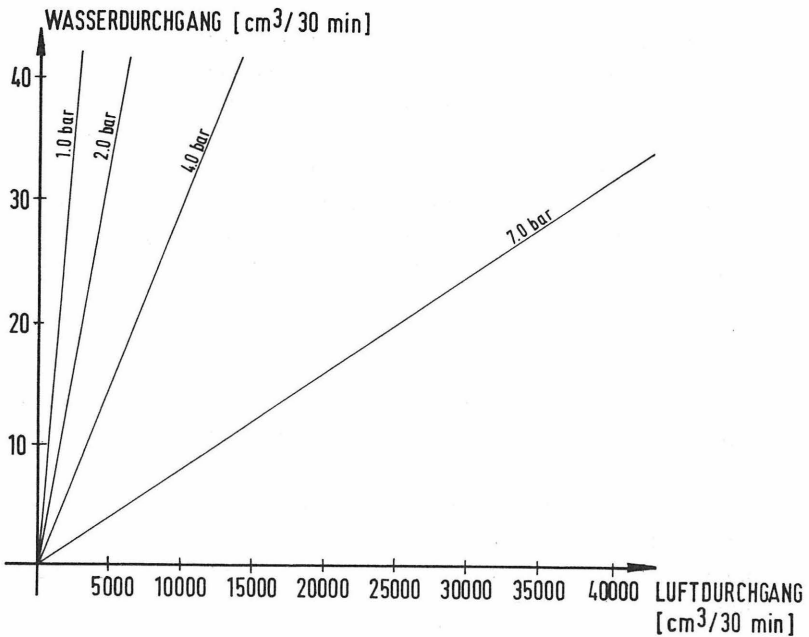


Bild 77: Beziehungen zwischen Luft- und Wasserdurchlässigkeit der untersuchten Bentonit-Filterkuchen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß eine Übertragung der Wasserdurchlässigkeit von Bentonit-Filterkuchen auf ihre Luftdurchlässigkeit nur bedingt möglich ist. Dabei kann nicht ausgeschlossen werden, daß dies teilweise auf die Versuchstechnik der Standardfilterpresse zurückzuführen ist. In weiteren Forschungsarbeiten sollte dies berücksichtigt und die Filterpresse für Luftdurchlässigkeitsversuche entsprechend verändert werden.

5.1.4.3 Versuche im Tunnelmodell

Die beschriebenen Durchlässigkeitsversuche in der Standardfilterpresse sollten erste Erfahrungen über die Luftdurchlässigkeit von Bentonit-Filterkuchen liefern. Diese schnell durchführbaren Versuche haben sich bewährt und könnten in modifizierter Form zu einem Standardversuch auf der Baustelle werden. Allerdings muß bei den Ergebnissen berücksichtigt werden, daß die Randbedingungen des Versuchs günstiger als die Verhältnisse an der Ortsbrust sind.

Um wirklichkeitsnähere Versuchsbedingungen zu schaffen und damit vor allem die Luftdurchlässigkeit des Filterkuchen-Boden-Systems zu untersuchen, wurde von uns das in Bild 78 dargestellte Tunnelmodell entwickelt. Wesentliche Teile dieses Versuchsstandes konnten von dem unter 5.1.2.1 beschriebenen "Modifizierten Permeameter" übernommen werden. In diesem Tunnelmodell konnten der Luft-, Wasser- und Suspensionsdruck unabhängig voneinander stufenlos von 0 bis 2 bar gesteuert werden.

Als Versuchsboden wurde der in 5.1.2.1 beschriebene Boden 1 (Kornverteilungskurve siehe Bild 47) verwendet.

Der Boden wurde wie unter 5.1.2.1 beschrieben eingebaut und das Porenvolumen mit Wasser gesättigt. Für die Versuche wurden Suspensionen mit einem Bentonitgehalt von 3 %, 4 %, 5 % und 6 % verwendet. Diese Bentonitsuspensionen wurden bei allen Versuchen mit einem Druck von 1,1 bar und der Wasserdruk mit 0,6 bar, 0,8 bar und 1,1 bar gegen die "Ortsbrust" gedrückt. Die wirksame Druckdifferenz betrug damit 0,3 bar, 0,5 bar und 1,0 bar. Die Bentonitsuspensionen konnten zunächst 30 Minuten lang einen Filterkuchen bilden bzw. in den Versuchsboden eindringen. Der Eindringvorgang wurde beobachtet und aus den Meßwerten die Stagnationsgradienten berechnet.

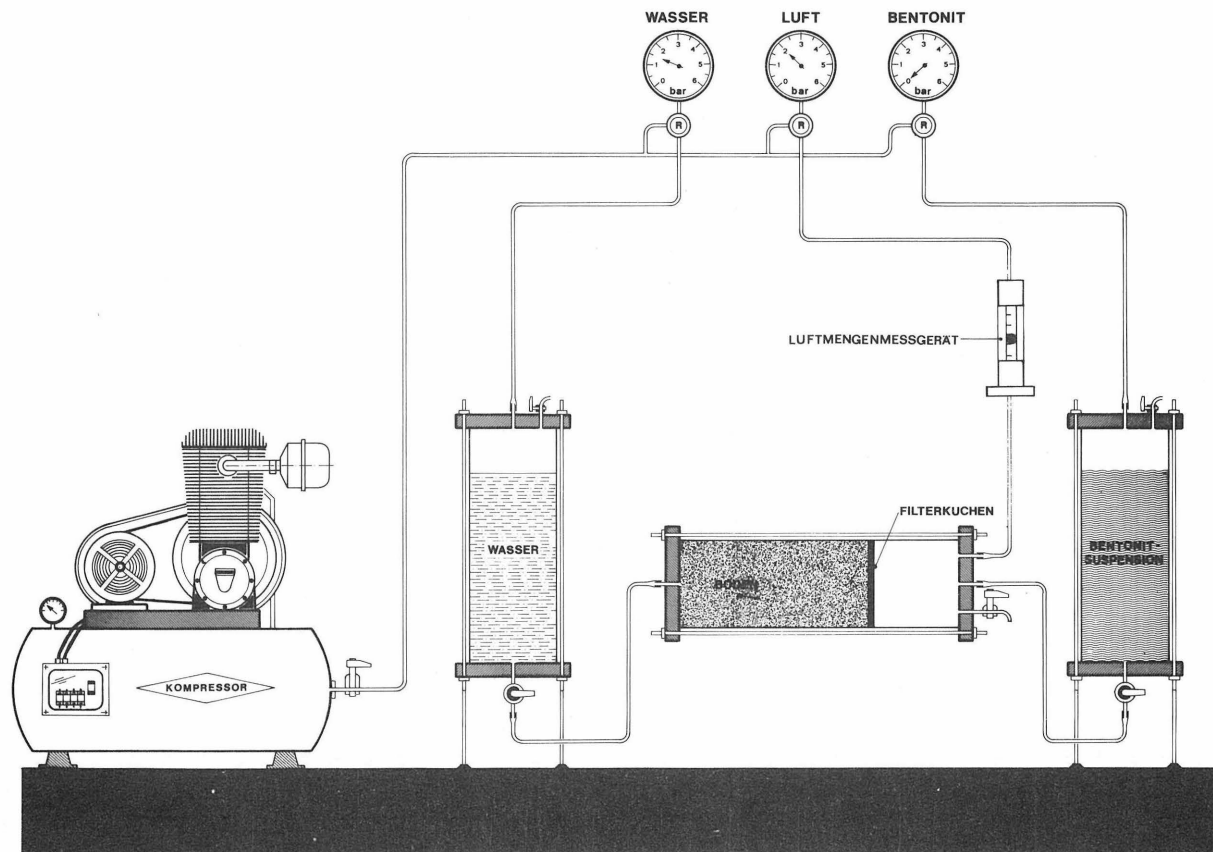


Bild 78: Schematische Darstellung des Tunnelmodells

Nach 30 Minuten wurde gleichzeitig die Bentonitsuspension abgelassen und durch Luftdruck ersetzt. Der Luftdruck entsprach dem zuvor eingestellten Suspensionsdruck, d.h. die wirksamen Drücke auf die Ortsbrust blieben konstant. Gemessen wurden jetzt die durch die Ortsbrust strömenden Luftmengen in Abhängigkeit von der Zeit.

Die Bilder 79 und 80 zeigen die Ortsbrust mit dem Filterkuchen während der Stützung durch Druckluft.

Die ermittelten Luftdurchlässigkeiten der Ortsbrust sind in den Bildern 81 bis 83 für verschiedene Bentonitkonzentrationen als Funktion der Zeit dargestellt.

Die bereits bei den Versuchen in der Standard-Filterpresse ermittelte Abhängigkeit der Luftdurchlässigkeit des Filterkuchens vom Bentonitgehalt und der Druckdifferenz an der Ortsbrust wurde bei allen Versuchen im Tunnelmodell grundsätzlich bestätigt. Während für die 4, 5 und 6 %-igen Suspensionen annähernd gleiche Luftdurchlässigkeiten der Ortsbrust ermittelt wurden, sind diese bei Verwendung der 3 %-igen Suspension wesentlich größer. Dies gilt auch für die zeitliche Abhängigkeit der Luftdurchlässigkeit.

Aus den Bildern 81 bis 83 ist die Abhängigkeit der Luftdurchlässigkeit von der Druckdifferenz an der Ortsbrust ($B = \text{Luftdruck-Wasserdruck}$) deutlich zu erkennen. Während die Ortsbrust bei Verwendung von 4, 5 oder 6 %-igen Suspensionen unter wirksamen Drücken von 0,3 bar und 0,5 bar auch nach 2 Stunden Versuchsdauer noch genügend undurchlässig ist, steigt der Luftdurchgang bei einem wirksamen Druck von 1,0 bar nach ca. 40 bis 60 Minuten stark an. Die Bildung von Luftkanälen im Filterkuchen und das Austrocknen des Bodens an der Ortsbrust konnte dabei deutlich beobachtet werden.

Obwohl die Ortsbrust bei einigen Versuchen leicht unterschritten war und bis zu 4 Stunden mit einer Druckdifferenz von 1 bar durch Luft gestützt wurde, kam es in keinem Fall zu einem Einsturz der Ortsbrust.

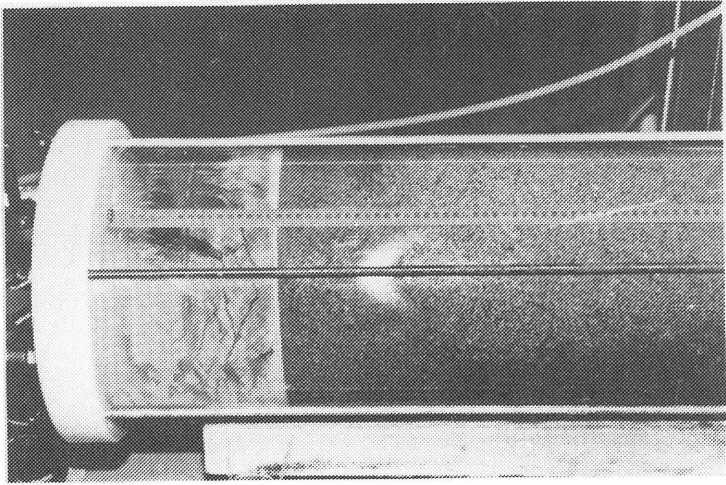


Bild 79: Tunnelmodell

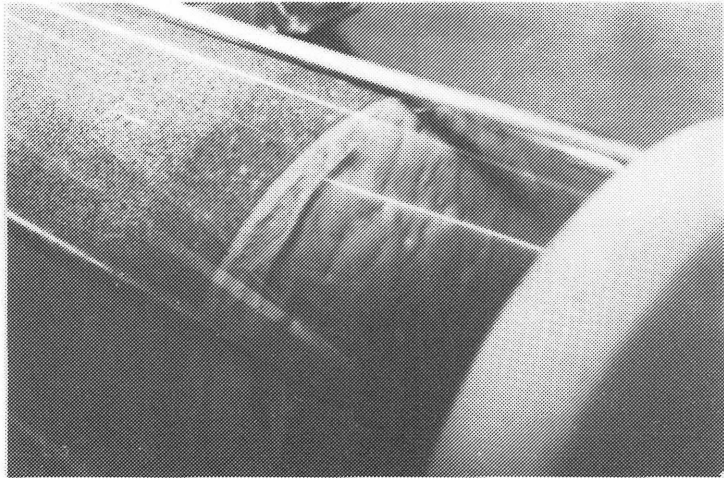


Bild 80: Filterkuchen an der Ortsbrust des Tunnelmodells

LUFTDURCHLAESSIGKEIT

BEI 0,3 BAR DRUCKDIFFERENZ

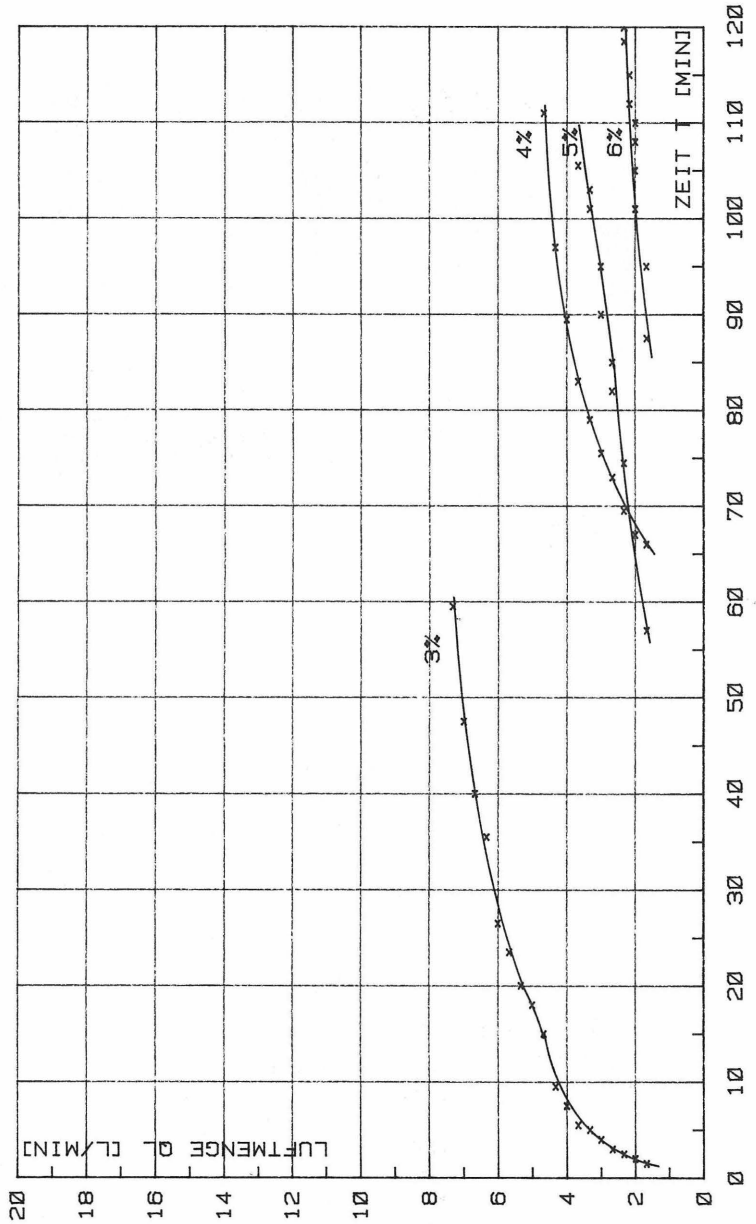


Bild 81: Luftdurchlässigkeit für verschiedene Bentonitkonzentrationen in Abhängigkeit von der Versuchsdauer

Druckdifferenz: 0,3 bar

LUFTDURCHLAESSIGKEIT
BEI 0,5 BAR DRUCKDIFFERENZ

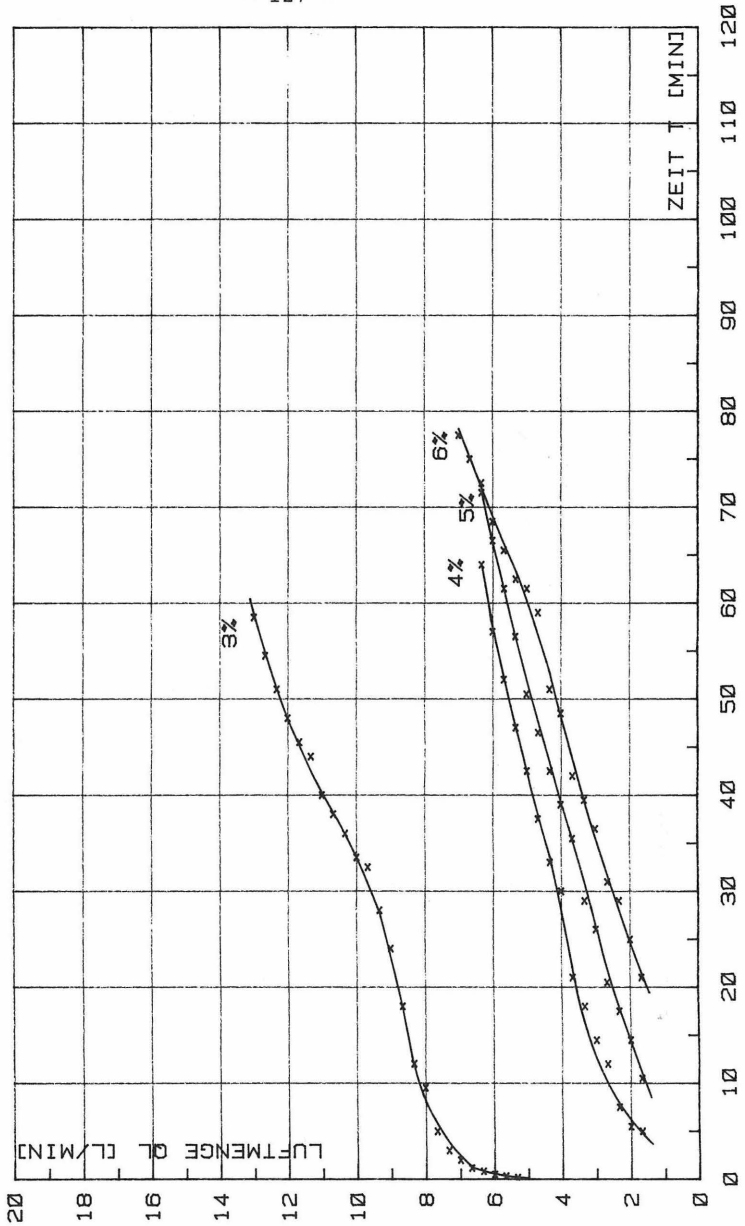


Bild 82: Luftdurchlässigkeit für verschiedene Bentonitkonzentrationen in Abhängigkeit von der Versuchsdauer
Druckdifferenz: 0,5 bar

LUFTDURCHLAESSIGKEIT
BEI 1.0 BAR DRUCKDIFFERENZ

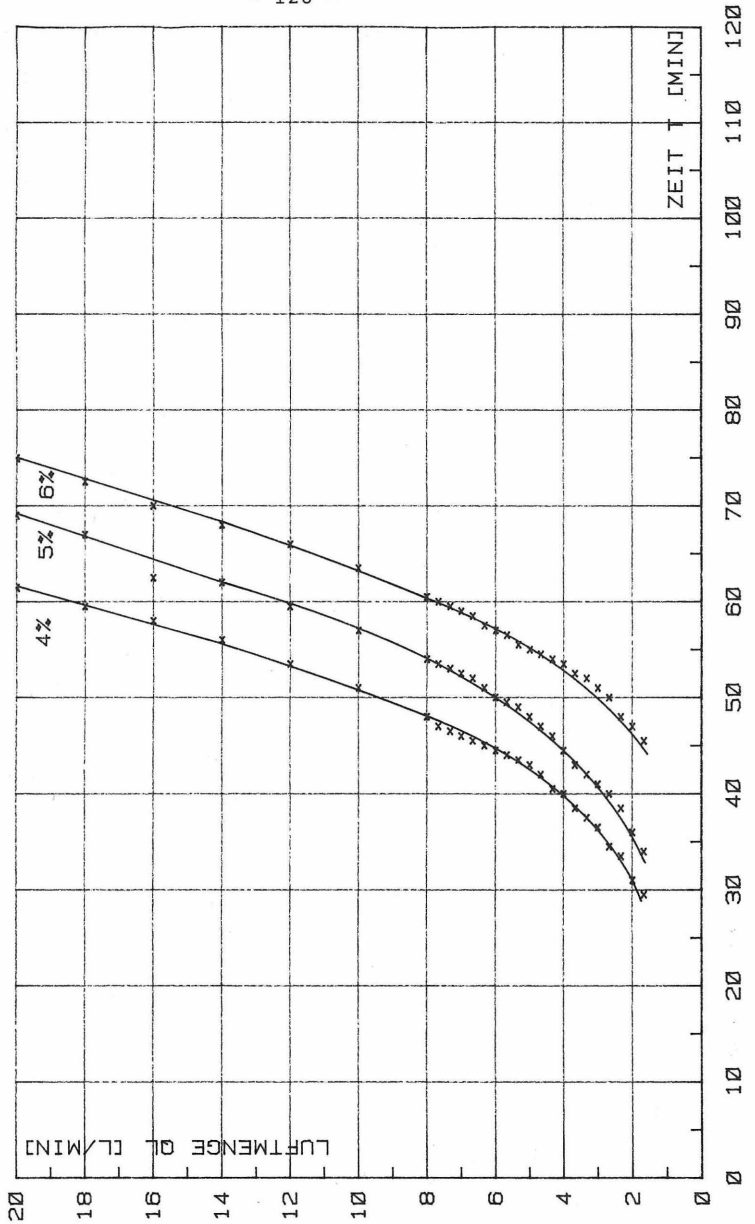


Bild 83: Luftdurchlässigkeit für verschiedene Bentonitkonzentrationen in Abhängigkeit von der Versuchsdauer
Druckdifferenz: 1,0 bar

Die Versuche haben insgesamt gezeigt, daß der verwendete Boden bei Einsatz von 4 bis 6 %-igen Bentonitsuspensionen mit den gebräuchlichen Druckdifferenzen von 0,3 bis 0,5 bar mindestens 2 Stunden lang ausreichend sicher durch Luftdruck gestützt werden kann. Eine Verringerung der Luftdurchlässigkeit der Ortsbrust durch eine Erhöhung des Bentonitgehaltes der Suspension ist nur bedingt möglich.

Mit dem vorhandenen Tunnelmodell kann in Zukunft die Einsatzmöglichkeit von Suspensionsschilden in beliebigen Bodenverhältnissen untersucht werden. Für den Einsatz in Grobkiesen sollte in weiteren Forschungsarbeiten der Einfluß verschiedener Füllstoffe auf das Eindringverhalten, die Luftdurchlässigkeit und die Standsicherheit der Ortsbrust in diesem Modell untersucht werden.

5.2 Versuche mit Kolloiden

Aus der Bohrtechnik ist bekannt, daß die physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen durch die Zugabe von wasserlöslichen Celluloseäther auf der Basis von Carboxymethylcellulose (CMC), stark verändert werden können. In bestimmten Bodenverhältnissen kann die Bentonitsuspension sogar vollständig durch CMC-Kolloide ersetzt werden.

Einen Überblick über Zusatzstoffe zu Ton- und Bentonitsuspensionen und ihre Wirkung hat Grodde (1963) gegeben:

- Verflüssigende Stoffe
 - Tanninprodukte
 - Huminate
 - Lignosulfate
- Schutzkolloide
 - CMC
 - Stärke
- Mittel gegen Spülungsverluste
- Stoffe zur Regelung der Alkalität
- Stoffe zur Bekämpfung von Elektrolyten

Die von Grodde ausführlich beschriebenen Produkte können grundsätzlich alle für die Veränderung der Suspensionseigenschaften beim Schildvortrieb verwendet werden. Diese Zusatzmittel sind z. B. notwendig, um Tunnel in Böden mit chemisch verunreinigtem Grundwasser auffahren zu können.

Der Einfluß von CMC-Produkten auf die physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspension ist weitestgehend bekannt.

Unbekannt ist z. B. der Einfluß auf die Luftdurchlässigkeit des Filterkuchens bei Zugabe von CMC zu Bentonitsuspensionen. Untersuchungen hierzu sollten aber nicht durchgeführt werden.

Während der Bearbeitung des Forschungsvorhabens kamen neuartige Polymerprodukte auf den Markt. Nach Rücksprache mit der Hochtief AG sollte die grundsätzliche Eignung dieser bentonitfreien Stützflüssigkeiten untersucht werden.

Bei den uns zur Verfügung gestellten Produkten handelte es sich um Polymere eines Englischen Herstellers. Der chemische Aufbau und Angaben der Herstellung (voll- oder halbsynthetisch) dieser Produkte waren uns nicht bekannt. Untersuchungsergebnisse über die Eigenschaften dieser Produkte bzw. daraus hergestellter Kolloide lagen nicht vor.

Nach den Angaben des Herstellers benötigten diese Polymere nach dem Aufschließen in Wasser keine Quellzeit wie die Bentonite. Diese Angabe wurde in einigen Vorversuchen bestätigt.

Von allen Produkten wurden 0,2 %, 0,3 %, 0,4 % und 0,5 %-ige kolloidale Lösungen in Wasser hergestellt. Folgende Versuche wurden unmittelbar nach dem Mischvorgang durchgeführt (Versuchsdurchführung siehe 4.3.1)

- Stagnationsgradient
- Filterwasserabgabe
- wirksame Fließgrenze
- Auslaufzeit
- Gelstärke (Fann-Viskosimeter)

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß bei entsprechender Konzentration mit den Polymerprodukten quantitativ ähnliche physikalische Eigenschaften wie mit Bentonitsuspensionen geringer Konzentration erreicht werden können. Ein Einsatz der vorhandenen Produkte in grobkörnigen Böden ist z.Zt. noch nicht möglich. Das Eindringverhalten und die Eigenschaften des Filterkuchens sollten weiter erforscht werden. Aufgrund des geringeren Feststoffgehaltes ist ein anderes Verhalten als bei Bentonitsuspensionen zu erwarten.

Die durchgeführten Versuche sollten einen Überblick über die Eigenschaften neuartiger Polymerprodukte geben. Die Vorteile dieser Produkte können wie folgt zusammengefaßt werden:

- die geringen Mengen an Polymerpulver (bis zu 5 g/l), die zum Anrühren benötigt werden. Damit verbunden sind Kostenersparnis durch niedrige Transport- und Lagerungshaltungskosten.
- Die Polymere benötigen keine Ausquellzeit. Sie sind nach dem Anrühren sofort einsetzbar. Es fallen dadurch auf der Baustelle die Ausgleichsbehälter weg.
- Ihre Beständigkeit gegen Elektrolyte.

6. Experimentelle Untersuchungen auf der Baustelle

6.1 Überblick

Ein Teil der Untersuchungen des Forschungsvorhabens wurde auf der Baustelle "Sammler Harburg-Abschnitt Nord, Los I" durchgeführt. Für die Durchführung der Versuche wurde vom Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik ein Baustellenlabor eingerichtet. Dieses Labor war mit allen unter 4.3.1 beschriebenen Geräten und einer verkleinerten Version des Modelltunnels nach 5.1.4.3 ausgestattet.

In den Baustellenversuchen sollten die physikalischen Eigenschaften der verwendeten Bentonitsuspension im Förderkreislauf und in der Separieranlage überprüft werden. Im einzelnen wurden hierfür folgende Versuche ausgeführt:

- Entnahme von regenerierter Stützflüssigkeit unmittelbar vor dem Einspeisen in den Förderkreislauf und im Tunnel im Bereich der Ringe 500 und 880. An allen Suspensionsproben wurden die physikalischen Grundwerte und der Sandgehalt bestimmt.
- Entnahme von verunreinigter Stützflüssigkeit an verschiedenen Stellen des Separierkreislaufes. An allen Proben wurde die Korngrößenverteilung des Feststoffanteils bestimmt. Diese Untersuchungen sollten Angaben über den Wirkungsgrad der Separieranlage liefern.
- Nach dem Absenken der Stützflüssigkeit in der Druckkammer und dem Aufbringen des entsprechenden Luftdruckes wurden ungestörte Proben aus dem Filterkuchen an der Ortsbrust entnommen und untersucht.

Neben unseren eigenen Versuchsergebnissen standen uns die Protokolle der von der Arbeitsgemeinschaft über ca. 200 Tage durchgeführten Laborversuche zur Verfügung.

Die Baustellenversuche des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig wurden zwischen Juli und Oktober 1980 ausgeführt.

6.2 Auswertung vorhandener Baustellenmessungen

Während des gesamten Schildvortriebs wurden von der Arbeitsgemeinschaft täglich die physikalischen Eigenschaften der verwendeten Bentonitsuspension überprüft. Hierfür wurde die Suspension unmittelbar nach der Separierung aus dem Förderkreislauf entnommen und folgende Versuche durchgeführt:

- Bestimmung des spezifischen Gewichts
- Bestimmung des Sandgehaltes
- Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
- Wasserabgabezeit im Ringapparat

Die Versuchsprotokolle von ca. 200 Meßtagen wurden von uns ausgewertet und die Ergebnisse in den Bildern 84 bis 87 über der Zeitachse aufgetragen. Neben den deutlich erkennbaren, relativ großen Streubreiten der Messungen, sind vor allem die Ergebnisse nach ca. 140 Tagen besonders auffallend. Während das spezifische Gewicht, der Sandgehalt, die Auslaufzeit und die Wasserabgabezeit vom 56. Tag bis zum 140. Tag nahezu konstant ansteigen, fallen diese Werte dann schlagartig wieder auf den Ausgangswert nach 56 Tagen ab und steigen danach wieder langsam an. Rückfragen mit der Baustelle ergaben, daß die Bentonitsuspension bis zum 140. Tag kontinuierlich separiert und durch die Zugabe von frischer Suspension regeneriert wurde. Aufgrund der gemessenen Verschlechterung der Suspensionseigenschaften wurde die Bentonitsuspension dann beiseitigt und der Flüssigkeitskreislauf vollständig mit frischer Suspension gespeist.

Die dargestellten Meßergebnisse zeigen, daß nur durch eine ständige Überprüfung der Suspensionseigenschaften rechtzeitig Veränderungen der Suspension bemerkt und entsprechende Maßnahmen durchgeführt werden können. Nur so kann die Standsicherheit der Ortsbrust während des gesamten Vortriebs sichergestellt werden.

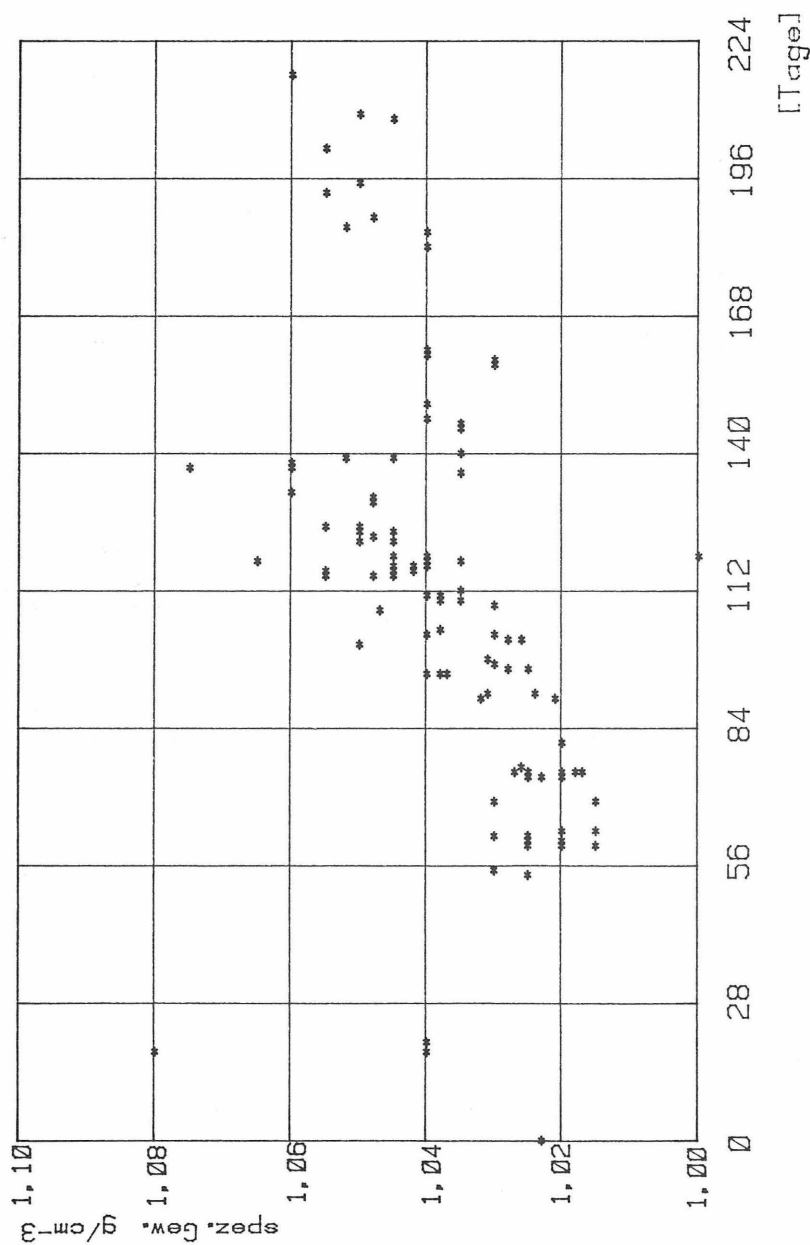
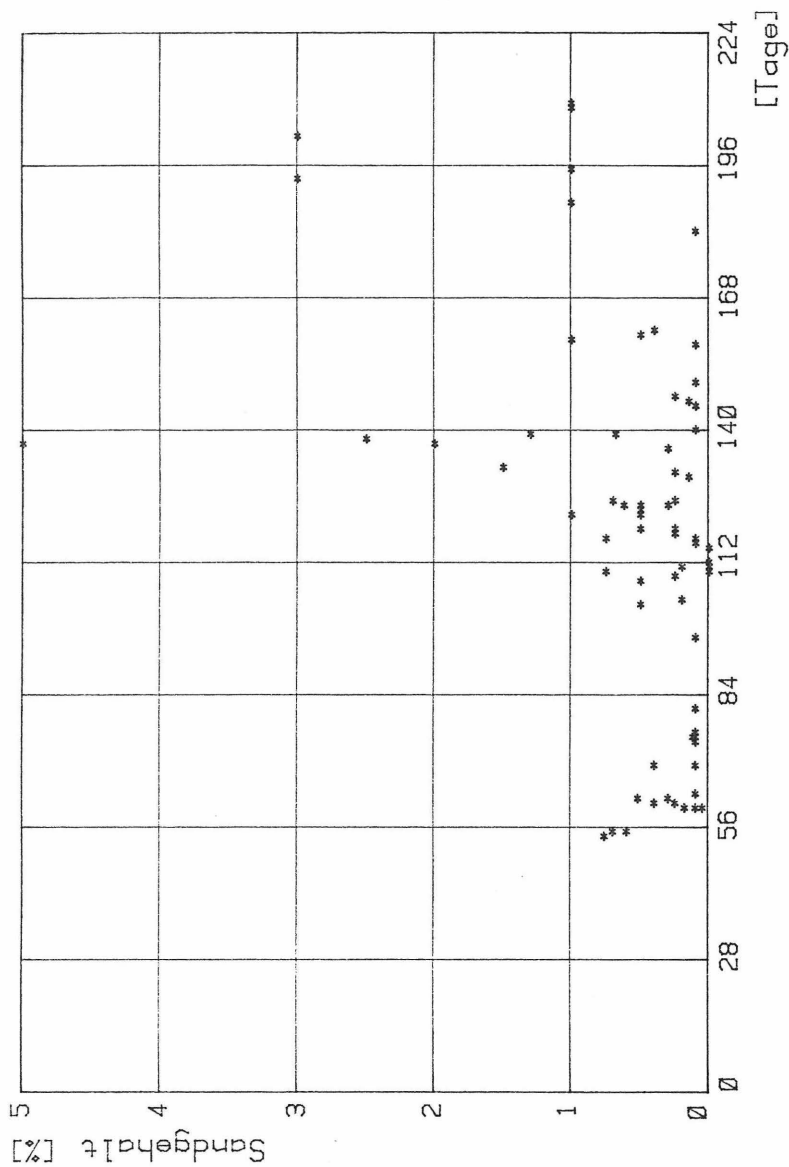


Bild 84: Spezifisches Gewicht der Suspension in
Abhängigkeit von den Meßtagen



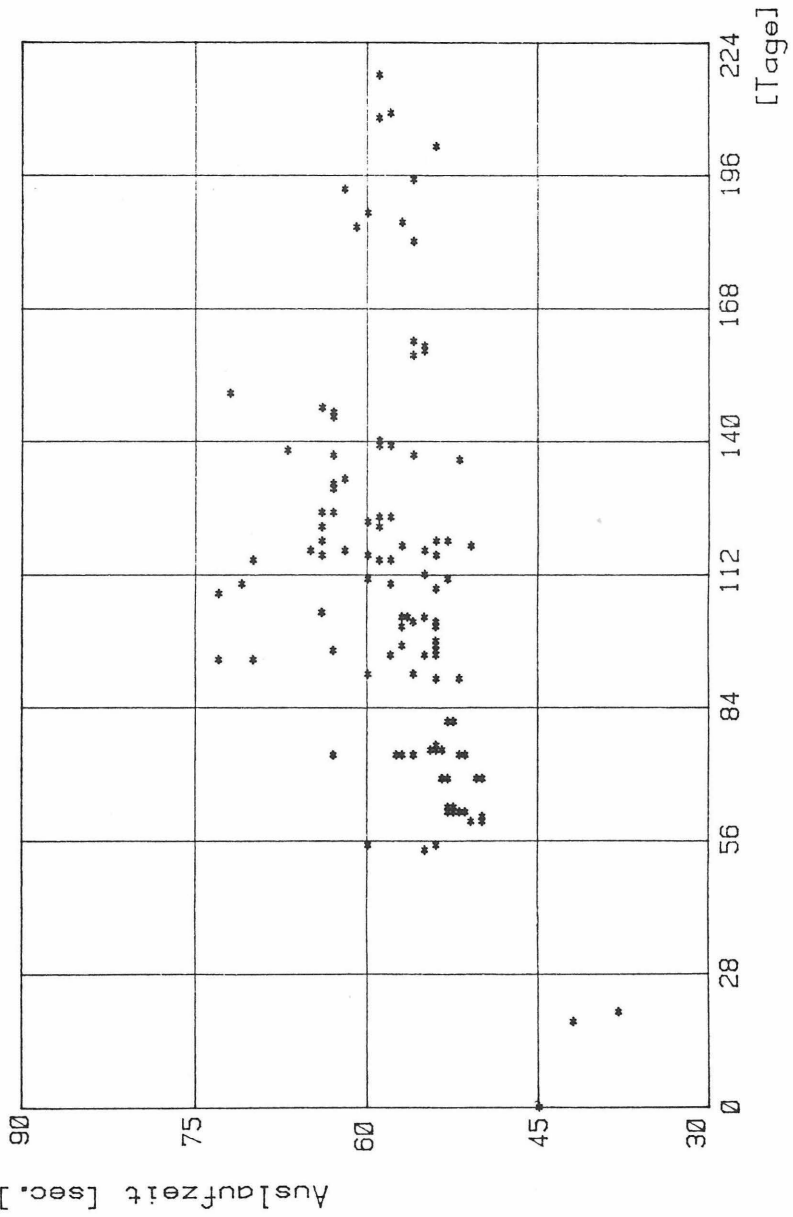


Bild 86: Auslaufzeit aus dem Marshtrichter in Abhängigkeit von den Meßtagen

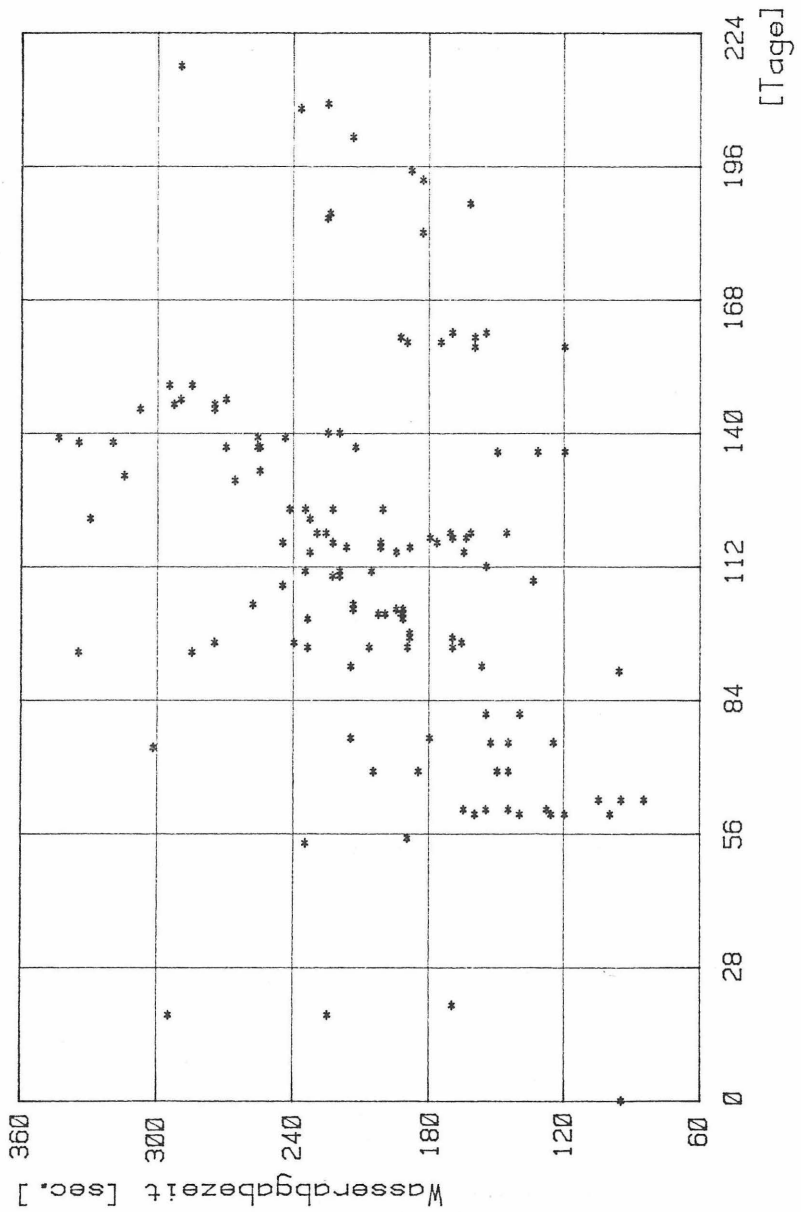


Bild 87: Wasserabgabezeit im Ringapparat in Abhängigkeit von den Meßtagen

6.3 Untersuchungen an Proben aus dem Förderkreislauf

Durch die Untersuchung von Suspensionen aus dem Förderkreislauf sollte festgestellt werden, ob sich die Eigenschaften der Suspension im Förderkreislauf zeitlich verändern. Für diese Untersuchungen wurden Suspensionsproben nach der Separierung (Bild 91, Regeneration (3)) und im Tunnel an den Ringen 500 und 880 entnommen. Von diesen Proben wurde die

- Dichte
- Gelstärke
- Auslaufzeit
- wirksame Fließgrenze
- Filterwasserabgabe

bestimmt. Diese Versuche wurden vom 19. August bis zum 12. September 1980 täglich zwei mal durchgeführt. Die beiden Meßergebnisse eines Tages wichen nur geringfügig voneinander ab und konnten daher für die weitere Auswertung gemittelt werden. Diese Versuchsergebnisse sind in den Bildern 88 bis 92 in Abhängigkeit von den Meßtagen dargestellt.

Die Dichte und die Auslaufzeit aus dem Marshtrichter waren während des gesamten Untersuchungszeitraumes nahezu konstant. Demgegenüber traten bei der Gelstärke, der wirksamen Fließgrenze und der Filterwasserabgabe relativ große Veränderungen auf. Die größte Streubreite wurde bei der Messung der Filterwasserabgabe festgestellt.

Ein Einfluß der Förderung in den Rohrleitungen auf die physikalischen Eigenschaften der Suspension wurde nicht festgestellt.

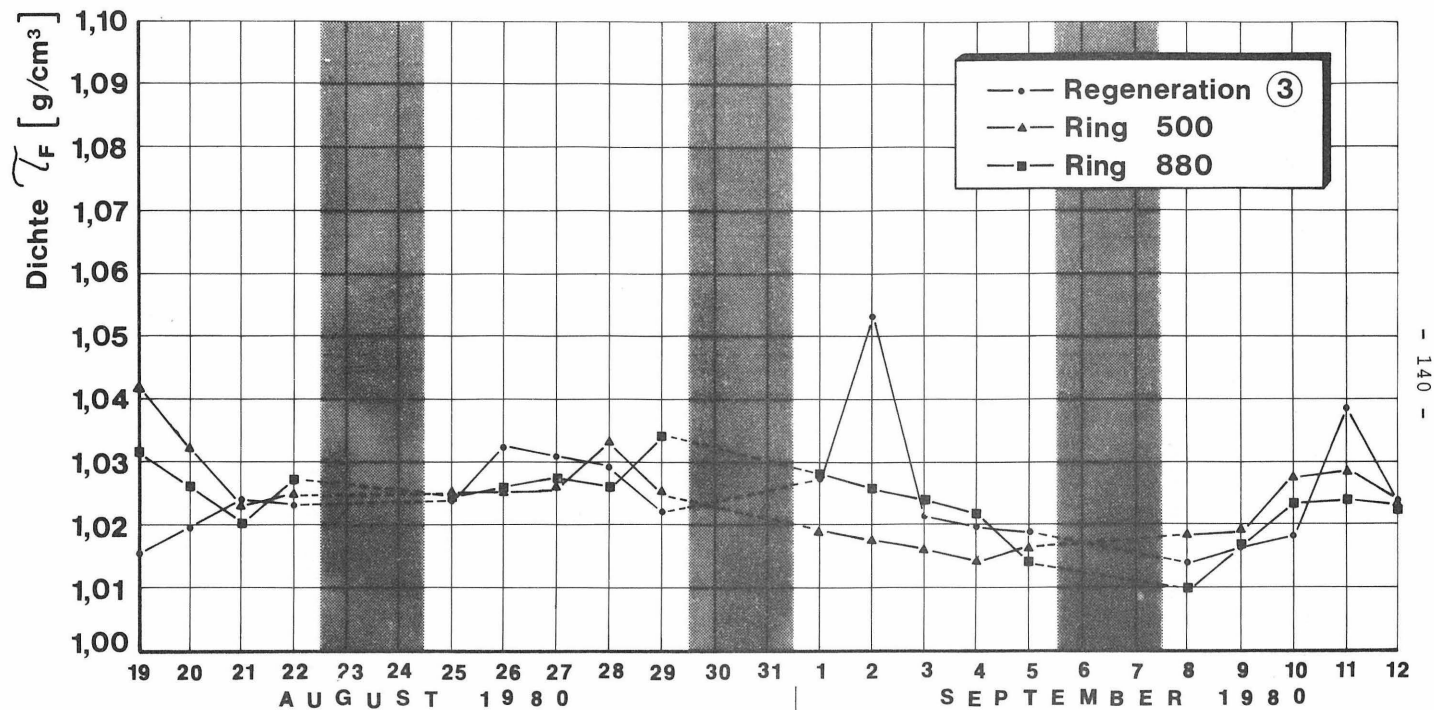


Bild 88: Dichte der Baustellensuspension in Abhängigkeit von der Zeit

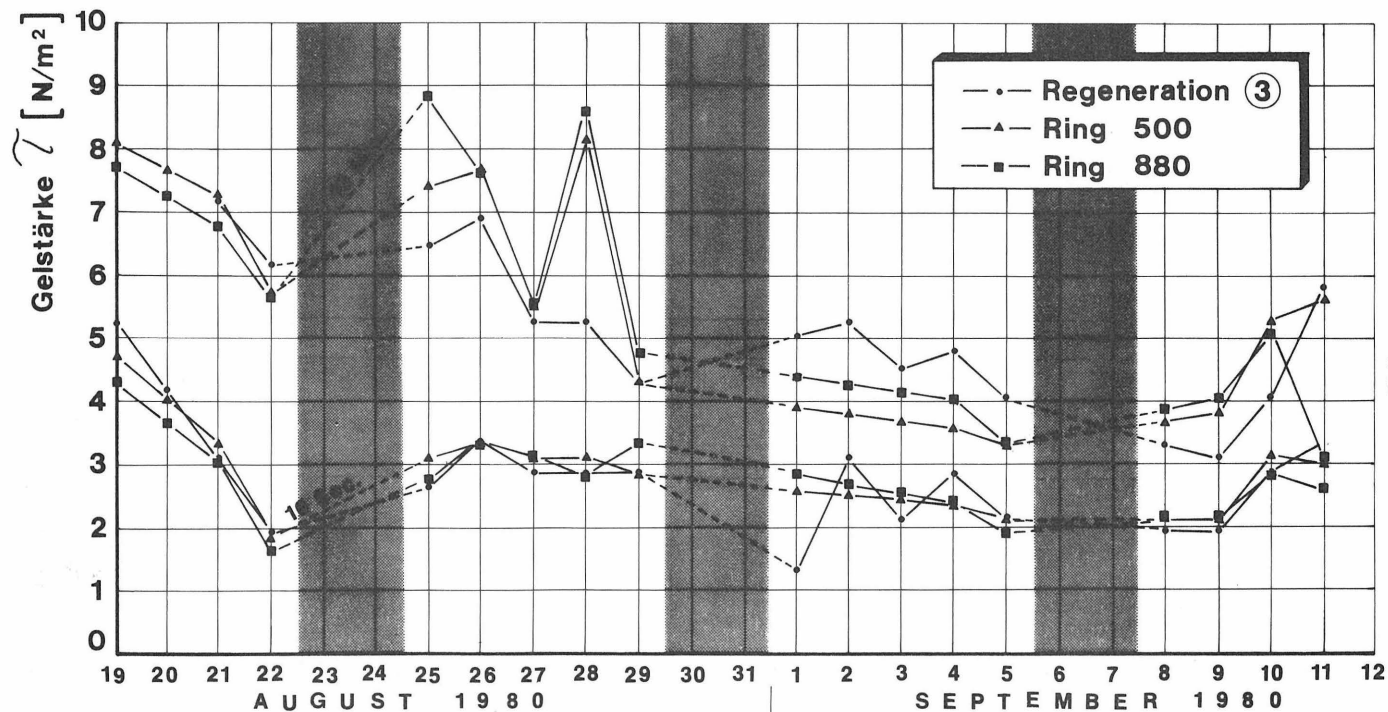


Bild 89: Gelstärke der Baustellensuspension in Abhängigkeit von der Zeit

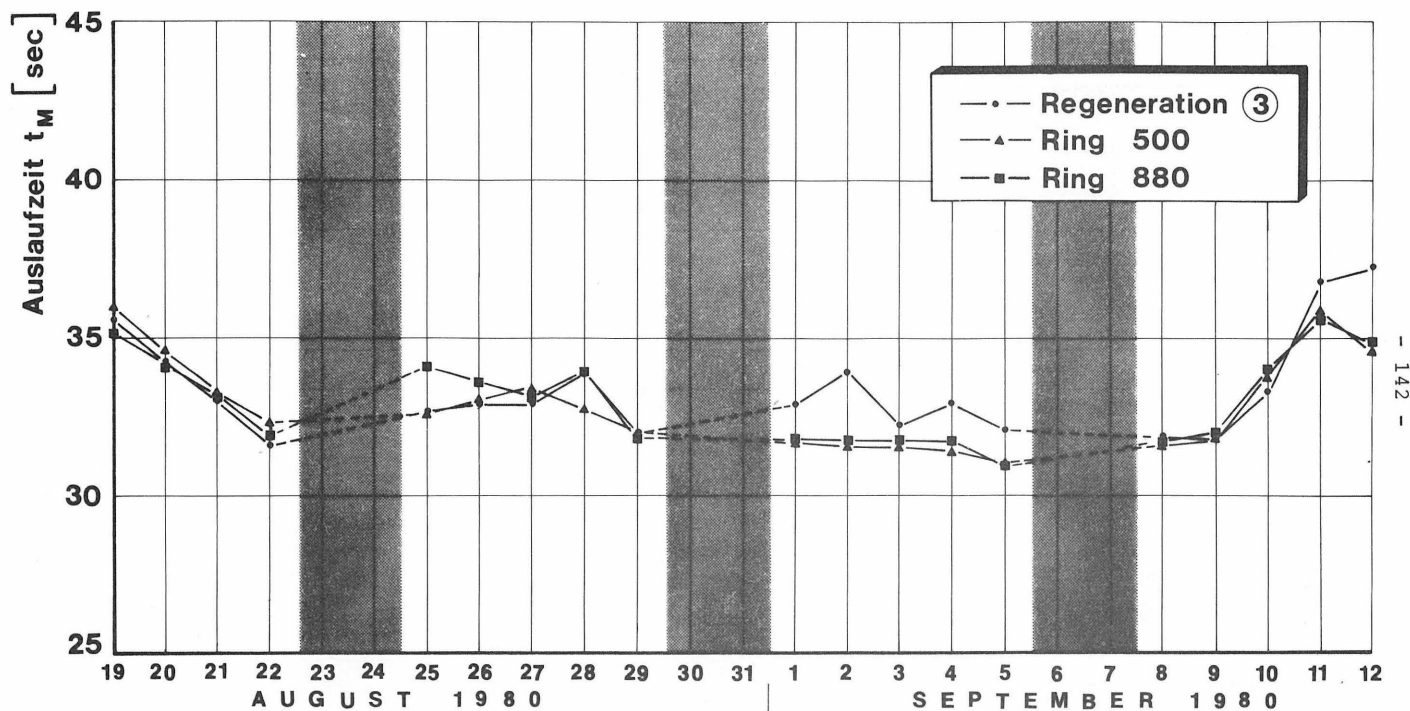


Bild 90: Auslaufzeit der Baustellensuspension aus dem Marshtrichter in Abhängigkeit von der Zeit

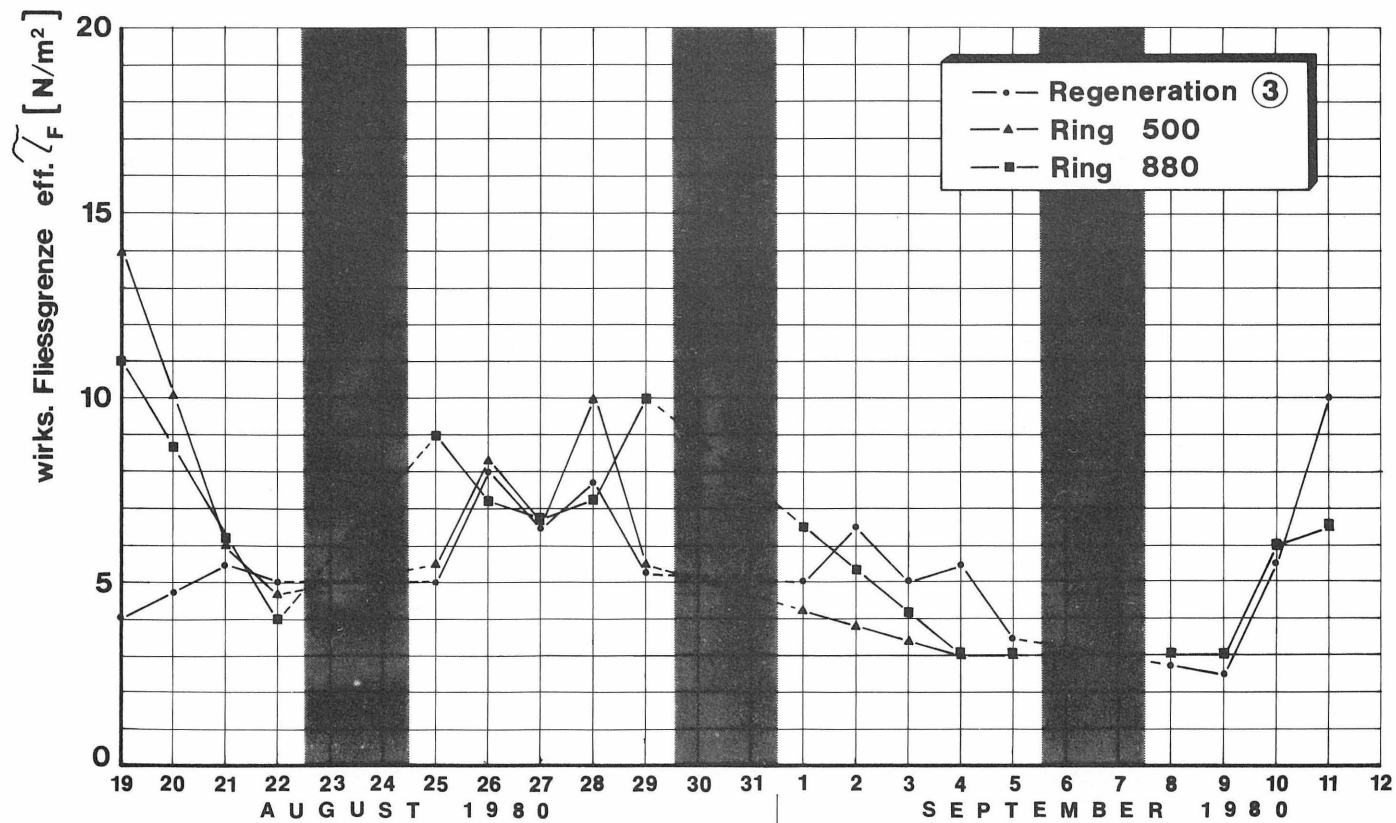


Bild 91: Wirksame Fließgrenze der Baustellensuspension in Abhängigkeit von der Zeit

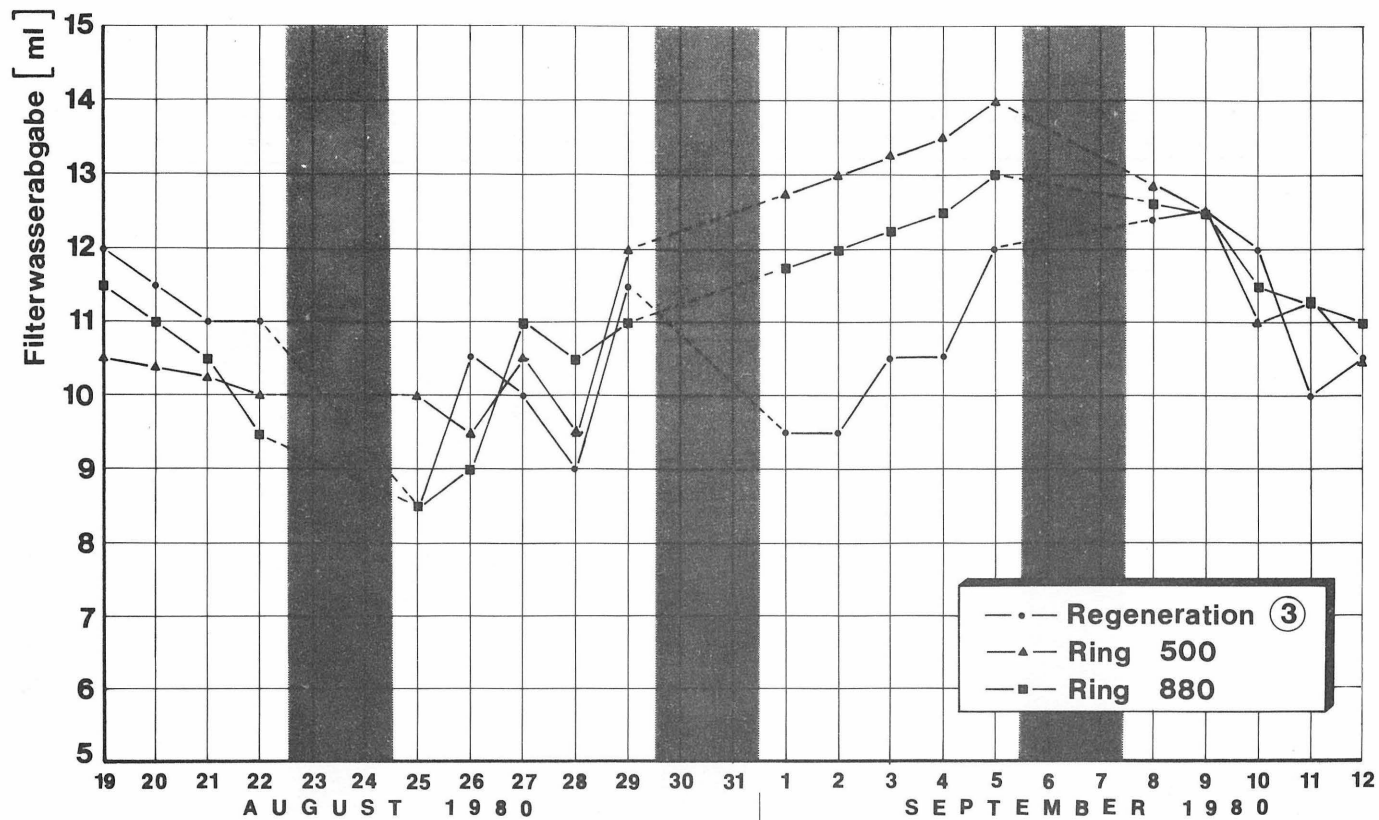


Bild 92: Filterwasserabgabe der Baustellensuspension in Abhängigkeit von der Zeit

6.4 Untersuchungen an Proben aus der Separieranlage

Um die Leistungen der einzelnen Geräteeinheiten der Separieranlage beurteilen zu können, wurden an sechs verschiedenen Stellen Proben entnommen und der Feststoffgehalt untersucht. Die Separieranlage und die Entnahmestellen sind im Bild 93 schematisch dargestellt. Die eingesetzte Separieranlage bestand aus zwei Schwingsieben und zwei Hydrozyklonen.

Die Entnahmestellen lieferten folgende Proben:

- ① Verunreinigte Suspension von der Ortsbrust vor der ersten Siebung
- ② Überkorn des ersten Schwingsiebes
- ③ Suspension nach dem Durchlauf durch den ersten Hydrozyklon
- ④ Überkorn des zweiten Schwingsiebes
- ⑤ Suspension nach dem Durchlauf durch den zweiten Zyklon
- ⑥ Suspension im ersten Sammelbehälter

Von den Suspensionsproben wurden die Kornverteilungskurven des jeweiligen Feststoffanteiles durch Siebanalysen nach DIN 4016 ermittelt. Schlämmanalysen konnten aufgrund des Bentonitgehaltes nicht durchgeführt werden. Die Versuche wurden an fünf aufeinanderfolgenden Tagen durchgeführt. Die an Proben aus den gleichen Entnahmestellen ermittelten Kornverteilungskurven wurden zu einem Körnungsband verbunden.

Die Schnittgrenzen der eingesetzten Siebe und Zykclone gehen aus dem Bild 94 hervor. Dargestellt sind die Kornverteilungskurven der vom ersten Schwingsieb und vom ersten Hydrozyklon gemeinsam mit dem zweiten Schwingsieb separierten Feststoffe.

Eine genauere Untersuchung der Separieranlage konnte wegen der schwierigen bzw. an einigen Stellen unmöglich Entnahme von Proben nicht durchgeführt werden.

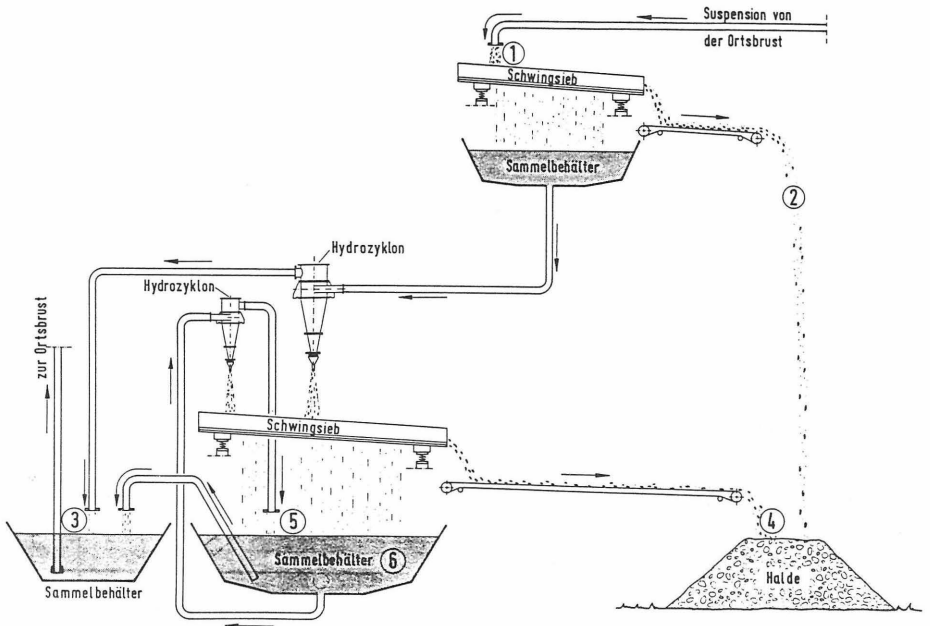


Bild 93: Schematische Darstellung der Separier -
anlage

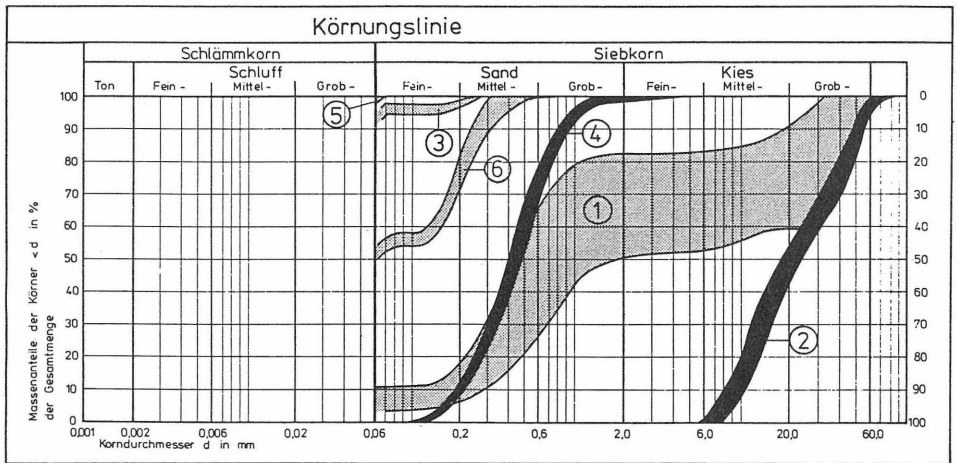


Bild 94: Kornverteilungskurven der Baustellensuspension
an verschiedenen Entnahmestellen der Separier -
anlage

Die auf der Baustelle "Sammeler Harburg-Abschnitt Nord, Los I" eingesetzte Separieranlage war für die Trennung der dort aufgefahrenen Bodenschichten von der Suspension gut geeignet und hat sich bewährt. In feineren Bodenschichten ist die Separierung über Zyklone aber nur bedingt möglich. Hier müssen Zentrifugen erprobt werden. Einen Überblick über die Wirksamkeit verschiedener Geräte gibt das Bild 95. Die Bilder 96 und 97 zeigen schematisch die Wirkungsweise von Hydrozyklonen und Dekanter-Zentrifugen.

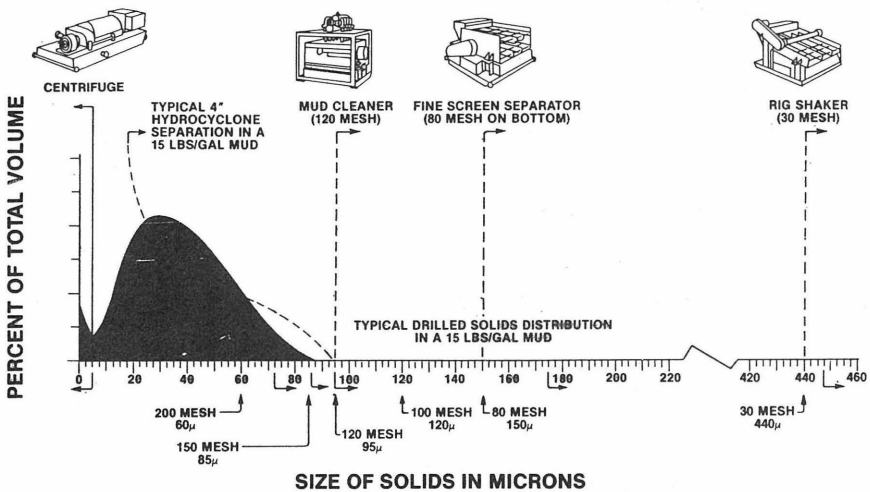


Bild 95: Wirksamkeit verschiedener Geräte bei der Feststoffkontrolle von Spülungen

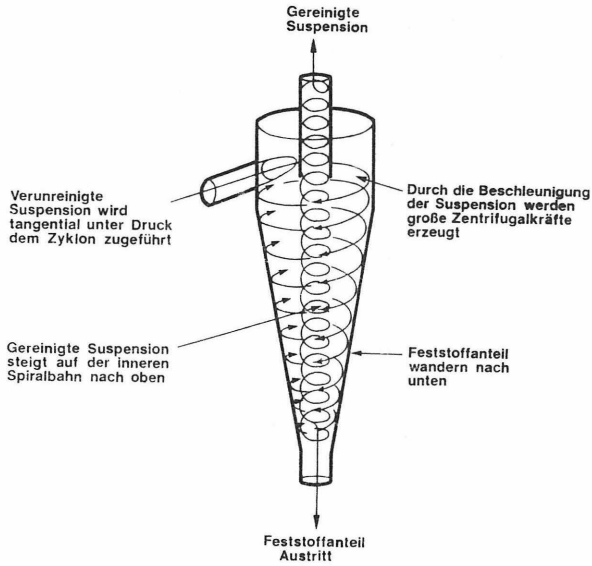


Bild 96: Schematische Darstellung eines Hydrozyklons

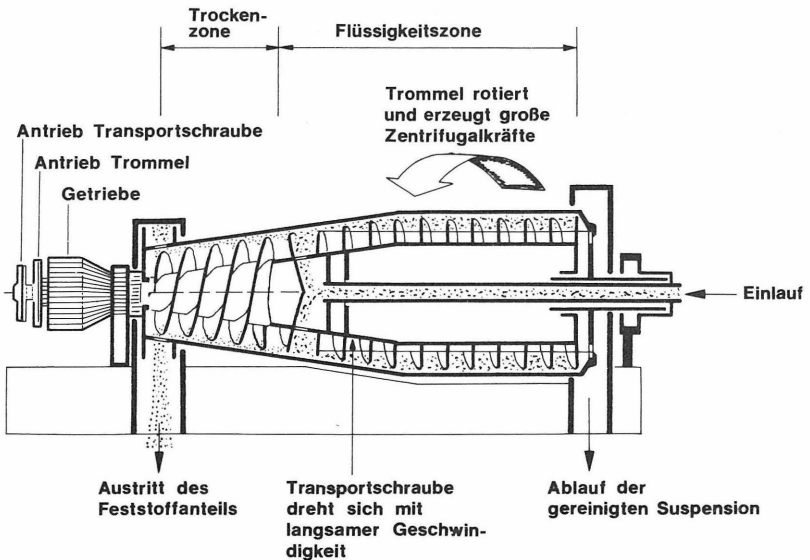


Bild 97: Schematische Darstellung einer Dekanter-Zentrifuge

6.5 Untersuchungen an Proben aus der Ortsbrust

Während der Durchführung von Reparaturarbeiten am Abbauwerkzug konnten von einem Mitarbeiter des Lehrstuhls aus der unteren Hälfte der luftdruckgestützten Ortsbrust zwei ungestörte Bodenproben mit Ausstechzylindern entnommen werden. Auf dem Bild 98 sind die beiden Entnahmestellen und der Bentonitfilterkuchen, der die Ortsbrust versiegelt, deutlich zu erkennen.



Bild 98: Ortsbrust nach der Entnahme von zwei Proben mit dem Ausstechzylinder

Es war geplant, an diesen Proben die Luftdurchlässigkeit zu ermitteln. Dazu wurden die Proben in eine dafür umkonstruierte Filterpresse eingebaut und seitlich abgedichtet.

Versuche mit unterschiedlichen Drücken und Abdichtungen gegen die Zylinderwand führten aber nicht zu befriedigenden Ergebnissen. Es wurde in allen Versuchen eine Umläufigkeit festgestellt.

Im Rahmen weiterer Forschungsarbeiten muß für solche Versuche eine befriedigende Lösung gefunden werden.

7. Stand der Technik bei der Berechnung schildvorgetriebener Tunnel

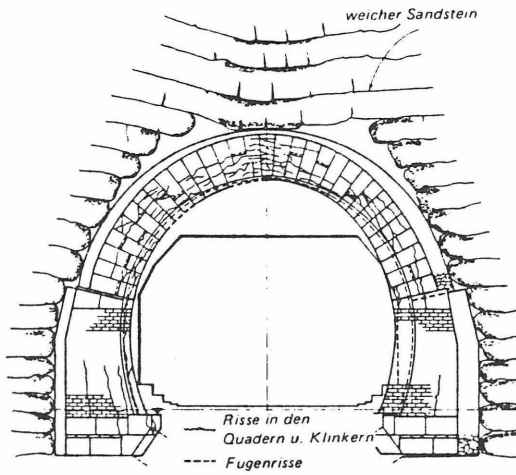
7.1 Allgemeines

Es ist kaum möglich, jemals ein reales Abbildungsmodell für das unterirdische Bauen zu finden, das alle Gebirgseigenschaften, Bauphasen, Ausbauarbeiten usw. erfaßt. Deshalb muß für jede Ingenieuraufgabe ein technisches Ersatzmodell entwickelt werden, das das Verhalten des Systems, vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend beschreibt. Die Berechnungsmodelle im Tunnelbau haben vom Gewölbe bis zur heutigen Simulation von Bauvorgängen mit der Finite-Element-Methode eine stürmische Entwicklung erfahren.

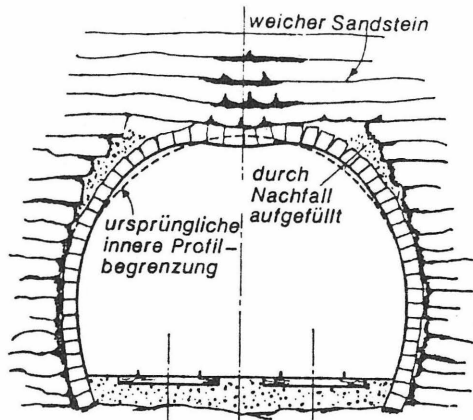
7.2 Geschichtliche Entwicklung der Tunnelbaustatik

7.2.1 Der Tunnel als Gewölbe

Jahrzehntelang wurde das Mauerwerk der Tunnelauskleidung statisch als Gewölbe behandelt. Die Gewölbevorstellung "Druck von oben" und "Grundbruch von unten" beherrschte das Denken der Statiker, Planer und Baupraktiker. Es hatte unmäßig dicke Gewölbe (bis zu 1,0 m oder gar 1,5 m) und übermäßig kräftige Widerlager (bis zu ca. 2,0 m dick) zur Folge, die aber auch nicht in der Lage waren, die Tunnel vor schweren Schäden zu bewahren. Denn diese Hufeisenprofile mit Mammutdimensionen besaßen mitunter eine weit geringere Stand- und Bestandsicherheit als die baustatisch nachgewiesene (Bild 99). Das Bild zeigt ein typisches Beispiel für einen gemauerten Gewölbetunnel (Müller 1978). Eine Gewölbedicke von 110-150 cm und eine Widerlagerdicke von 160-200 cm konnte den Tunnel nicht vor schweren Schäden schützen.



Einbeulung der Firste



seitliche Widerlagerverdrückung

Die traditionelle Gewölbeauffassung geht von der Voraussetzung aus, daß die gemauerte Tunnelauskleidung das Bauwerk, das Gebirge (bzw. ein Teil davon) die auftretende Belastung sei. Das stimmte in der klassischen Periode des Tunnelbaus sogar. Das "Gewölbe" wurde unter dem Schutz des Holzverbaus gemauert und unter gleichzeitigem entfernen - "Rauben" - der provisorischen Zimmerung mit Bruchsteinen hinterpackt. Erst nach dem Gewölbeschluß nahm es Last auf und zwar das Gewicht der "Auflockerungsglocke" bzw. den als "Erddruck" aufgefaßten Seitendruck der Auflockerungsmassen. Wegen des häufig unvollkommenen Auspackens fehlte der Kraftschluß mit dem Gebirge meist völlig oder stellte sich erst im Laufe der Zeit und oft in unberechenbarer und keineswegs symmetrischer Weise ein.

Auch der früher allein übliche und mögliche Holzverbau trug durch seine Nachgiebigkeit zu einer frühzeitigen, erheblichen Auflockerung und Entfestigung bei.

Ein Sohlgewölbe wurde nur in Ausnahmefällen - in blähendem oder quellendem Gebirge - und da auch meist zu spät oder gar erst nachträglich eingezogen, was schon Rziha (1874) und Heim (1905) bemängelten. Vielfach meint man - und es gibt heute noch "Tunnelbauer" die dies meinen - auftretende Sohlhebungen seien ein Anzeichen überhöhter Fundamentpressungen unter den Widerlagern und könnten durch deren Verbreiterung vermieden werden. Dabei wird das Auftreiben der Sohle zu simpel nach bodenmechanischen Modellen als eine Art Grundbruch unter zu hoher Fundamentlast aufgefaßt. Es ist aber vielmehr ein Fließvorgang, den man nur in Zusammenhang mit dem Gesamtsystem der gelochten, schlaff ausgekleideten Scheibe richtig erkennt. Das Fehlen eines Sohlgewölbes setzt die Widerlager außerstande, diesem Fließvorgang entgegenzuwirken; sie werden im Gegenteil von diesem nach innen mitgeschleppt und zwar weniger durch Fließdruck auf ihrem Rücken als durch Tangentialkräfte unter ihrer Sohle.

Erst allmählich setzte sich die Erkenntnis von der grundsätzlichen Notwendigkeit des Sohlschlusses durch. Sohl-offene Schalen bilden heute die Ausnahme, die nur dort zugelassen werden können, wo ein sehr fester Fels die Funktion des Sohlschlusses übernimmt.

7.2.2 Der Tunnel als Röhre

Das Modell des Gewölbes mit geschlossener Sohle führte zum Gedankenmodell der geschlossenen Röhre. Dies ist nicht nur eine Modifikation des Gewölbemodells, es gibt prinzipielle Unterschiede:

- Voraussetzung für eine dünne, biegeschlaaffe Röhre ist ein Kraftschluß zwischen Auskleidung und Gebirge (die Auskleidung wird direkt gegen das Gebirge betoniert).
- Infolge des Kraftschlusses werden schon durch kleinste Verformungen des Rohres Rückstellwiderstände im Gebirge aktiviert, die der Ausbiegung im Ulmenbereich entgegenwirken. Da sie in ihrer Art dem Erdwiderstand verwandt sind, vermag selbst ein vergleichsweise nachgiebiges, z.B. sehr aufgelockertes oder aus Lockergestein bestehendes Gebirge beträchtliche Rückstellwirkungen auszuüben.
- Durch die verhinderte Ausbiegung in der Ulme wird die Biegebeanspruchung im Rohr vermindert. Biegewirkungen sind daher weit weniger von Bedeutung als bei den freistehenden Gewölben alter Konstruktionen.
- Bei dünnchaligen Rohren werden die Biegespannungen zu Nebenspannungen und die Ringdruckkräfte (Normalspannungen) im Rohrquerschnitt werden Hauptspannungen.
- Das rundum gebettete Rohr vermag ein Vielfaches der Belastung aufzunehmen, die eine sonst gleichgestaltete freiliegende Röhre oder ein nicht anbetoniertes Gewölbe aufzunehmen in der Lage wäre.

- Es vermag auch hohe Einzellasten sowie unvorhergesehene unsymmetrische Belastungen ohne weiteres zu tragen, ohne daß besonders ungünstige Beanspruchungen auftreten, weil sich Verformungen in das Hohlrauminnere nur auf einen kleinen Kreissektor beschränken, Ausbiegungen nach außen aber durch die Rückstellkräfte der Bettung verhindert sind.
- Die elastische Bettung spielt eine entscheidende Rolle bei diesen Betrachtungen.
- Das System besitzt eine besondere Raumsteifigkeit. Jeder Querschnitt wird durch die Nachbarquerschnitte mitgestützt, da diese sich gegeneinander weder verschieben noch verdrehen und nur wenig verwinden können. Zusatzlasten werden auf einen großen mittragenden Bereich verteilt, Verformungen wie Spannungen bleiben klein. Dieser Tatsache kommt angesichts der häufigen Inhomogenitäten des Gebirges (z.B. Silodrücke aus Störungen) größte Bedeutung zu.

Das Gedankenmodell des quer zu seiner Achse belasteten Rohres kann in verschiedenartigen statischen Systemen nutzbar gemacht werden. Heute spricht man meist von zwei Röhrenkonstruktionen:

- von einem dünnwandigen, biegeschlaffen, als Schale anzusprechenden Rohr, in dem neben vorherrschenden Ringdruckkräften die Biegewirkungen von untergeordneter Bedeutung sind (Spritzbetonschale)
- von einem relativ dickwandigen, im Querschnitt biegesteifen Rohr, welches bei Querbelastung auf Biegung und Normalkraft beansprucht wird (Tübbingausbau).

eine Mittelstellung zwischen beiden nimmt

- das zweischalige Rohr ein.

Die Rohre werden in einem großen Bereich ihres Umfangs kraftschlüssig in ein elastisches Medium gebettet angenommen, bilden dort also mit dem umgebenden Gebirge ein gemeinsames System, während sie im Firstkalottenbereich vom Gebirge belastet angenommen werden. Diesem Modell der gebetteten Röhre (Bild 100) liegt immer noch die alte Vorstellung Bauwerk plus Belastung zugrunde, nur sehr begrenzt vermag es die Wechselwirkung zwischen Gebirge und Auskleidung zur Geltung zu bringen.

Die Fähigkeit des Baugrundes, sich an der Standsicherheit des Tunnels zu beteiligen, wird durch die Bettung unzureichend simuliert. Der als konstant angesetzte Bettungsmodul ist nur eine große Vereinfachung. Fleck/Sonntag (1977) schlagen einen verbesserten Bettungsansatz vor, mit dem die Bettung über den Umfang variiert werden kann.

Trotzdem erfüllt dieses Modell viele Bedingungen eines technischen Modells und wird - in Ermangelung besserer Lösungen - häufig Berechnungen zugrunde gelegt. Dies gilt insbesondere für Tunnel im Lockergestein bis zu einer Überdeckung von etwa zwei Tunneldurchmessern und bei Tunnelbereichen, die in Störzonen von Festgestein liegen. Die äußere Belastung der geschlossenen, gebetteten Röhre wird wie beim Gewölbetunnel ermittelt.

Einen Ansatz für die Tragfähigkeitsermittlung eines dünnwandigen, biegeschlaffen Rohres haben Rabcewicz und Sattler (1965) entwickelt. Ihre Berechnungsweise aufgrund des Bruchverhaltens bei Überbeanspruchung hat den Vorzug, ausserordentlich einfach zu sein. Diese Einfachheit ist nicht durch drastisch vereinfachende Annahme zustande gekommen, sondern einerseits aus Beobachtungen an zu Bruch gegangenen Bauwerken, andererseits aus dem Ergebnis von Modellversuchen.

Rabcewicz hatte beobachtet, daß Tunnelröhren selten durch Biegebruch sondern i.d.R. durch Scherbruch oberhalb und unterhalb der Ulmen zu Bruch gehen. Er hat gezeigt, daß

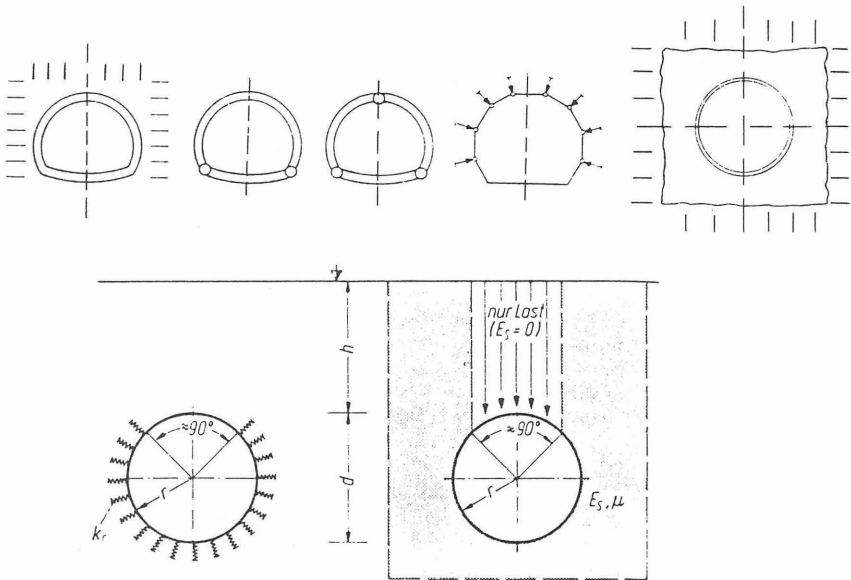


Bild 100: Berechnungsmodelle für das eingebettete Rohr nach Müller, 1978 (oben) und Duddeck, 1980 (unten)

das Hereindrängen des Gebirges aus den Ulmen mit diesen Brucherscheinungen in Zusammenhang steht und vier Stadien der Gebirgsdruckentwicklung unterschieden (Bild 101).

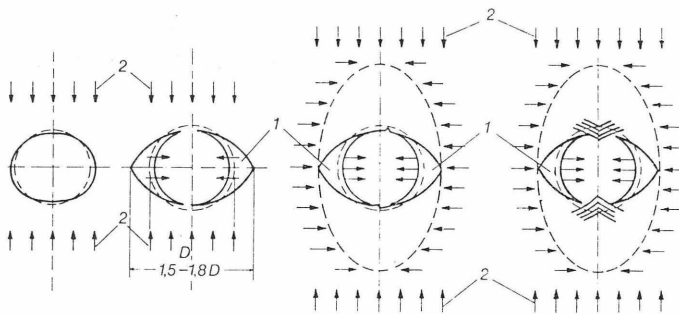


Bild 101: Schematische Darstellung der mechanischen Vorgänge in zeitlicher Entwicklung nach der Scherbruchtheorie von RABCEWICZ in der Umgebung eines kreisförmigen Hohlraumes.

Sattler (1965) gibt Gleichungen für die Abschätzung der Bruchsicherheit dünner Auskleidungen an, die unter den Voraussetzungen des Bildes 102 Gleichgewicht zwischen der Ulmenbelastung und den Scherbruchwiderständen herstellen. Sattler stützt sich auf die Beobachtung der stets unter auffallend spitzem Winkel zur Tunnellaubung auftretenden Scherflächen. Will man eine zweifache Sicherheit gegenüber dem Eintreten des Scherbruches haben, so wird

$$\text{erf } d_s = \frac{H}{2 \cdot \text{zul } \tau}$$

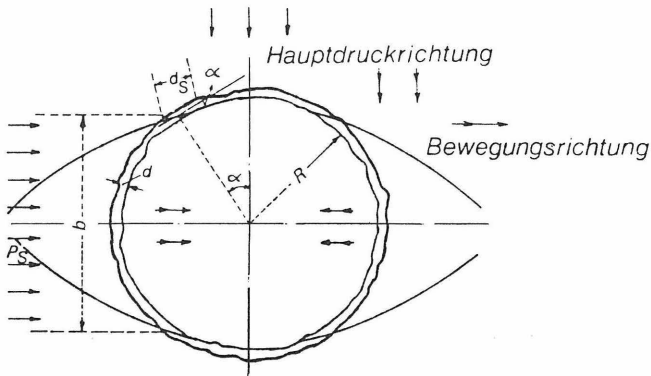


Bild 102: "Scherbruch"-Theorie nach SATTLER

Ebenfalls in diese Zeit gehören die beiden Berechnungsverfahren für das gebettete Rohr, die sich in der Praxis durchgesetzt haben:

- Das Verfahren nach Schulze/Duddeck (1964) ist eine elastizitätstheoretisch genaue Lösung nach Theorie I. Ordnung.
- Das Verfahren nach Windels (1966) ist eine Erweiterung. Er gibt eine Näherungslösung nach Theorie II. Ordnung an.

7.2.3 Der Tunnel als gelochter Raum

Je mehr man nicht die Auskleidung des Tunnels für sich allein betrachtet, sondern das Ganze als System Gebirge plus Bauwerk sieht, desto mehr wird deutlich, daß auch die Modellvorstellung "gebettete Röhre" insbesondere in einem festeren Gebirge nur ein Übergang zu einem ganzheitlichen Modell sein kann: zum gelochten Raum (im Querschnitt als gelochte Scheibe gesehen). Bild 103 zeigt die Lösungen ohne oder mit vergüteter bzw. ausgekleideter Wandung. Beide Lösungen zwingen zu numerischen Berechnungsverfahren (i.d.R. Finite-Elemente-Methode, FEM). Die Berechnung mit elektronischen Rechenautomaten eröffnet die Möglichkeit, mit Modellen zu rechnen, die die tatsächlichen Vorgänge im Gebirge und die Eigenschaften von Gebirge und Auskleidung in den verschiedenen Bauphasen besser erfassen.

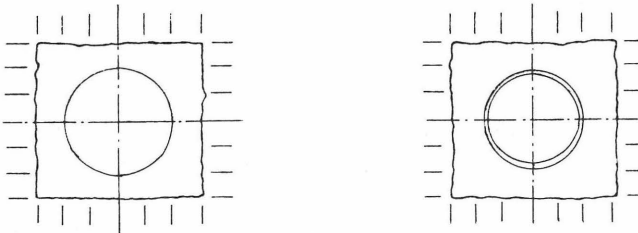


Bild 103: Der Tunnel im Kontinuum, links ohne und rechts mit ausgesteiftem Rand

■ Gelochte Scheibe ohne Lochrandversteifung

Für die Beurteilung der Standfestigkeit ist zunächst ausschlaggebend, ob ein Hohlraum auch ohne Verbau standfest ist. Dies wird durch Bestimmung der Spannungen des gelochten elastischen Raumes festgestellt.

Mit dem Modell der gelochten Scheibe ohne Lochrandversteifung lassen sich die Verformungen und Lochungsspannungen analytisch (s. z.B. Spang 1970) oder auch numerisch für die Belastung aus dem jeweiligen primären Spannungszustand des Gebirges ermitteln.

Das FE-Netz für die numerische Rechnung kann hierfür grobmaschig sein. Zur Bemessung einer Auskleidung sind diese Berechnungen nicht brauchbar.

■ Die lochrandversteifte Scheibe

Das Modell der lochrandversteiften Scheibe setzt einen vollen Verbund zwischen Auskleidung und Gebirge sowie ein weitgehend homogenes Gebirge voraus. Außerdem wird vorausgesetzt, daß die Auskleidung sofort wirksam wird und Sekundärverformungen mitmachen kann; die der Hohlraumherstellung folgenden Sekundärspannungen werden einem Kontinuum aus Auskleidung und Gebirge zugewiesen.

Die erforderlichen Kenngrößen sind neben der Geometrie der primäre Spannungszustand, die Wichte und das Stoffgesetz von Gebirge und Auskleidung.

Dieses Berechnungsmodell enthält einige nicht zutreffende Annahmen. Die Auskleidung wird in Wirklichkeit weitgehend spannungsfrei in den Gebirgsraum eingebracht, da dessen Laibung und Umgebung bereits Verformungen und damit Sekundärspannungen erfahren haben. Die Annahme eines elastischen Kontinuums mit vollem Verbund zwischen Tunnelring und Gebirge ist fraglich. Der Verbund zwischen Auskleidung und Gebirge ist z.B. von der Reibung, der Scherfestigkeit des Gebirges und der Art und Einbringung der Auskleidung abhängig; er ist nicht überall im Sinne des Modells vorhanden, z.B. ist eine Zugspannungsübertragung in das Gebirge im Firstbereich nicht oder höchstens nur sehr begrenzt möglich.

Untersuchungen über den Einfluß der Wandstärke und des Seitendruckverhältnisses im Primärzustand auf die Spannungsumlagerungen im Verbundsystem der ausgekleideten, gelochten Scheibe hat Baudendistel (1973) veröffentlicht. Die Untersuchungen, denen die Finite-Element-Methode mit einem elastisch-plastischen Stoffgesetz für das Gebirge zugrunde liegt, beziehen sich auf "mildes"

Gebirge und unterschiedliche Tiefenlagen. Baudendistel unterscheidet dabei zwischen den Einbauphasen "Sofort-einbau" (e_s) (Verformungen des Gebirges etwa zu einem Viertel eingetreten) und "Einbau nach voller elastischer Deformation" (e_g). Der Unterscheidung liegt das Pachersche Konzept der "gezielten Entspannung" zugrunde.

Wesentliche Ergebnisse der Untersuchungen von Baudendistel sind:

- Dünnere Auskleidungen sind günstiger als dickere (steifere).
- Die Primärspannungen gehen sehr wesentlich in die Ergebnisse ein.
- Eine geringe Seitendruckziffer $K = \sigma_H / \sigma_V$ (z.B. 0,2) führt zu stark ungleichförmigen Belastungen auf die Auskleidung, d.h. zu Biegemomenten in der Schale.
- Die Belastungsdifferenzen werden umso geringer, je weicher das Gebirge, bei $K = 1,0$ verschwindet der Einfluß der Momente.
- Große Belastungsdifferenzen sind auch zu erwarten wenn $K > 1,0$.
- Ein Ansteigen der Gebirgsfestigkeit führt zu einer spürbaren Reduzierung der Auskleidungsdicken.
- Wird die Auskleidung in der Einbauphase e_E (nach Entspannung) eingebracht, sind ebenfalls wesentlich geringere Auskleidungsdicken als bei der Einbauphase e_s (Soforteinbau) möglich.

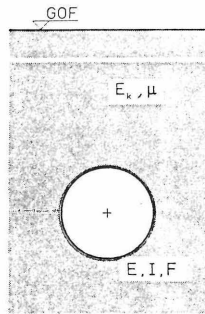
7.2.4 Räumliche Berechnungen

Erweiterungen der Scheibenmodelle auf räumliche Zustände (z.B. Ortsbrustbereich) und auch auf solche, die den Ausbruch mit sukzessiv fortgenommenen Elementen simulieren, sind ohne weiteres möglich und nur durch die Speicherkapazität der Rechner begrenzt.

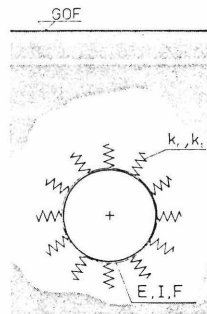
7.3 Heutiger Stand der Technik

7.3.1 Allgemeines

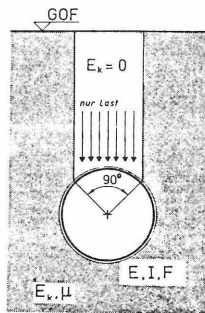
Der heutige Stand der Technik für die Bemessung wird in den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)" dargestellt. Danach werden heute im wesentlichen vier Berechnungsmodelle (Bild 104) zur Anwendung empfohlen.



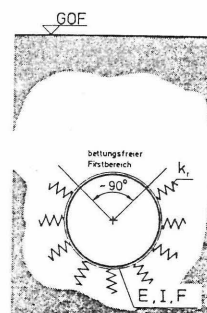
a) Kontinuumsmodell



b) Bettungsmodell



b) Teilkontinuumsmodell



d) Teilbettungsmodell

Bild 104: Wesentliche Berechnungsmodelle für den Tunnelbau

Die Modelle a) und b) einerseits sowie c) und d) andererseits unterscheiden sich durch ihren Ansatz für die stützende Mitwirkung des Baugrundes. Diese Mitwirkung soll aus der Tiefenlage ermittelt werden. Es können die in Bild 105 dargestellten Fälle a) und b) entsprechend der Tiefenlage des Tunnels gewählt werden (h = Überdeckung der Firste). Bei der Festlegung der Überdeckungshöhe sind unterschiedliche Schichtungen (insbesondere aus weichplastischen Böden), gegebenenfalls auch Störungen in der Kontinuumswirkung des Baugrunds, wie zum Beispiel Tiefgründungen, zu beachten. Bei mehreren dicht nebeneinander liegenden Tunnelröhren ist für die in Bild 105 angegebenen Grenzen ein entsprechend größerer Ersatzdurchmesser d zu wählen.

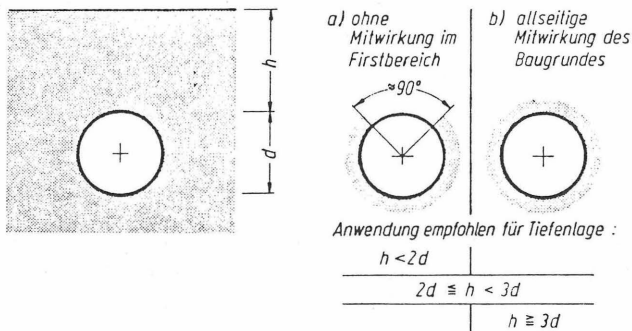


Bild 105: Ansätze für die stützende Mitwirkung des Baugrundes

- Bei Tunneln mit geringer Überdeckung ($h < 2d$) sind Berechnungsmodelle zu wählen, die die Mitwirkung des Baugrunds nur in denjenigen Umfangsbereichen ansetzen, in denen sich die Auskleidung infolge Beanspruchung nach außen gegen den Baugrund verschiebt. Sind die Querschnitte der Auskleidung und die Verbindungsmittel in der Sohle etwa gleich denjenigen im Firstbereich, so genügt es, im Modell nur den Firstbereich (Winkel des Sektors etwa 90°) bettungsfrei zu lassen.

- Bei Tunneln mit größerer Überdeckung ($h > 3 d$) kann die statische Berechnung an einem Modell erfolgen, das den Baugrund als Kontinuum erfaßt (als Scheibe mit zum Beispiel ebenem Verformungszustand). Für die Wechselwirkung von Ausbau und Baugrund kann hierbei auch im Firstbereich Verbund angesetzt werden. Der in der Rechnung erfaßte Baugrundausschnitt muß hinreichend groß sein. Dabei sind die Primärspannungen ohne die zugehörigen Verformungen und der Seitendruck mit K_0 anzusetzen.
- Für einen Übergangsbereich ($2 d \leq h < 3 d$), und in Sonderfällen auch für Überdeckungen $h < 2 d$ können Ansätze a) oder b) nach Bild 104 notwendig oder möglich sein. Für die Wahl kann unter anderem die Größe der vorhandenen Kohäsion, die geologischen Verhältnisse oder das Bauverfahren maßgebend sein.

7.3.2 Beschreibung der Modelle

Aus statischer Sicht ist das Tunnelbauwerk als räumliches Verbundsystem von Tunnelausbau und Baugrund anzusehen, dessen Geometrie und Belastung sich während der Bauphase durch den Vortrieb ständig verändern. Zur Vereinfachung wird jedoch überwiegend nur der Endzustand betrachtet und das räumliche dreidimensionale Tragsystem für charakteristische Trassenbereiche durch ein zweidimensionales ebenes Tragsystem ersetzt.

■ Modelle mit allseitiger Mitwirkung des Baugrundes

Diese Modelle (Bild 104 a und b) gehen davon aus, daß Auflockerung und Entfestigung über der Tunnelfirste soweit beschränkt sind, daß der Boden für die Umlagerung der Kräfte durch den Hohlraumausbruch noch herangezogen werden kann.

■ Kontinuumsmodell

Mit der Annahme, daß das mechanische Verhalten des Baugrundes im Rahmen der Kontinuums-theorie zutreffend beschrieben werden kann, ergibt sich dann als theoretisches Modell ein in seiner Ebene beanspruchtes, entsprechend der Hohlraumkontur gelochtes scheibenartiges Kontinuum entsprechend Bild 104 a. Der Tunnelausbau wird in diesem Modell durch eine dünnwandige Lochrandverstärkung idealisiert. Das Modell erlaubt sowohl die Ermittlung der Schnittgrößen des Tunnelausbaues wie auch der sekundären Spannungen und der Verschiebungen des Baugrundes. Die das Problem beschreibenden Differentialgleichungen können entweder analytisch oder numerisch z.B. mit der Methode der Finiten Elemente gelöst werden.

■ Bettungsmodell

Da bei den üblichen Standsicherheitsuntersuchungen der Nachweis der Tragfähigkeit der Ausbaukonstruktion im Vordergrund steht, kann zur weiteren Vereinfachung auch angenommen werden, daß der Baugrund in seiner mittragenden Funktion durch eine elastische Federbettung idealisiert wird. Damit ergibt sich als theoretisches Modell für das Tunnelbauwerk ein elastisch gebetteter Ringträger nach Bild 104 b. Die elastische Bettung kann dabei sowohl in radialer und tangentialer Richtung wie auch nur in radialer Richtung wirkend angesetzt werden. Im Gegensatz zum Kontinuumsmodell können mit diesem Bettungsmodell jedoch nur die Schnittgrößen und Verformungen des Tunnelausbaues, nicht aber die Spannungen des Baugrundes berechnet werden. Die Ermittlung der Schnittgrößen kann ebenfalls entweder durch eine analytische oder numerische Lösung der Differentialgleichung erfolgen.

■ Modelle ohne Mitwirkung im Firstbereich

Bei oberflächennahen Tunneln mit einer geringeren Überdeckung als dem zweifachen Tunneldurchmesser kann im Firstbereich infolge der mit dem Tunnelvortrieb verbundenen Auflockerungen oder infolge langfristiger Einwirkungen eine Entfestigung erfolgen, durch die die Tragfähigkeit des Baugrundes herabgesetzt wird. Im ungünstigsten Fall ist davon auszugehen, daß der Baugrund oberhalb des Tunnelfirstes seine Tragfähigkeit vollständig verloren hat und sich in diesem Bereich nicht an der Aufnahme der Umlagerungskräfte beteiligt.

■ Teilkontinuumsmodell

Für das Modell mit Teilkontinuum nach Bild 104 ist zu beachten, daß die Auflast auf dem Firstbereich p_v auch nach den Tunnelverformungen in voller Größe erhalten bleibt. Das Kontinuumsmodell ist daher im Firstbereich so abzuändern, daß der Boden eine Steifigkeit von $E_s = 0$ hat. Die Berechnung der Zustandsgrößen von Tunnelausbau und Baugrund kann bisher nur mit numerischen Verfahren erfolgen.

■ Teilbettungsmodell

Das Modell des teilweise gebetteten Ringträgers (Bild 104 d) kann sowohl mit analytischen wie numerischen Verfahren berechnet werden. Für dieses oder sehr ähnliche Modelle sind die meisten bekannten analytischen Berechnungsverfahren (Schulze/Duddeck 1964, Windels 1966) entwickelt worden. Für beide genannten Verfahren werden jedoch andere Erddruckansätze verwendet als in den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein 1980".

7.3.3 Erddruckansätze

Der Tunnelbaubau erhält seine wesentliche Beanspruchung durch die Wirkung des Baugrundes auf den Ausbau. Dabei sind verschiedene Spannungszustände zu unterscheiden:

■ Primärspannungszustand

Der vor dem Tunnelbau vorhandene ungestörte Zustand des Baugrunds ist der primäre Spannungszustand. Sofern nicht unmittelbar aus Baugrunderkundungen hinreichend abgesicherte andere Spannungsverteilungen ermittelt werden, darf nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein 1980" für die vertikalen Primärspannungen σ_v das Gewicht des Baugrunds sowie der Bebauungs- und Verkehrslasten (unter Berücksichtigung des Grundwassers) und für den horizontalen Seitendruck $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$ angesetzt werden. Dabei darf für den Seitendruckbeiwert K_0 als Rechenwert im allgemeinen $K_0 = 0,5$ gewählt werden.

Der Ansatz von $K_0 = 0,5$ erscheint jedoch bei den heutigen geologischen und bodenmechanischen Kenntnissen und Möglichkeiten als eine nicht erforderliche Idealisierung. Der Wert K_0 des Primärspannungszustandes kann relativ zuverlässig ermittelt werden.

■ Sekundärspannungszustand

Die sekundäre Spannungsverteilung im Gebirge ist das Ergebnis aller Spannungsumlagerungen, welche den Ausbruch des Hohlraumes begleiten und durch ihn ausgelöst werden. Im Gegensatz zu der in der Regel homogenen primären ist die sekundäre Spannungsverteilung grundsätzlich inhomogen. Diese Spannungsumlagerungen führen in der Regel zu einer Verminderung der Belastung des Ausbaus gegenüber dem primären Spannungszustand. Geht ein Berechnungsmodell davon aus, daß sich der Baugrund vor der statischen Mitwirkung des Ausbaus bleibend entspannt, sind die Ausgangsspannungen kleiner als

die Primärspannungen. Bei Ansatz der vollen Primärspannungen als Ausgangszustand wird eine mögliche Entspannung vernachlässigt. Besonders bei der Berechnung tiefliegender Tunnel ist daher ein Erddruckansatz in der Größe der Primärspannungen zwar auf der sicheren Seite liegend, aber unwirtschaftlich.

Zuverlässigere Angaben über den Erddruckansatz für Bettungs- bzw. Teilbettungsmodelle sollten daher ermittelt werden. Dies kann z.B. durch vorgeschaltete Parameterstudien mit Kontinuumsmodellen oder durch Messungen am Bauwerk während der ersten Vortriebsphase geschehen.

■ Tertiärspannungszustand

Von einer tertiären Spannungsverteilung wird gesprochen, wenn der Spannungsumlagerung von der primären zur sekundären Spannungsverteilung durch Hinzutreten weiterer Kraftwirkungen (Ausbausteifigkeit) Einhalt geboten wird. Das geschieht durch den Ausbauwiderstand. Der Ausbauwiderstand ist keine aktive Belastung, sondern wird durch die Verformung des Ausbaus gegen den Boden durch die Belastung geweckt.

■ Quartärspannungszustand

Von einem quartären Spannungszustand spricht man, wenn die tertiäre Spannungsverteilung zur Ruhe gekommen ist und dann aktive Kräfte gegen die Gebirgsfläche wirken. Hierbei handelt es sich z.B. um Belastungen aus Flüssigkeitsfüllung bei Druckstollen.

7.3.4 Mitwirkung des Baugrundes

Die "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein 1980" berücksichtigen zwei verschiedene Arten der Mitwirkung des Baugrundes:

■ Kontinuumsmodell und Teilkontinuumsmodell

Die Mitwirkung des Baugrundes wird direkt durch die elastischen Eigenschaften des Kontinuums erfaßt. Der tangentiale und radiale Verbund zwischen Auskleidung und Boden wird durch spezielle Reibungselemente idealisiert.

■ Bettungsmodell und Teilbettungsmodell

Für das Modell des gebetteten Kreisringträgers ist es nicht möglich, mit Hilfe analytischer Berechnungen an einem entsprechenden Kontinuumsmodell last- und systemunabhängige Bettungsmoduli derart zu definieren, daß beide Berechnungsmodelle gleiche Ergebnisse für die Ausbauschnittkräfte liefern. Bettungsmoduli, die die Tragwirkung des Kontinuums äquivalent ersetzen, könnten daher vorab nur durch numerische Berechnungen ermittelt werden. Es ist möglich, zunächst eine Berechnung mit einer größeren Diskretisierung des Kontinuumsmodells durchzuführen und aus den Ergebnissen dann die benötigten Bettungsmoduli zu ermitteln. Anschließend werden die Zustandsgrößen des Ausbaues an einem entsprechend fein diskretisierten Ringträgermodell mit elastischer Bettung berechnet. Nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein 1980" ist dieser Umweg nicht erforderlich. Danach darf näherungsweise wie folgt verfahren werden:

Bettungsmodell

$$\begin{array}{ll} \text{radiale Bettung:} & k_r = 0,5 \cdot E_s / r \\ \text{tangentiale Bettung:} & k_t = 0 \end{array}$$

Teilbettungsmodell

$$\begin{array}{ll} \text{radiale Bettung:} & k_r = E_s / r \\ \text{tangentiale Bettung:} & k_t = 0 \end{array}$$

8. Vorbereitende Arbeiten für das Meßprogramm

8.1 Wahl der Meßverfahren

8.1.1 Allgemeines

Für die Messung der waagerechten und senkrechten Bodenverschiebungen unter der Geländeoberfläche stehen im Prinzip nur wenige Verfahren zur Wahl. Sie zeichnen sich durch unterschiedliche Genauigkeiten sowie die stark unterschiedlichen Kosten aus. Im folgenden sollen die Gründe geschildert werden, die zur Wahl der angewendeten Meßverfahren geführt haben.

8.1.2 Senkrechte Verschiebungen

Das klassische Instrument zur Messung senkrechter Bodenverschiebungen in Bohrungen ist das Extensometer. Dabei wird in Höhe des gewünschten Meßhorizontes ein Meßgestänge durch Anker oder Spannbacken an der Bohrlochwandung fixiert. Dieses Gestänge wird bis zur Geländeoberfläche geführt und endet in einem Meßkopf. Mehrfachextensometer zur Bestimmung der vertikalen Verschiebungen in mehreren Horizonten in einem Bohrloch sind möglich. Die Relativbewegungen zwischen den jeweiligen Enden des Meßgestänges und dem Meßkopf können mit einer mechanischen Meßuhr oder einem elektrischen Wegaufnehmer abgelesen werden.

Der Verwendung dieses relativ genauen Verfahrens für die vorliegende Meßaufgabe standen hauptsächlich zwei Gründe entgegen.

Zum einen steigt der wirtschaftliche und technische Aufwand mit der Anzahl der Meßhorizonte bei Mehrfachextensometern überproportional an. Ein Fünffach-Extensometer stellt hier wohl eine Grenze dar. Wenn man berücksichtigt, daß einer dieser Meßpunkte als Fixpunkt am Fuß der Bohrung verankert werden muß, um Feinnivellements an der Geländeoberfläche zu sparen, verblieben noch 4 Meßebenen im

Bereich des Tunnels und den darüber liegenden Bodenschichten.

Zum anderen hätten wegen der während der Planung der Messungen erwarteten zeitlich dichten Folge der Meßquerschnitte wahrscheinlich für alle damals geplanten Meßquerschnitte Extensometerausrüstungen beschafft werden müssen. Dies war wirtschaftlich nicht vertretbar.

Aus diesen Gründen haben wir uns über andere mögliche Meßverfahren informiert. Als vielversprechendes Verfahren zeigte sich das Pegelsonden-Verfahren. Dazu muß ein Meßrohr in eine Bohrung eingebaut werden, das eine geringe Längssteifigkeit hat (z.B. Wellrohr) und innig mit dem Baugrund verbunden wird, so daß das Rohr an jeder Stelle die Bewegungen des Baugrundes mitmacht. In jeder gewünschten Tiefe kann vorher eine Metallmarkierung befestigt werden. Die Sonde fährt zur Messung in das Rohr ein und bestimmt die jeweilige Tiefenlage der Markierung.

Wir haben zwei auf dem Markt befindliche Verfahren geprüft. Zu nennen sind die Magnetsonden und die Radiopegelsonden. Für die Magnetsonden sind massive Markerringe aus Stahl erforderlich. Die Sonde erhält einen Magnetschalter (zwei bewegliche angeordnete Dauermagnete mit Schaltkontakten), der beim Durchfahren des Markerringes schließt. Dabei leuchtet an der Geländeoberfläche eine Signallampe auf. Die Genauigkeit der Feststellung der Tiefenlage des massiven Markerringes beträgt jedoch nur etwa ± 4 mm. Bei der Aufsummierung möglicher Meßfehler kämen hierzu noch die Fehler der exakten Bestimmung der Tiefenlage der Sonde. Die Radiopegelsonde arbeitet hier genauer. In Versuchen unter Laborbedingungen konnte der Abstand zweier Kupferringe ($d = 60$ mm; $\emptyset 3$ mm) mit einer maximalen Abweichung von $\pm 0,05$ mm bestimmt werden. Die Ortung der metallischen Leiter geschieht mit einer Sonde, die einen Hochfrequenzschwingkreis mit Verstärker (Sender) enthält. Die Schwingungsfrequenz wird beim Durchfahren des metallischen Leiters verändert.

Wegen der hohen Genauigkeit beim Registrieren der metallischen Leiter ist die gesamte Meßgenauigkeit des Systems nur noch von der Übertragung der Tiefenlage der Sonde an die Geländeoberfläche abhängig. Bisher wurde die Sonde an ein Seil oder Stahlbandmaß angehängt. Dies beschränkte die Meßgenauigkeit bei 20 m Tiefe auf etwa ± 5 mm und war für die gestellte Meßaufgabe in keiner Weise ausreichend. Erst die Entwicklung einer mechanischen Meßeinrichtung brachte hier Verbesserungen. Die Sonde hängt dabei an einem temperatur- und gewichtskompensierten Invargestänge. Die Reproduzierbarkeit wurde durch Wiederholungsmessungen ermittelt und war kleiner als $\pm 0,5$ mm.

Für die Messungen der senkrechten Bodenverschiebungen wurde als Ergebnis der Voruntersuchungen eine Radiopegelsonde an einem Präzisionsmeßgestänge eingesetzt.

8.1.3 Waagerechte Verschiebungen

Für die Messungen waagerechter Verschiebungen über die Tiefe von Bohrlöchern stehen Deflektometer und Inclino-meter zur Verfügung.

Deflektometer erfassen einen Meßpunkt je eingesetztem Meßglied. Setzt man mehrere Meßglieder in einer Bohrung untereinander ein, spricht man von Kettendeflektometern. Das Kettendeflektometer erfaßt Bewegungen senkrecht zur Bohrlochachse in einer durch die Einbaurichtung vorgegebenen Ebene. Die Meßglieder liegen an den Knickpunkten eines Polygonzuges, der durch den zwischen End- und Kopfstück gespannten Draht dargestellt wird und der dem Verlauf der Bohrung entspricht. Querversetzungen bewirken Richtungsänderungen der Bohrlochachse, also Winkeländerungen in den Knickpunkten des Polygons. Der von den Meßgliedern erfaßte Meßwert ist die Änderung des Knickwinkels gegenüber einer Ausgangslage.

Da das Kettendeflektometer vom Meßprinzip her die Winkeländerung und nicht den absoluten Winkel des Polygonzuges erfaßt, ist es notwendig, alle Messungen auf eine Achse zu beziehen, die während der gesamten Beobachtungszeit ihre Lage nicht verändert.

Um geodätische Messungen am Ansatzpunkt des Kettendeflektometers zu vermeiden, ist es erforderlich, eine Fixstrecke in der Tiefe des Bohrloches einzurichten, die während der Meßzeit keine Bewegungen erfahren darf. Erfahrungen in der Praxis haben gezeigt, daß vor allem bei Langzeitbeobachtungen sehr hohe Anforderungen an die Stabilität dieser Fixstrecke gestellt werden. Kleine Änderungen der Achsrichtung durch Setzungen oder Baumaßnahmen im Bereich der Fixstrecke beeinflussen die Auswertung der Verschiebungen besonders stark an dem der Fixstrecke gegenüberliegenden Ende der Meßkette.

Bei diesem relativ genauen Meßverfahren wären aus Kostengründen höchstens 4 Meßhorizonte möglich gewesen. Trotzdem wäre die wahrscheinlich erforderliche Ausrüstung von vier Meßquerschnitten mit Kettendeflektometern wirtschaftlich kaum vertretbar gewesen. Wir untersuchten deshalb die Anwendungsmöglichkeiten des Inclinometers, das dann für das Vorhaben zum Einsatz kam.

Das Inclinometer ist ein Gerät zur Messung der Neigung von in Bohrungen eingebauten Meßrohren. Die Meßsonde mißt dabei die Neigung des Rohres gegen die Senkrechte in zwei senkrecht aufeinander stehenden Richtungen. Die Vektoraddition der beiden Lotabweichungen ergibt die Resultierende im Raum. Üblicherweise wird eine solche Messung einmal je Meter Meßrohrtiefe ausgeführt. Wenn sich aus zeitlich aufeinanderfolgenden Messungen Neigungsänderungen ergeben, können daraus direkt die Verschiebungen senkrecht zur Meßrohrachse ermittelt werden. Von den Herstellern wird die praktisch erreichbare Meßgenauigkeit mit $\pm 1 \text{ mm}/10 \text{ m}$ Rohrtiefe angegeben. Unter Berücksichtigung aller äußeren Einflüsse (Bedienung, Präzision der Führung der Sonde im Meß-

rohr, Temperatur- und Schwingungseinflüsse usw.) haben wir auf der Baustelle einen Wert von $\pm 2 \pm 2,5$ mm/10 m Rohrtiefe erreicht.

8.2 Festlegung der Meßquerschnitte

Der Einrichtung der Meßquerschnitte waren durch die bestehende Bebauung, Rohrleitungen und Verkehrsführung enge Grenzen gesetzt.

- Beim Nebensammler Kuhmühle waren deshalb nur Plätze möglich, die unmittelbar im Bereich später herzustellender Schächte lagen. Dies hatte zur Folge, daß die Messungen wegen der Baustelleneinrichtung für die Schächte noch vor Abschluß des Vortriebs eingestellt werden mußten. Folgende Plätze wurden festgelegt:

- Meßquerschnitt I

im Bereich des Schachtes 8 unmittelbar am nordöstlichen Widerlager der Wendenbrücke im Zuge der Wendenstraße, Vortriebsstation + 276 m

- Meßquerschnitt II

im Bereich des Schachtes 9 an der südwestlichen Ecke des Oskar-Kesslau-Sportplatzes, Vortriebsstation + 385 m

- Beim Sammler Harburg Nord wurden zunächst die Meßquerschnitte III und IV festgelegt. Diesen Meßquerschnitten fehlte jeweils das in Vortriebsrichtung links gelegene Meßrohr, dessen Platz auf der Fahrbahn der Georg-Wilhelm-Straße etwa 1 m vom Fahrbahnrand gewesen wäre. Einer Einengung der Straße zu Meßzwecken stimmten die zuständigen Behörden jedoch nicht zu.

■ Meßquerschnitt III

östlicher Bürgersteig der Georg-Wilhelm-Straße gegenüber dem Sportplatz vor dem Haus Nr. 102, Vortriebsstation 963 m.

■ Meßquerschnitt IV

östlicher Bürgersteig der Georg-Wilhelm-Straße vor dem Haus Zeidlerstraße 56, Vortriebsstation 1.134 m.

■ Meßquerschnitt V

wurde zusätzlich eingerichtet, da bei den Messungen am Meßquerschnitt IV zeitweise das Setzungsmeßgerät ausfiel. Dieser Meßquerschnitt besteht aus fünf Setzungsmeßrohren und liegt auf dem westlichen Bürgersteig der Georg-Wilhelm-Straße an der Ecke Neuhöfer Straße, Vortriebsstation 1.357 m.

8.3 Untersuchung des Baugrundes

8.3.1 Allgemeines

Der Baugrund ist in den jeweiligen Baugrundgutachten für beide Tunnelbauvorhaben beschrieben. Für die Interpretation der Messungen erschienen jedoch weitere Baugrunduntersuchungen notwendig. Deshalb wurden je zwei Bohrungen für die Meßquerschnitte I bis IV als Schlauchkernbohrungen mit einem Kerndurchmesser von 72 mm bis 20 m unter GOK ausgeführt. Die Proben wurden im Labor des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig untersucht.

Bei den Meßquerschnitten III und IV wurden je 2 Sondierungen mit der schweren Rammsonde bis 20 m unter GOK ausgeführt. Die Sondierungen dienten der Bestimmung der natürlichen Lagerungsdichte.

8.3.2 Baugrundaufbau Nebensammler Kuhmühle

Den schematischen Aufbau des Baugrundes im Bereich der Meßquerschnitte I und II zeigt Bild 106. Die 7,05 m mächtige Überdeckung besteht bis 5,40 m unter Gelände aus Klei und lockerer Auffüllung. Beim Meßquerschnitt II wurde zwischen 3,80 und 5,40 m unter GOK Torf angetroffen. Darunter steht Sand an. Der Tunnel liegt im Bereich beider Meßquerschnitte im Sand.

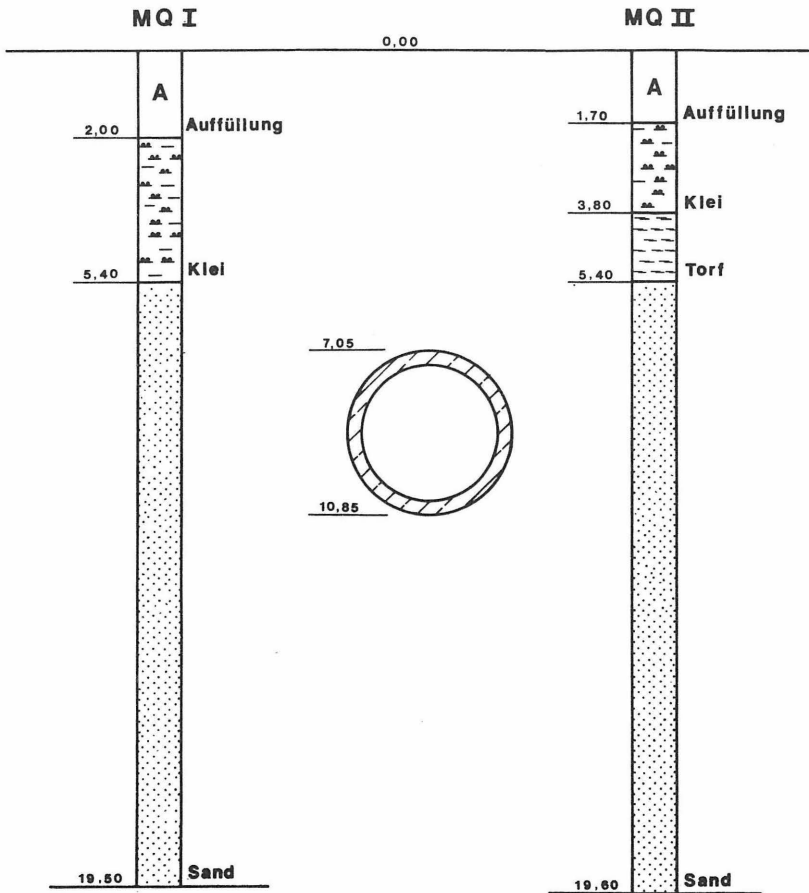


Bild 106: Bohrprofile im Bereich der Meßquerschnitte I und II

8.3.3 Baugrundaufbau Sammler Harburg Nord

Den schematischen Aufbau des Baugrundes im Bereich der Meßquerschnitte III und IV zeigt Bild 107. Auch hier besteht der obere Teil der Überdeckung bis ca. 3,40 m unter Gelände aus Klei und lockerer Auffüllung. Darunter steht lockerer bis mitteldichter Sand an, der im Meßquerschnitt III bis 17,8 unter GOK und im Meßquerschnitt IV bis 13,40 m unter GOK reicht. Im Liegenden der Sande stehen gut abgestufte Kiessande an.

Das Bild 108 zeigt die am Meßquerschnitt IV ermittelten Kornverteilungen des Sandes (1) und des Kiessandes (2).

Im Bereich des Meßquerschnittes III liegt der Tunnel vollständig im Sand, in den Meßquerschnitten IV und V etwa mit der unteren Hälfte bereits im Kiessand.

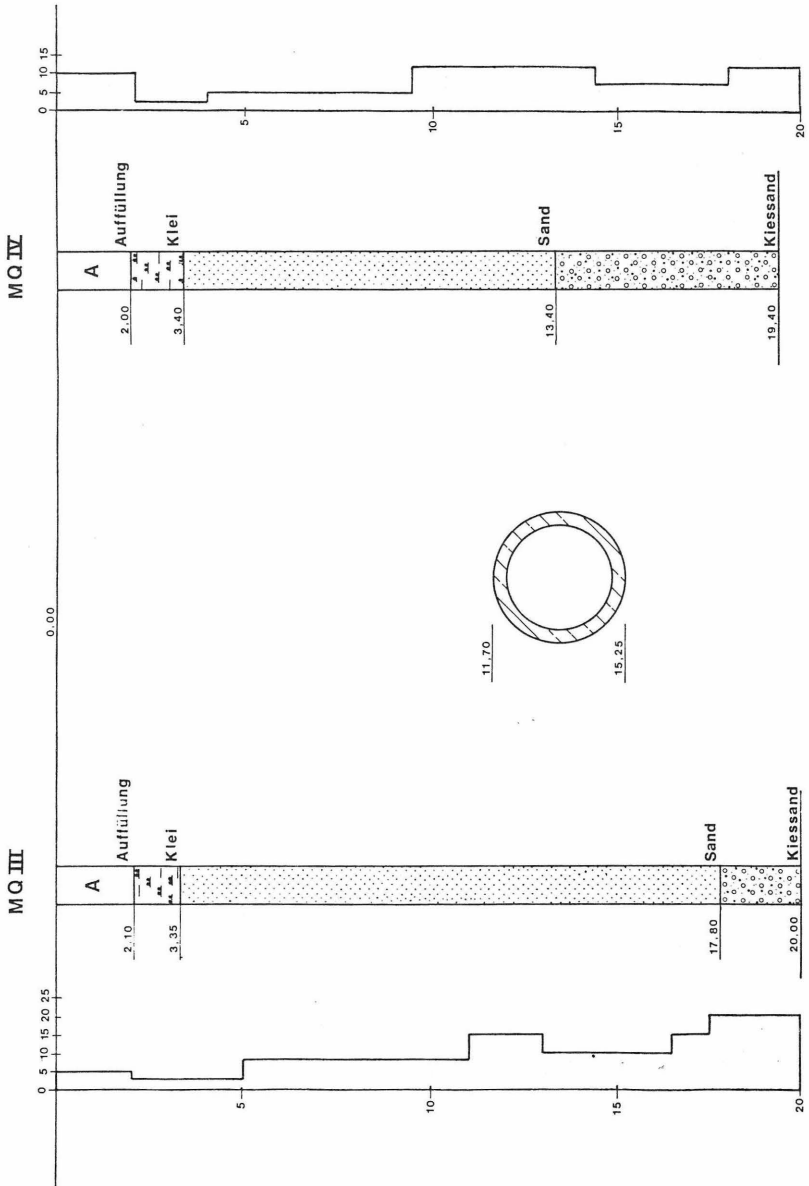


Bild 107: Generalisierte Bohrprofile und Raumsondierungen
im Bereich der Meßquerschnitte III und IV

Körnungslinie

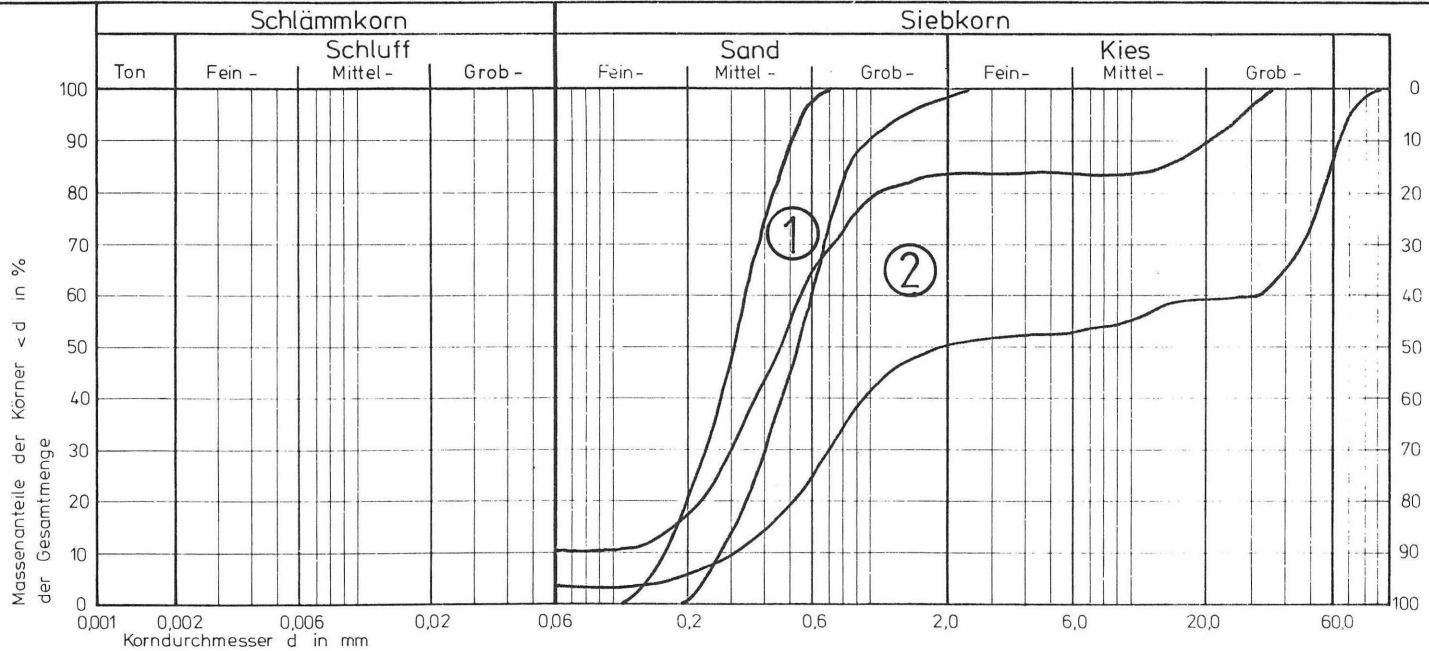


Bild 108: Kornverteilungskurven im Bereich des Meßquerschnittes IV

LEHRSTUHL FÜR GRUNDBAU
UND BODENMECHANIK
TU BRAUNSCHWEIG
3300 Braunschweig, Gaußstraße 2

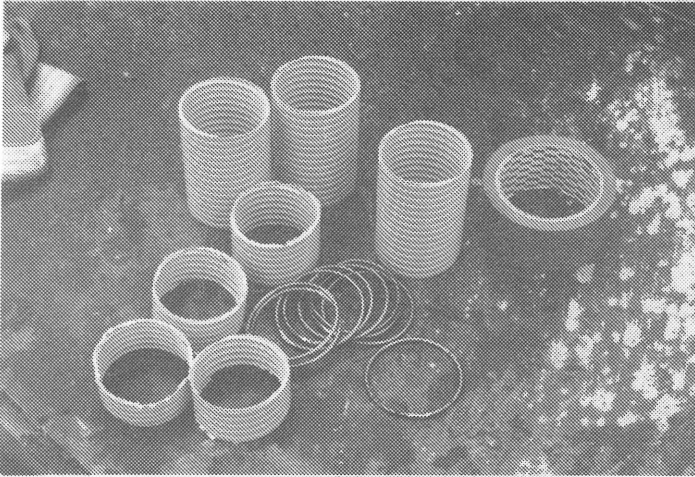


Bild 110: Metallische Leiter für Setzungsmeßrohr
und Befestigungsmaterial

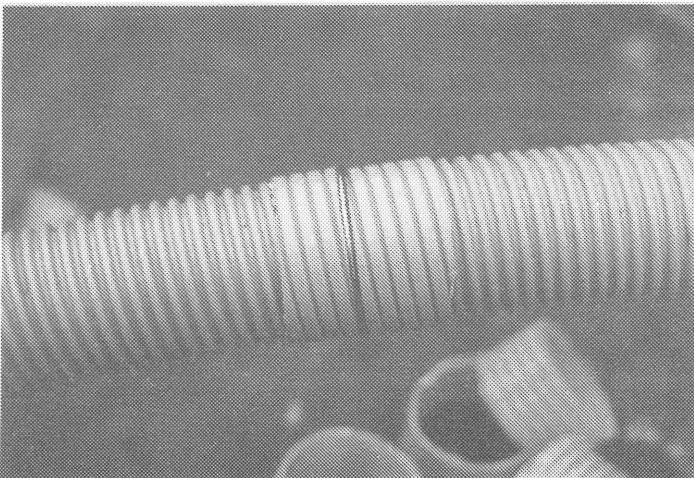


Bild 111: Fixierung der metallischen Leiter auf
dem Meßrohr, anschließend erfolgt noch
eine Sicherung durch Klebeband

- Zur Verfüllung der Bohrlöcher wurde Bentonit-Zement-Suspension verwendet. Die verwendete Suspension wurde in unserem Labor geprüft und in ihrer Zusammensetzung so eingestellt, daß sie Festigkeiten etwa in der Größenordnung erreicht wie der anstehende Boden.
- Da beide Sammler unter Druckluft aufgefahren wurden, waren besondere Vorkehrungen am Ende der Meßrohre an der Geländeoberfläche zur Sicherung gegen Ausbläser erforderlich. Insbesondere galt dies für das mittlere Meßrohr, das jeweils bei der Schilddurchfahrt durchtrennt wurde. In Abstimmung mit den beteiligten Bau-firmen und der Bauaufsicht haben wir eine Schachtabdeckung entwickelt (Bild 112), die nachher zur Zufriedenheit funktioniert hat.

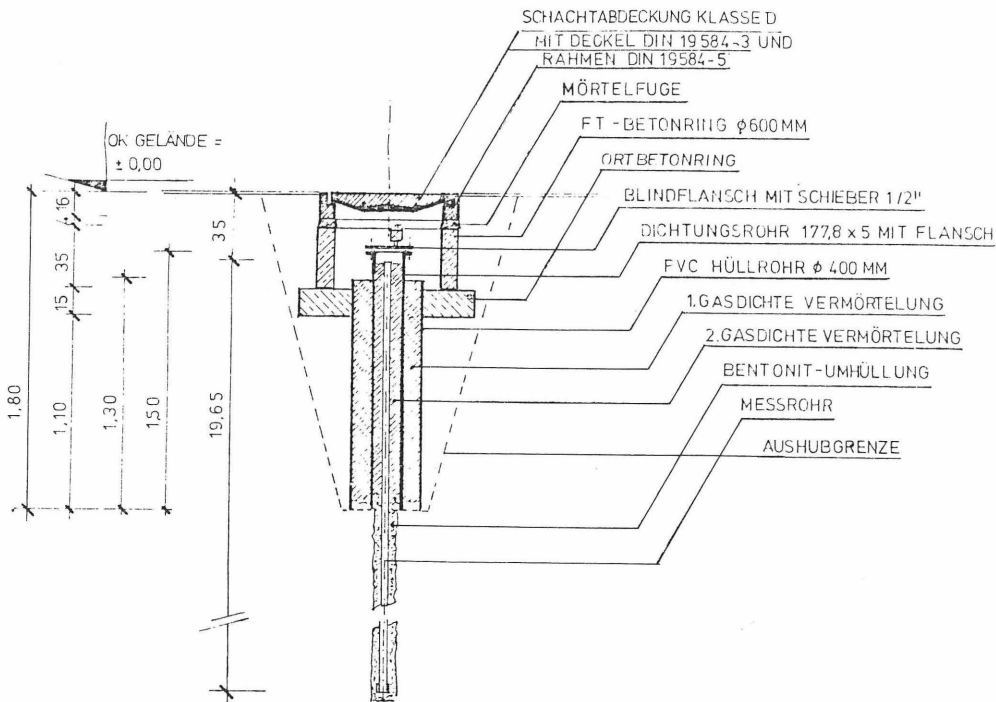


Bild 112: Konstruktion der Schachtabdeckung

9. Messungen

9.1 Allgemeines

In allen fünf Meßquerschnitten wurden vor, während und nach der Schilddurchfahrt Messungen durchgeführt. Bild 113 zeigt die Setzungsmessungen am Meßquerschnitt V.

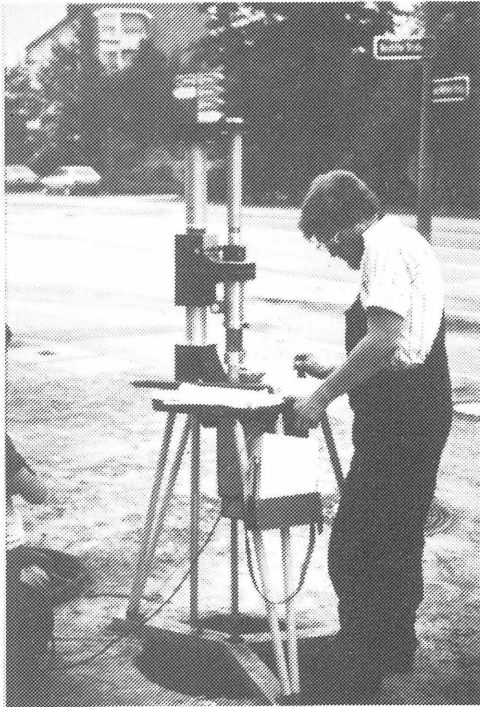


Bild 113: Setzungsmessungen am Meßquerschnitt V

Die Verschiebungsmessungen wurden ausgewertet und grafisch dargestellt. Die folgenden Bilder zeigen die wesentlichen Phasen für das jeweilige Bauverfahren.

9.2 Nebensammler Kuhmühle (Rohrvortrieb)

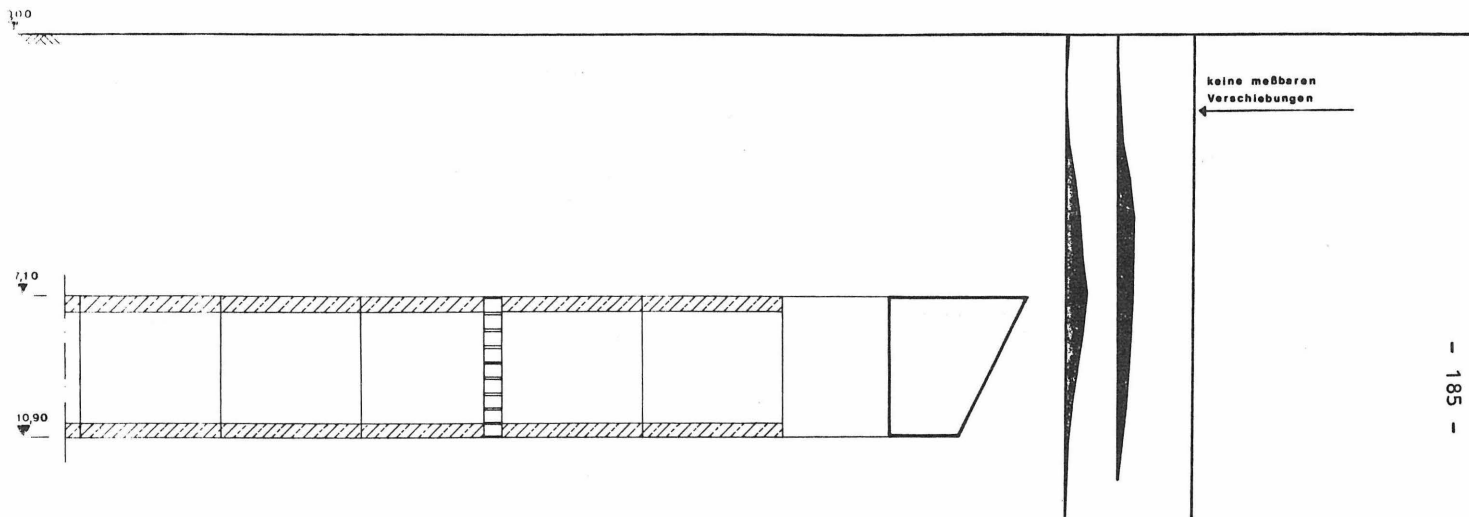
9.2.1 Waagerechte Verschiebungen

Auf Bild 114 sind die waagerechten Verschiebungen des Meßrohres 3, Meßquerschnitt II, in Vortriebsrichtung dargestellt. Dieses Meßrohr befand sich genau in der Tunnelachse und wurde vom Schneidschuh bei der Durchfahrt zerstört. Dadurch waren Messungen nach Durchfahren des Meßquerschnittes nicht mehr möglich.

Während beim Meßquerschnitt I etwa 7 m vor der Ortsbrust bereits geringe Verschiebungen von etwa 3 mm an der Geländeoberfläche meßbar waren, konnten beim Meßquerschnitt II bis etwa 1 D vor der Ortsbrust keine waagerechten Verschiebungen nachgewiesen werden. Der Maximalwert liegt beim Meßquerschnitt I etwa in Höhe der Geländeoberkante und beträgt ca. 6 mm.

Beim Meßquerschnitt II ist der Maximalwert zwar etwa genauso groß, liegt aber wesentlich tiefer, nämlich etwa in Höhe der Tunnelfirste. Im Bereich nahe der Geländeoberfläche sind nahezu überhaupt keine Verschiebungen nachweisbar. Vermutlich ist dies auf die Torfschicht zurückzuführen, die zwischen -3,80 m und -5,40 m Gelände ansteht (Bild 106) und wie eine Gleitschicht die waagerechten Verschiebungen dämpft.

Dieser Dämpfungseffekt ist auch deutlich auf den Bildern 115 und 116 zu erkennen. Diese Bilder zeigen die waagerechten Verschiebungen der Meßrohre 2 und 4 im Meßquerschnitt II in Vortriebsrichtung. Die Rohre befanden sich 2,5 m aus der Tunnelachse, also etwa 60 cm von der Außenkante Tunnel. Bis zum Erreichen des Rohres durch den Schneidschuh zeigt sich ein ähnliches Verhalten wie bei Bild 114. Erst danach ergaben sich größere Verschiebungen in Vortriebsrichtung durch die Mantelreibung bei der Rohrvorpressung.



Meßrohr: 3

Längen und Höhen

Verschiebungen

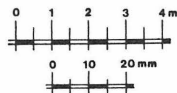
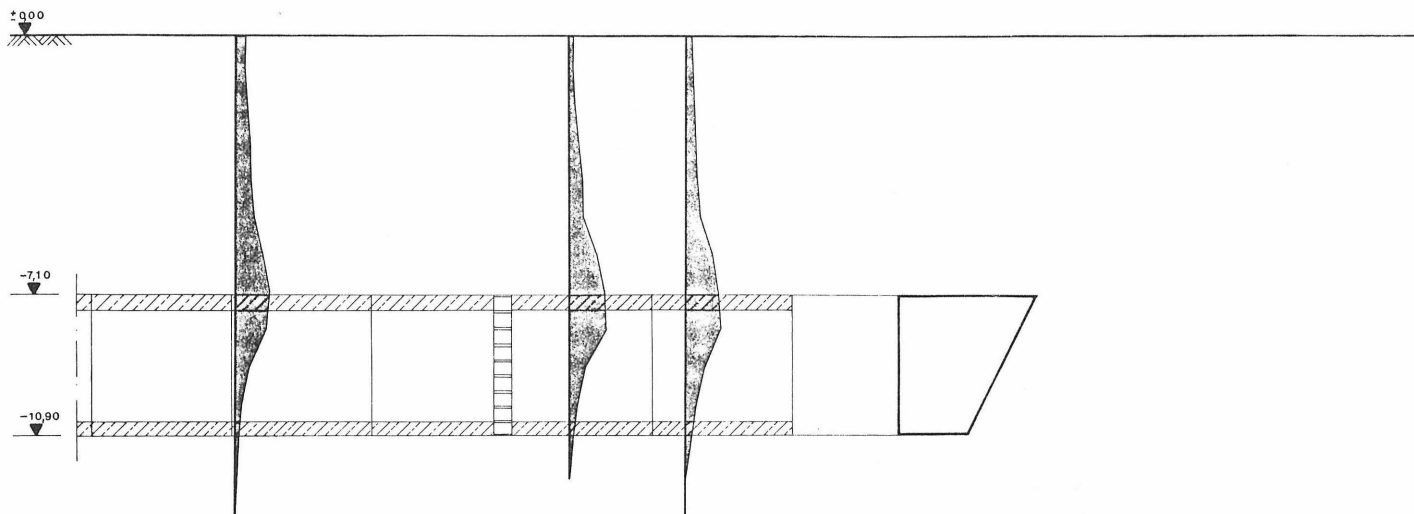


Bild 114: waagerechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II



Meßrohr: 4

Längen und Höhen

Verschiebungen

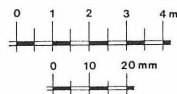


Bild 115: waagerechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

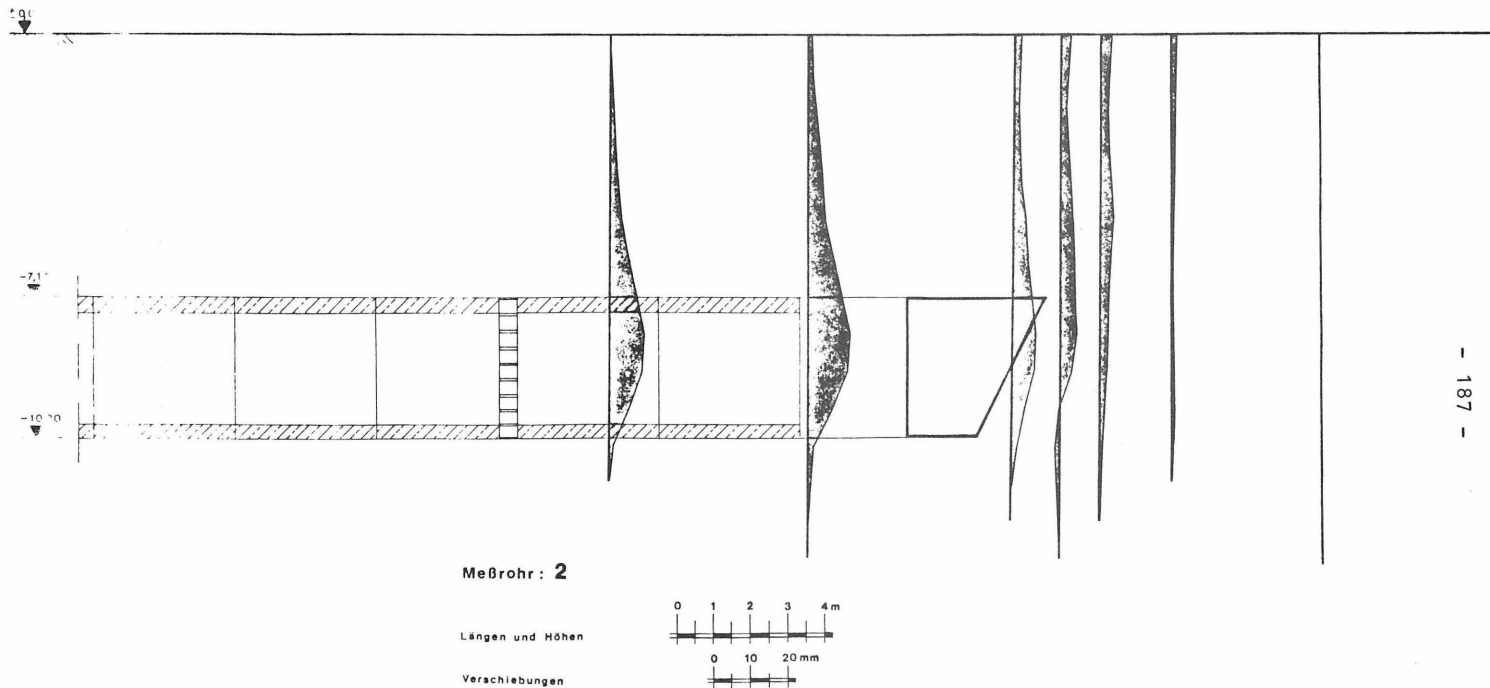


Bild 116: waagerechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

Lächler (1981) gibt die Pressenkraft der 1. Zwischenpreßstation (ca. 14 m nach dem Schneidschuh) in diesem Vortriebsabschnitt mit 10 MN an. Die mittlere Mantelreibung im Bereich zwischen Schneidschuh und 1. Zwischenpreßstation beträgt etwa 30 kN/m^2 . Unter diesen Verhältnissen erreicht die waagerechte Verschiebung einen Wert von 12 mm.

Bild 117 zeigt die waagerechten Verschiebungen aller Meßrohre im Meßquerschnitt II quer zur Vortriebsrichtung ca. 12 m nach Durchfahren des Meßquerschnittes.

Der Größtwert wird mit 11,5 mm im Meßrohr 2 erreicht. Das parallel zur Tunnelachse verlaufende Hochwasserbassin hat die Verschiebungen aber beeinflußt, so daß das Meßrohr 4 mit 6 mm wahrscheinlich allgemeingültigere Aussagen liefert.

9.2.2 Senkrechte Verschiebungen

Die Bilder 118 bis 122 zeigen die senkrechten Verschiebungen im Meßquerschnitt II in Tunnellängsrichtung. Die Anordnung der Meßrohre ist dabei dem Bild 109 zu entnehmen. Bild 120 zeigt die senkrechten Verschiebungen des Meßrohres 8. Das Rohr befand sich genau in der Tunnelachse und konnte deshalb nach der Schilddurchfahrt nicht mehr zu Messungen herangezogen werden. Dieses Bild zeigt, daß dem Schild eine Hebung von 9 mm an der Geländeoberfläche vorausläuft.

In den beiden unteren Meßebenen 80 cm über und 1,5 m unter der Schneidschuhfirste macht sich deutlich der Einfluß der Entspannung der Ortsbrust bemerkbar.

Bild 119 zeigt die senkrechten Verschiebungen des Rohres 7 im Meßquerschnitt II. Das Rohr befand sich 2,5 m aus der Tunnelachse, also etwa 60 cm von Außenkante Tunnel in Vortriebsrichtung links. Deutlich zu erkennen sind die bereits erwähnte Hebungswelle, der Einfluß der Entspannung der Ortsbrust und die Setzungen nach der Schilddurchfahrt.

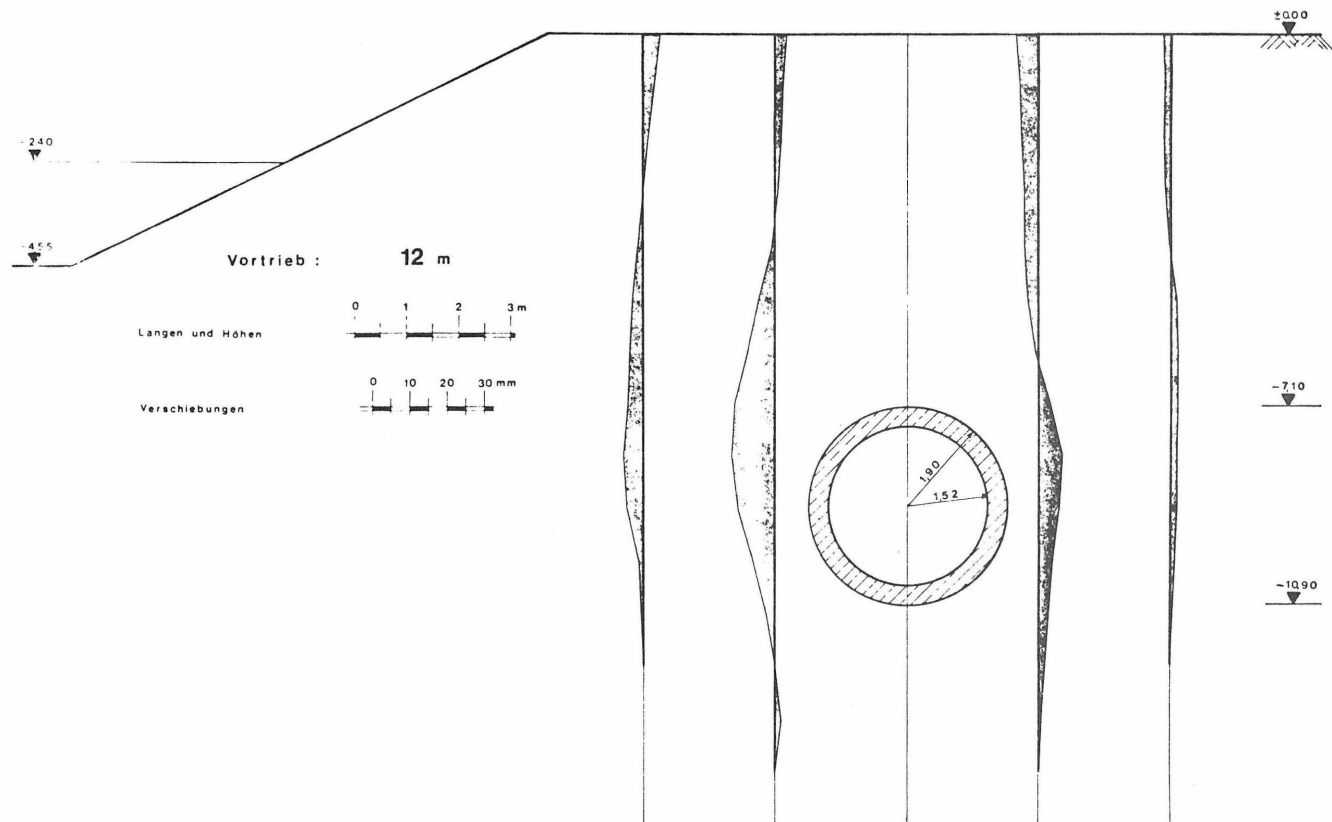


Bild 117: waagerechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

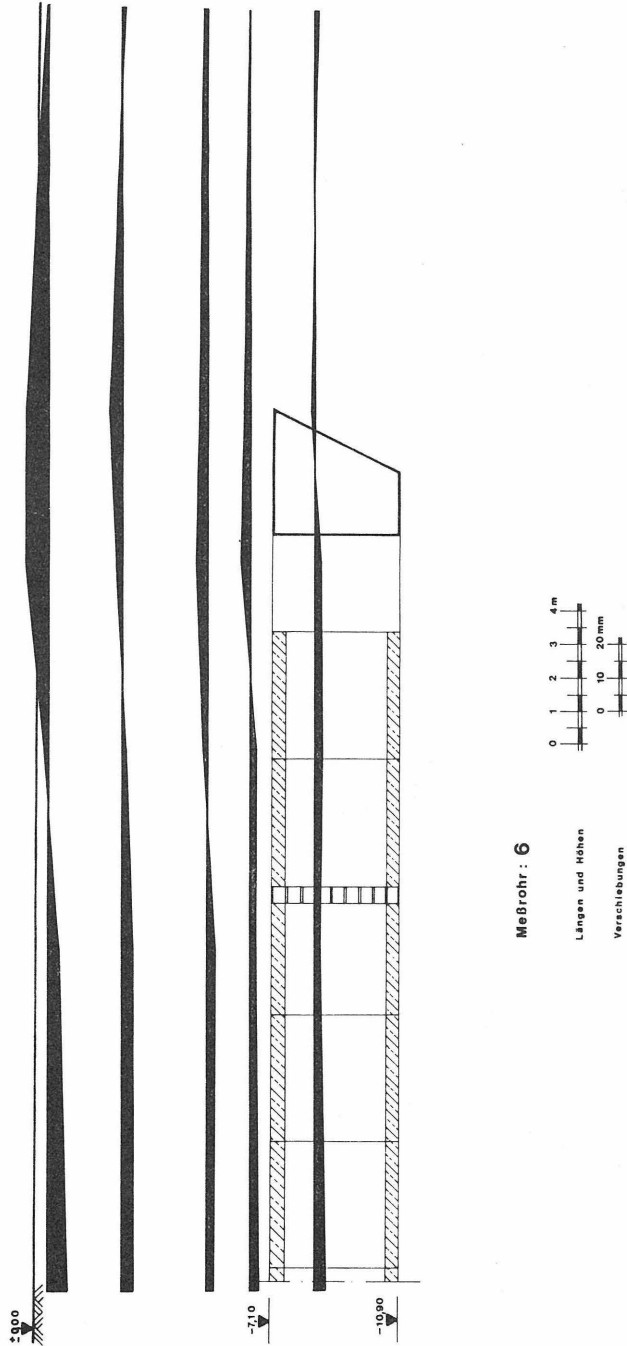
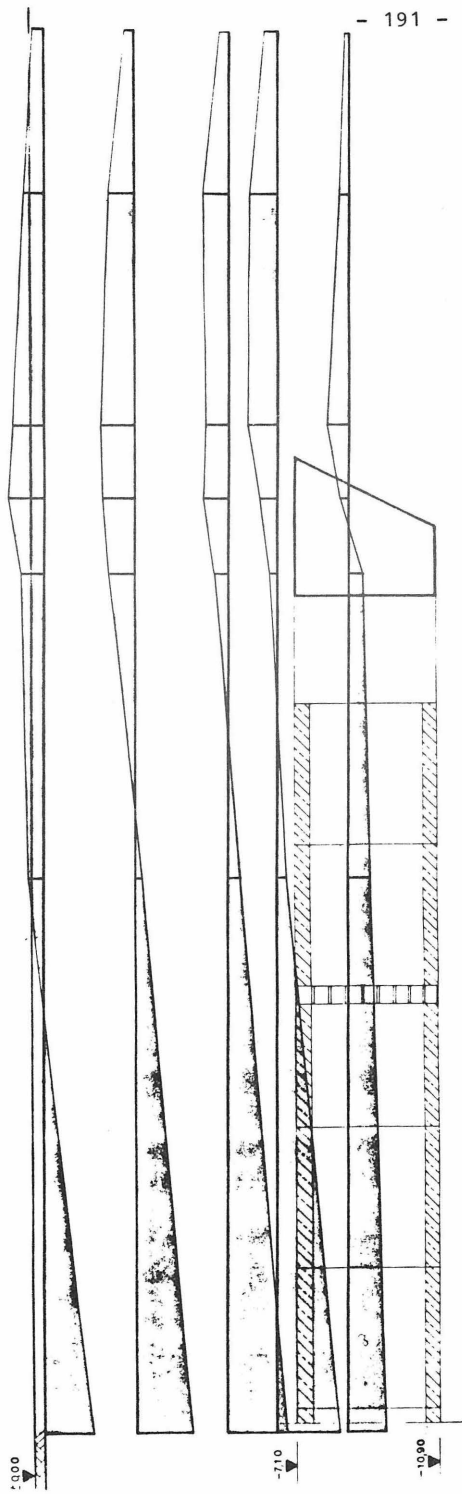


Bild 118: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II



Meßrohr: 7

Längen und Höhen

Verschiebungen

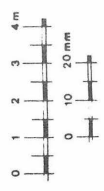
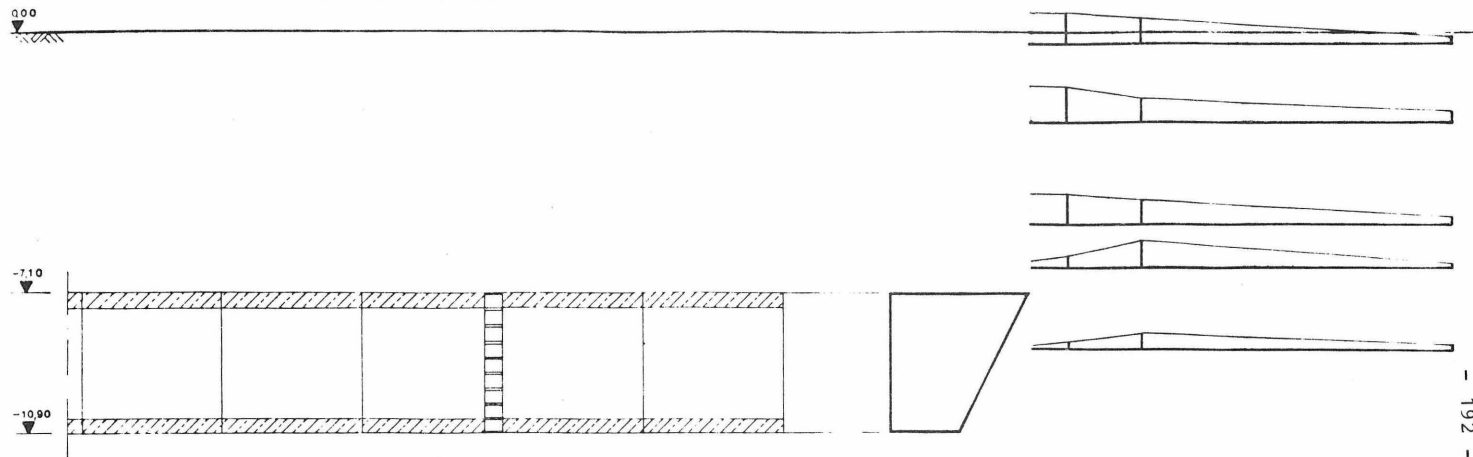


Bild 119: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

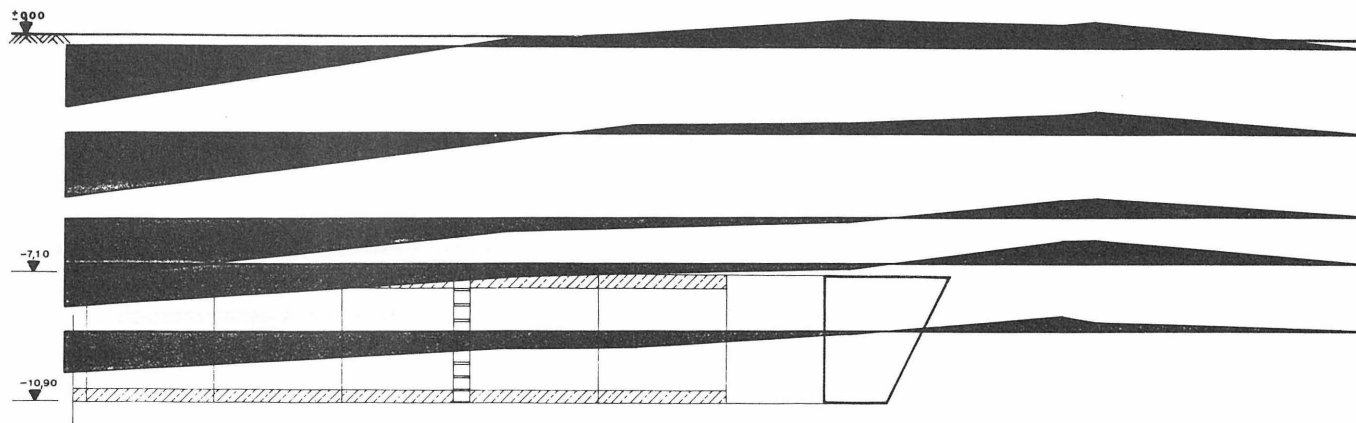


Meßrohr: 8

Langen und Höhen

Verschiebungen

Bild 120: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II



Meßrohr: 9

Längen und Höhen

Verschiebungen

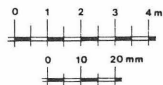


Bild 121: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

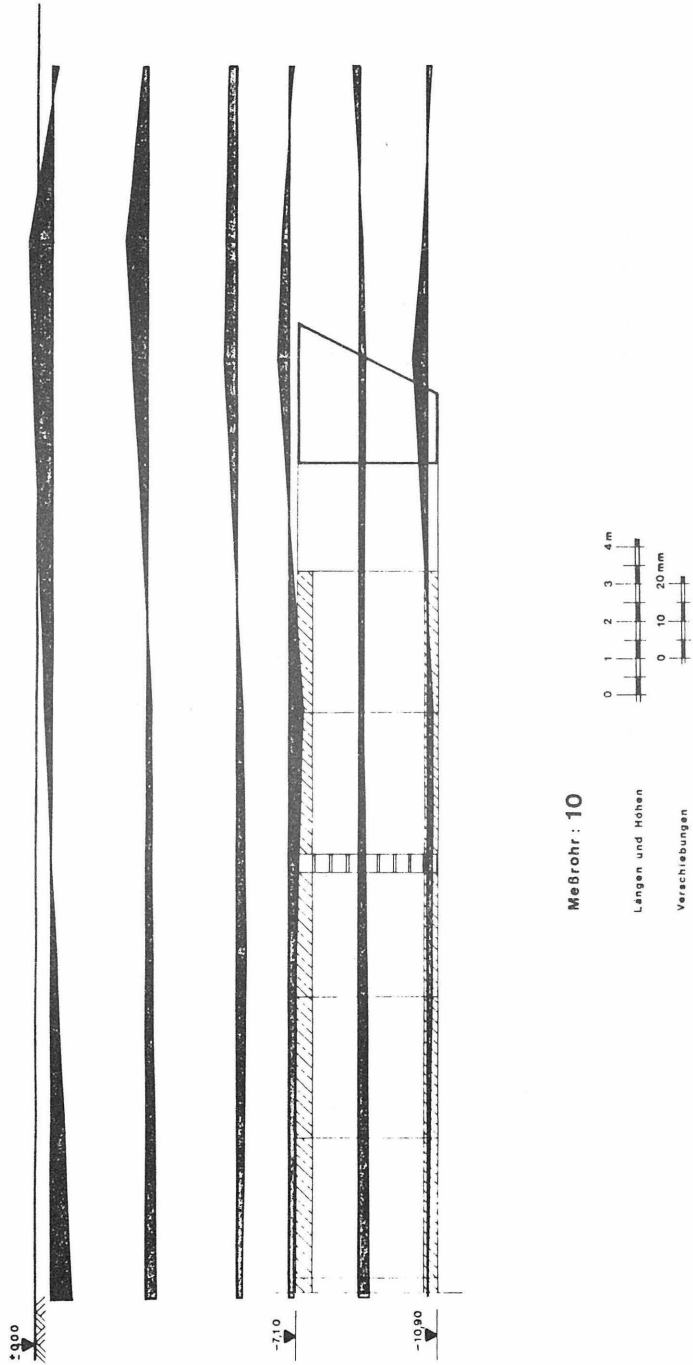


Bild 122: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

Bild 121 zeigt das analog zu Meßrohr 7 auf der anderen Seite des Tunnels liegende Meßrohr 9.

Die hier beobachteten Setzungen haben zwar einen ähnlichen Verlauf wie bei Meßrohr 7, sind jedoch allgemein etwas geringer. Auch hier dürfte sich bei Meßrohr 7 der Einfluß des parallel verlaufenden Hochwasserbassins bemerkbar gemacht haben.

Auf Bild 118 sind die Setzungen bei Meßrohr 6 - etwa 5 m aus der Tunnelachse und damit 3,1 m von Außenkante Tunnel - aufgetragen. Bemerkenswert ist dabei, daß die Setzungen nach der Schilddurchfahrt mit ca. 8 mm erheblich geringer als bei den inneren Meßrohren 7 und 9 sind, die Hebungswelle vor der Ortsbrust dagegen nahezu genauso ausgeprägt ist.

Die Hebungen und Setzungen aller Meßrohre des Meßquerschnitts II sind beispielhaft kurz vor der Schilddurchfahrt (Bild 123) und 30 m nach der Schilddurchfahrt (Bild 124) aufgetragen.

Prinzipielle Unterschiede zum Meßquerschnitt II sind nicht vorhanden. Die Hebungswelle erreicht jedoch etwa 9 mm anstatt der 5 mm beim Meßquerschnitt I.

9.3. Sammler Harburg Nord (Stahlfaserpumpbeton)

9.3.1 Waagerechte Verschiebungen

Bei beiden Meßquerschnitten konnten keine nennenswerten waagerechten Verschiebungen in Vortriebsrichtung nachgewiesen werden. Deshalb wurde auf eine zeichnerische Darstellung verzichtet.

Bild 125 zeigt waagerechte Verschiebungen quer zur Vortriebsrichtung aller Meßrohre des Meßquerschnittes IV unmittelbar nach Passieren des Querschnittes. Die Bewegungen

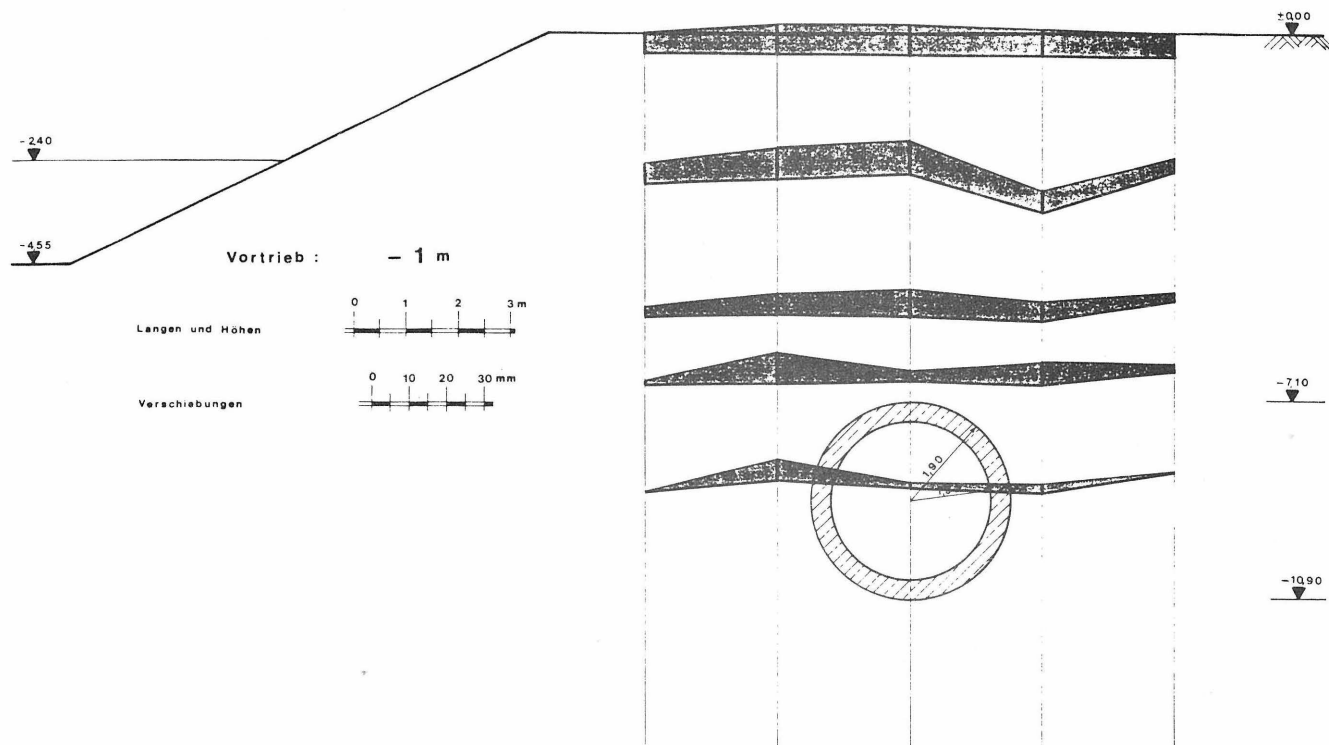


Bild 123: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

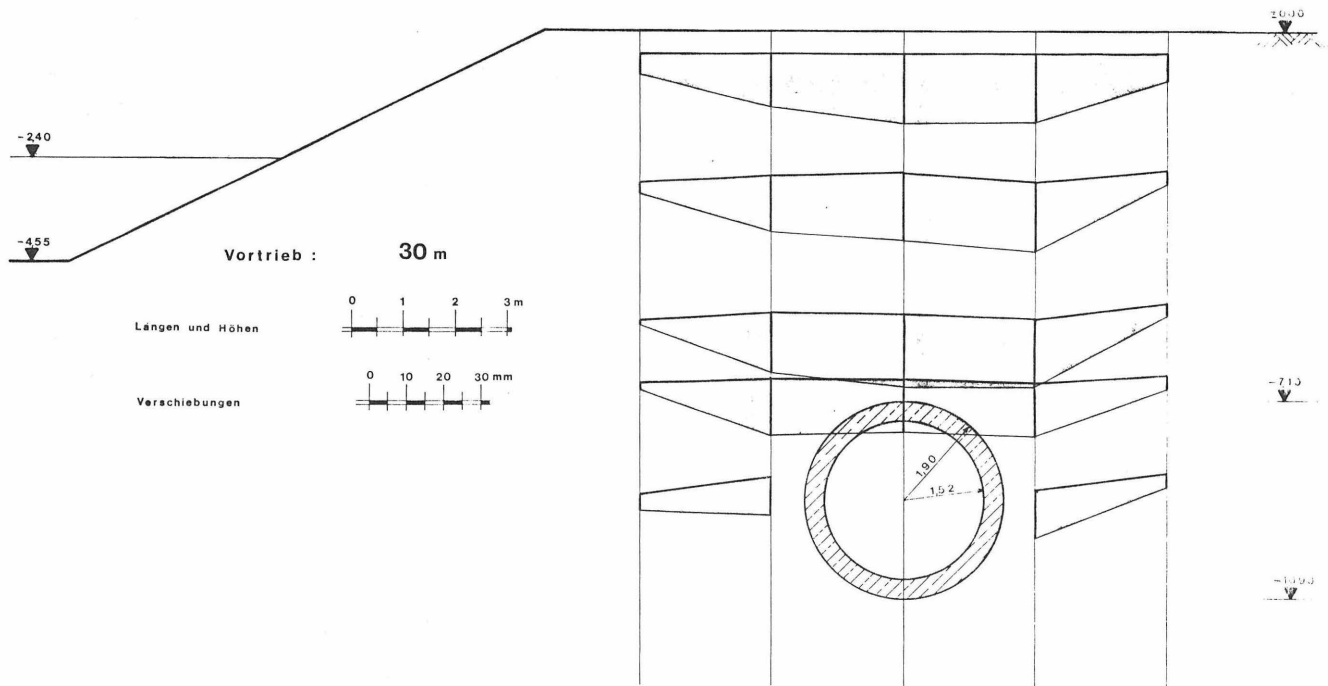


Bild 124: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt II

betragen in Höhe der Ulmen etwa 2-4 mm. Sie sind damit geringer als beim Rohrvortrieb. Etwa 15 m nach Durchfahrt des Schildes durch den Meßquerschnitt, also nach Einbau des Stahlfaserpumpbetons, wurden die waagerechten Verschiebungen erneut gemessen. Sie betrugen im Meßquerschnitt IV 16 bzw. 21 mm (Bild 126) und im Meßquerschnitt III 25 bzw. 28 mm.

Die über die üblichen Werte von wenigen Millimetern hinausgehenden Werte sind signifikant in allen beobachteten Meßrohren nachgewiesen.

Sowohl von ihrer Größe als auch vom Zeitpunkt des Auftretens können diese Verschiebungen nur auf den Stahlfaserpumpbeton zurück geführt werden.

9.3.2 Senkrechte Verschiebungen

Bild 127 zeigt exemplarisch die senkrechten Verschiebungen des Rohres 7 im Meßquerschnitt V. Das Rohr befand sich 2,20 m aus der Tunnelachse, also etwa 45 cm von Außenkante in Vortriebsrichtung rechts. Die dem Hydroschild-Vortrieb vorauslaufende Hebungswelle ist deutlich nachgewiesen und beträgt etwa 4 mm. Die auf die Schilddurchfahrt folgenden Setzungen erreichen nach 2-3 Tagen einen Wert von 17 mm an der Geländeoberfläche. Deutlich zu erkennen sind aber auch die Auswirkungen des Einbringens des Pumpbetons etwa 7 m hinter der Ortsbrust. Die unmittelbar über dem Schild bereits eingetretenen Setzungen werden nicht nur kompensiert, sondern in Hebungen umgewandelt.

Bild 128 zeigt die senkrechten Verschiebungen aller Meßrohre im Meßquerschnitt V etwa 10 m nach der Schilddurchfahrt. Dies war der früheste Zeitpunkt, zu dem unter besonderen Sicherheitsvorkehrungen auch das vom Schild durchtrennte Rohr 8 wieder geöffnet wurde und für Messungen zur Verfügung stand. Die Setzungen an der Geländeoberfläche ha-

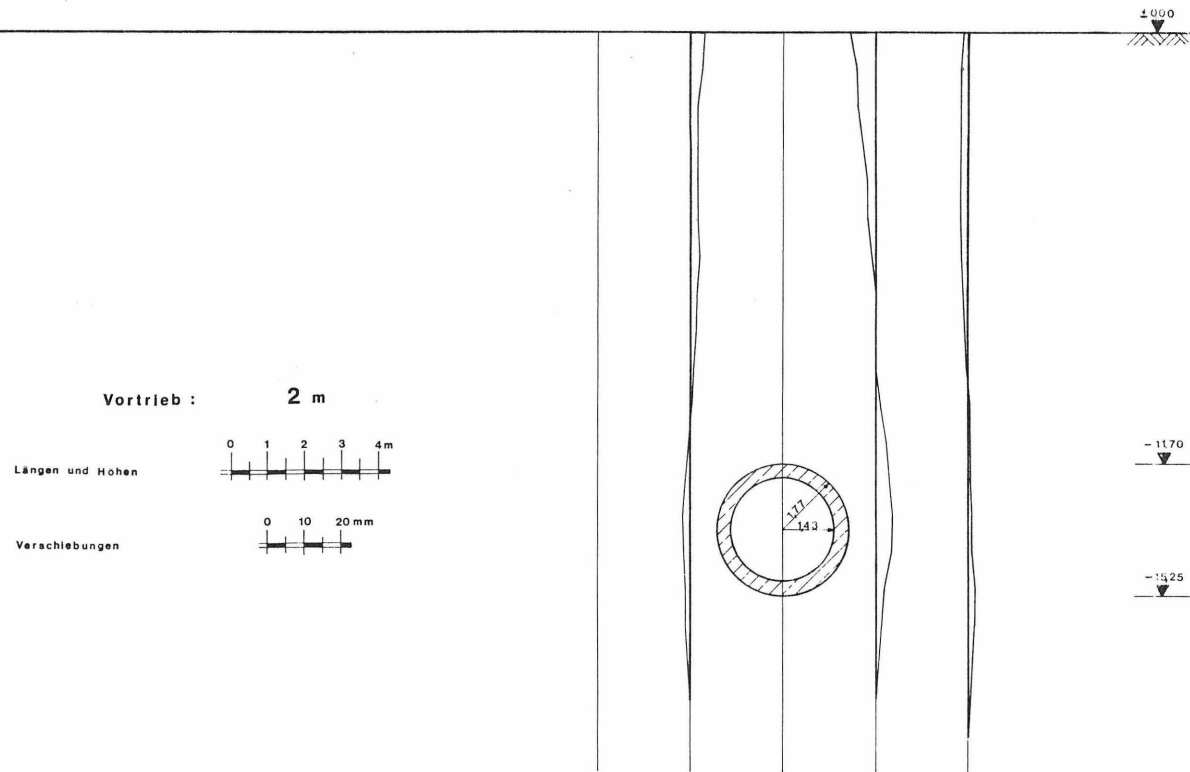
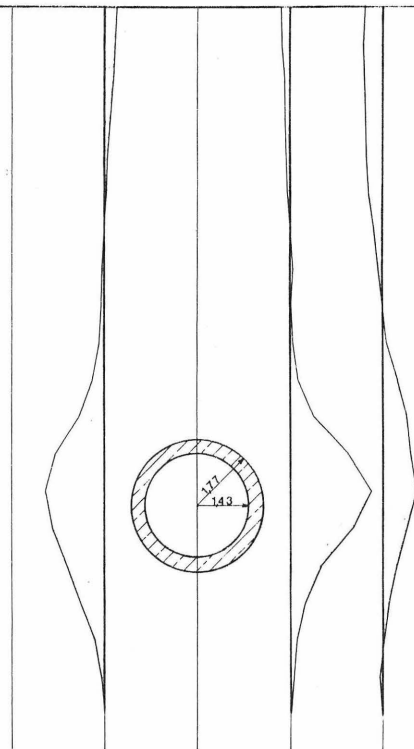
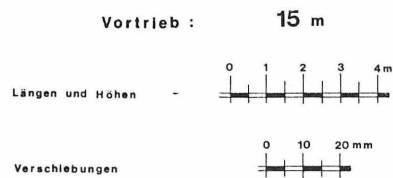


Bild 125: waagerechte Verschiebungen am Meßquerschnitt IV



Y⁹

- 1170

- 1 25

Bild 126: waagrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt IV

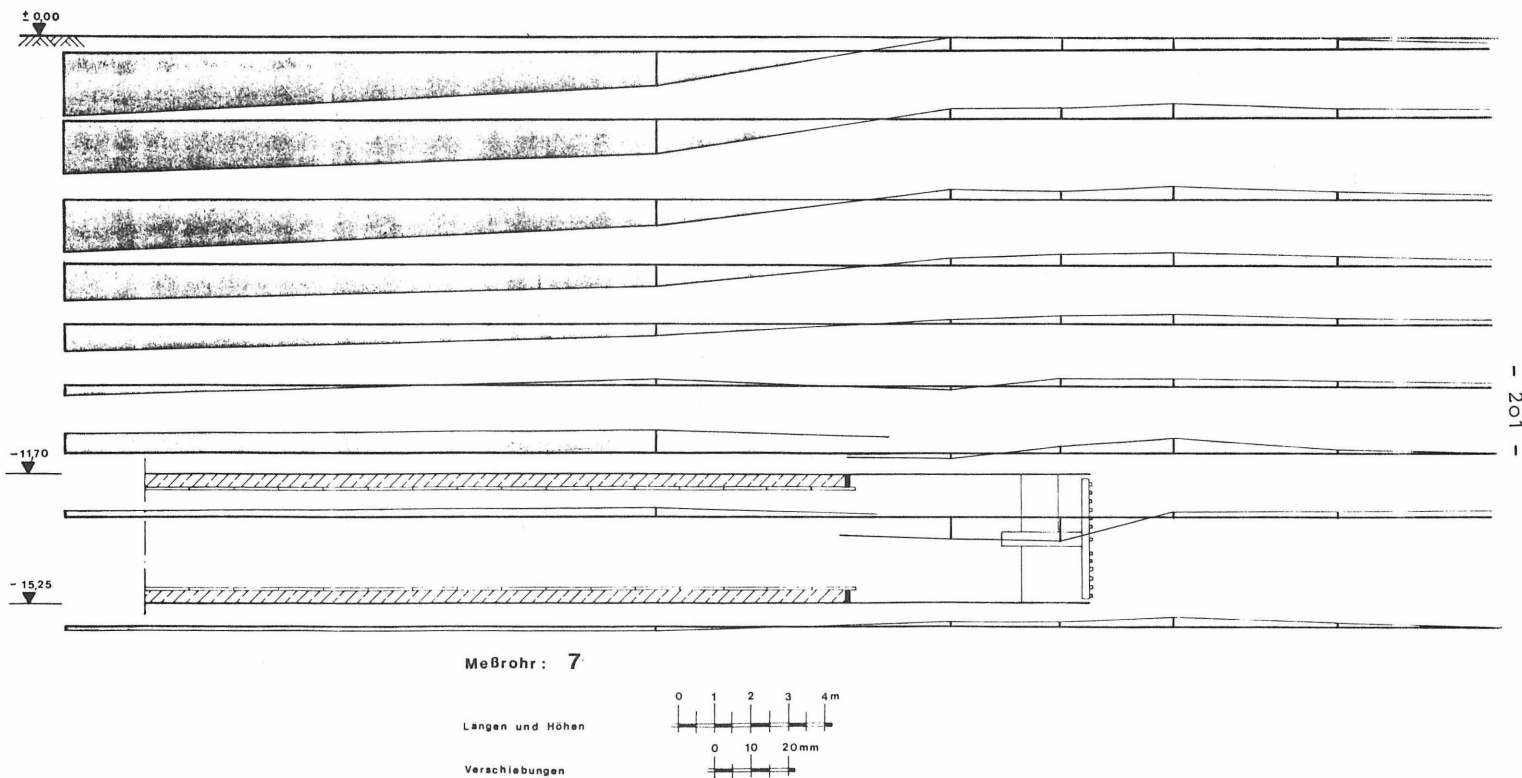


Bild 127: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt V

ben zu diesem Zeitpunkt den Maximalwert noch nicht erreicht. Die Hebung etwa 60 cm über der Firste beträgt 42 mm. Dieser Wert ist der Größte, der in den drei Meßquerschnitten III, IV und V beobachtet wurde. Im Meßquerschnitt IV konnten nur 4 mm, im Meßquerschnitt III 19,5 mm Hebung beobachtet werden.

Analog zu Bild 128 zeigt Bild 129 die senkrechten Verschiebungen aller Meßrohre im Meßquerschnitt IV. Der hier dargestellte Zustand wurde 51 m nach der Schilddurchfahrt durch den Meßquerschnitt beobachtet.

9.4 Vergleich der Meßergebnisse beider Bauverfahren

Die gemessenen Setzungen bis zum Zeitpunkt von etwa 2-3 Tagen nach der Schilddurchfahrt (entsprechend etwa 50 m Vortrieb) liegen für beide Bauverfahren in der gleichen Größenordnung. Nach diesem Zeitpunkt eintretende Verschiebungen konnten nur beim Sammler Harburg (Hydroschildvortrieb) beobachtet werden, weil aus baubetrieblichen Gründen die Messungen beim Nebensammler Kuhmühle (Rohrvortrieb) noch vor Ende des Vortriebs abgebrochen werden mußten.

Zwischen beiden Bauverfahren bestehen zwei wesentliche Unterschiede. Zum einen sind die Hebungen vor der Ortsbrust des Rohrvortriebes größer als beim Hydroschild. Die Ursache ist sowohl in den größeren Vortriebskräften als auch in der den Bodenkörper durchströmenden Druckluft durch die offene Ortsbrust zu suchen. Während des Vortriebes konnten in dem parallel verlaufenden Hochwasserbassin Druckluftaustritte in einem Bereich von 50 m hinter der Ortsbrust bis 100 m vor der Ortsbrust beobachtet werden.

Der zweite Unterschied liegt eindeutig in der Verwendung des Stahlfaserpumpbetons. Nach seinem Einbau konnte sowohl an den Ulmen (Bilder 125 und 126) als auch in der Firste (Bilder 127 und 129) deutliche Verschiebungen ge-

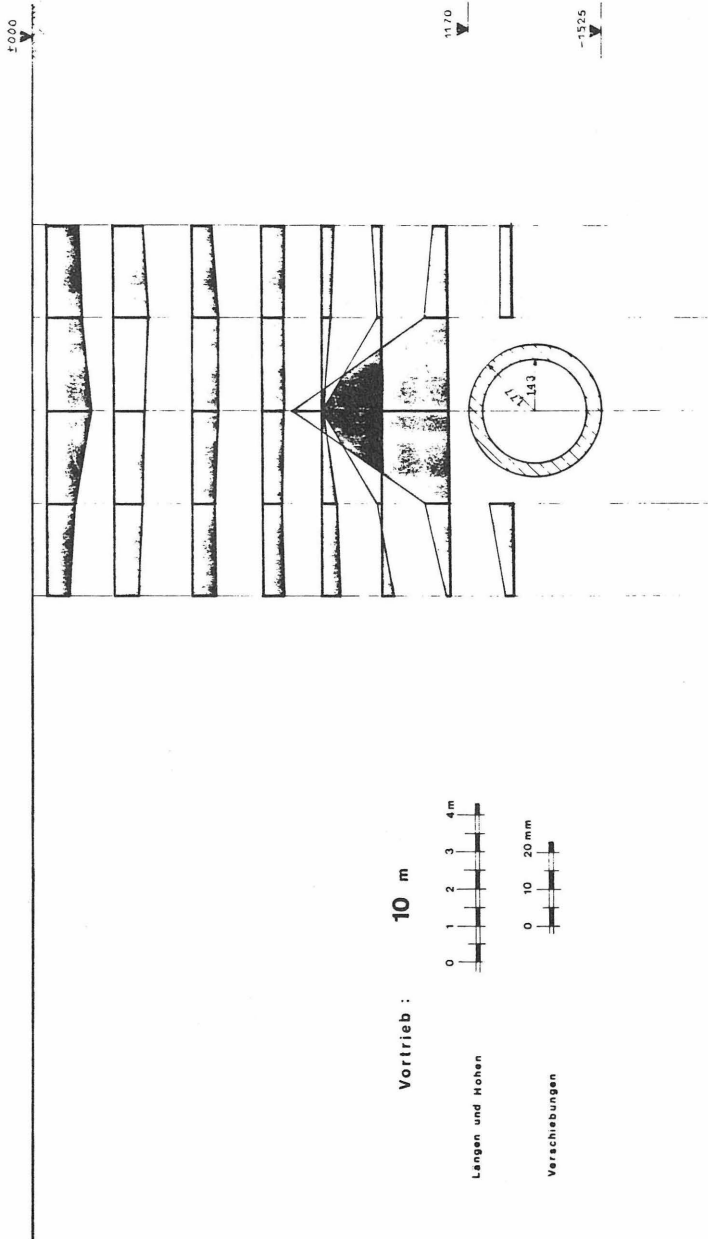


Bild 128: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt V

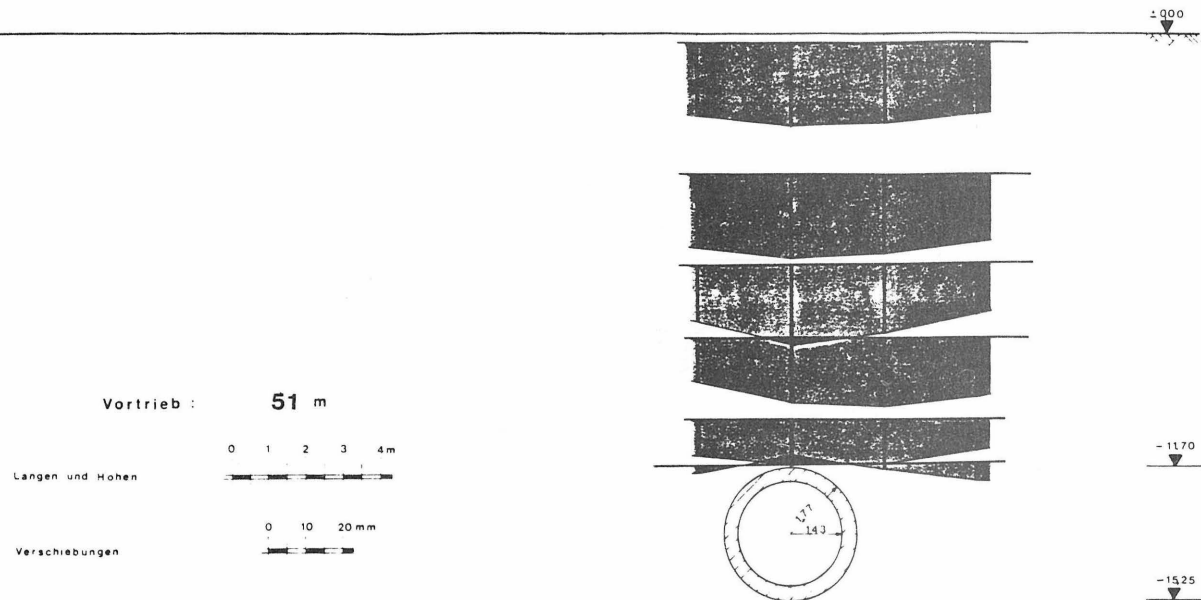


Bild 129: senkrechte Verschiebungen am Meßquerschnitt IV

gen den Boden in allen Meßquerschnitten nachgewiesen werden. Deshalb kann davon ausgegangen werden, daß eine allseitige Mitwirkung des Bauwerkes beim Sammler Harburg ansetzbar gewesen wäre.

10. Finite - Element - Berechnungen

10.1 Allgemeines

Im Rahmen unserer Forschungsarbeiten sollten vergleichende Berechnungen nach der Finite - Element - Methode durchgeführt werden, um die Möglichkeit geänderter Ansätze für statistische Rechenverfahren zu untersuchen.

Die Finite- Element - Methode wird im Grund- und Tunnelbau vor allem angewendet für die Berechnung von Tunnelschalen, Erddämmen und tiefen Baugruben. Im Einzelfall sind auch Anwendungen für Fangedämme, Pfähle, Fundamente und Bauwerke aus "Bewehrter Erde" bekannt.

Bei Tunneln und Baugruben liegt der Anlaß für den Einsatz der Finiten - Element - Methode im allgemeinen in der unzureichenden Erfassung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk mit konventionellen Berechnungsmodellen.

10.2 Finite - Element - Modell

10.2.1 Grundlagen

Bei der Finiten - Element - Methode wird kein Schnitt geführt, der die Berechnung an einem einfachen Modell mit den Grundlagen der Statik erlaubt. Mit Finiten Elementen wird die Berechnung im Kontinuum aus Bauwerk und Boden durchgeführt. Das Kontinuum des Bodens ist jedoch halbunendlich ausgedehnt, während die Berechnung mit der Finiten - Element - Methode einen endlichen Berechnungsausschnitt erfordert. In der Praxis der Finiten - Element - Berechnung wird deshalb das Kontinuum dort begrenzt, wo sich durch das Bauwerk keine Spannungsveränderungen im Boden bemerkbar machen und wo entsprechend auch keine Verformungen mehr auftreten.

10.2.2 Vereinfachungen

Die Vergleichsberechnungen wurden nur mit den Abmessungen des Sammlers Harburg durchgeführt. Wegen der besseren Vergleichbarkeit wurden auch gleiche Bodenkennwerte, Schichtaufbau, Tunneldurchmesser, Überdeckung usw. verwendet.

Für den Boden wurde ein linear-elastisches Stoffgesetz verwendet. Weiterhin mußten folgende Voraussetzungen und Vereinfachungen getroffen werden:

- die Belastung in Tunnellängsrichtung ist konstant
- keine Verformungen in Tunnellängsrichtung
- ebener Verformungszustand
- alle Elemente können Druck- und Zugspannung aufnehmen.

10.2.3 Elementtypen

Bei der Berechnung mit Finiten Elementen handelt es sich um die aus der Statik bekannten Weggrößenverfahren, Kraftgrößenverfahren bzw. um gemischte Verfahren.

Im Grundbau hat sich bisher hauptsächlich das Weggrößenverfahren durchgesetzt, weshalb im folgenden nur Ansätze für die Verformungen diskutiert werden.

Die einzelnen Elemente werden über ihre Knoten mit den Nachbarelementen verknüpft. Beim Weggrößenverfahren werden die Verträglichkeitsbedingungen dadurch erfüllt, daß durch die Verbindung der Elemente untereinander an den Knoten keine Klaffung bzw. Gleitung auftreten kann.

Gleichgewicht wird durch Summe der Kräfte an den Knoten erfüllt. Das Verfahren führt also auf ein lineares Gleichungssystem. Die Zahl der Unbekannten ist gleich der Zahl der Knoten, multipliziert mit der Zahl der Kraft- bzw. der Verformungskomponenten pro Knoten. Die Unbekannten im Gleichungssystem sind demnach die Verformungen der Elementknoten. Die gewählten Elementansätze müssen mit den tatsächlichen Verformungen nicht exakt übereinstimmen. Je kleiner

die Elemente sind, umso geringer ist der Fehler durch diese Näherung.

Für unsere Untersuchungen haben wir folgende Elementtypen verwendet:

- Dreieckselemente mit linearem Verschiebungsansatz für den Boden
- Viereckselemente mit bilinearem Verschiebungsansatz für Boden und Auskleidung
- Reibungselemente für die Berührungsflächen zwischen Bauteilen und Boden. Relativverschiebungen werden dabei mit Doppelknoten elastisch simuliert.

Die Doppelknoten haben jeweils identische Koordinaten. Die Schubsteifigkeit, die für dieses Element vorzugeben ist, bestimmt die Relativverschiebung der Knoten zueinander. Der Nachteil dieses Elementes ist, daß über die Größe der Schubsteifigkeit in der Regel keine versuchstechnischen Angaben gemacht werden können. Die Schubsteifigkeit wird deshalb in ihrer Größe erfahrungsgemäß angesetzt.

10.2.4 Elementnetz

Das FE - Netz (Bild 130) umfaßt aus Symmetriegründen nur den halben Untersuchungsbereich. Es hat eine senkrechte Ausdehnung von 26,38 m und eine waagerechte Ausdehnung von 20,18 m. Das Netz wurde durch 221 Scheibenelemente und 18 Reibungselemente diskretisiert. Die Anzahl der Knoten beträgt 234. Die Abmessungen des Elementnetzes wurden durch Probieren so festgelegt, daß an den Grenzen des Berechnungsausschnittes keine nennenswerten Verformungen mehr auftreten.

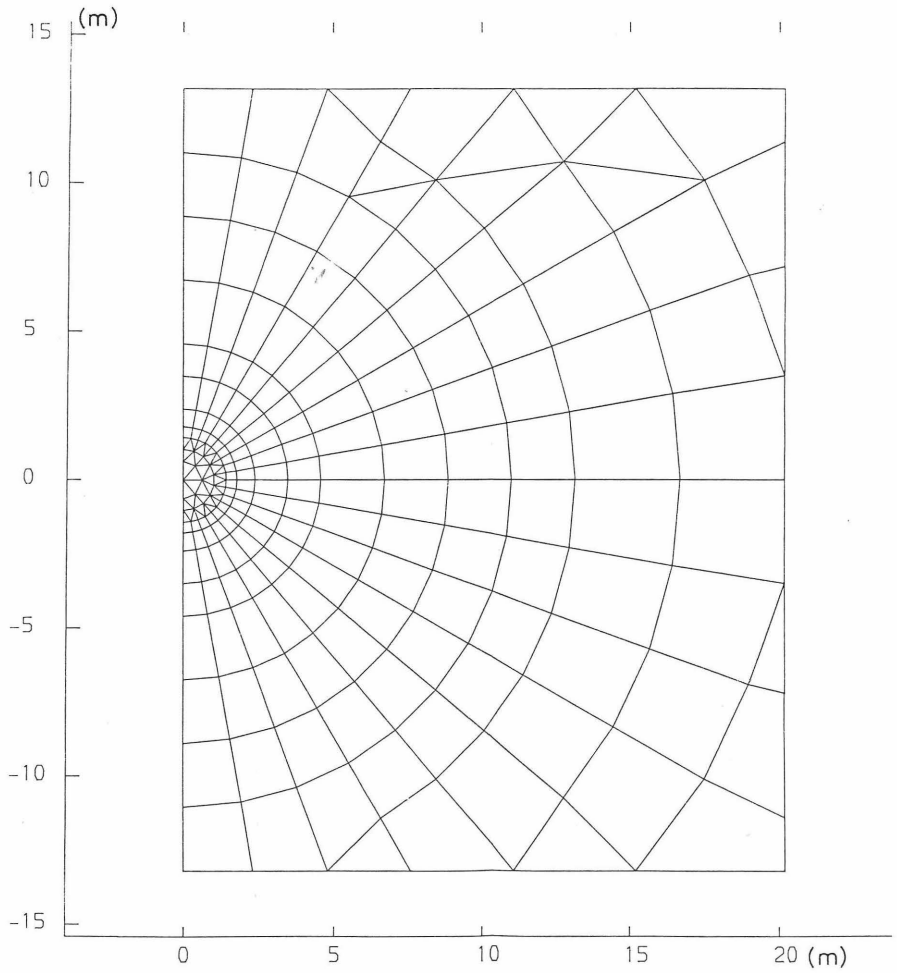


Bild 130: Finite-Element-Netz

10.2.5 Materialkennwerte

Folgende Materialkennwerte wurden verwendet:

Klei und Auffüllung

$$E_S = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 20^\circ$$

$$c' = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,4$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

Sande

$$E_S = 50.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 0$$

$$\mu = 0,33$$

$$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$$

Stahlfaserbeton

nach_2_Tagen

$$E_S = 30.000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

nach_28_Tagen

$$E_S = 40.000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

10.3 Berechnungen

10.3.1 Untersuchte Parameter

Nach umfangreichen Voruntersuchungen wurden 16 Finite - Elemente - Rechnungen durchgeführt und ausgewertet. Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

- Zwei unterschiedliche Bauverfahren - Rohrvortrieb und Stahlfaserbetonausbau - wurden dadurch simuliert, daß im zweiten Fall unter sonst gleichen Bedingungen der Lastfall "Einbringung des Pumpbetons" eingeführt wurde.
- Der Einfluss der Entspannung der Ortsbrust auf die Spannungsumlagerung wurde in 8 Berechnungen durch einen "Voraushub" nach Baudendistel (1968) simuliert. Dabei wurde rechnerisch ein Kern von 0,5 m Radius vorab ohne Auskleidung entfernt.
- Die Schalendicke wurde mit 36, 25, 15 und 5 cm variiert.

10.3.2 Ergebnisse

Für das Forschungsziel, Möglichkeiten geänderter Ansätze für statische Rechnungsverfahren zu untersuchen, sind zwei Fragen von Bedeutung:

- die Verteilung der Bettung um den Querschnitt
- die Verteilung der Radialspannungen, die den Ausbau belasten, um den Querschnitt

Die Bilder 131 bis 134 zeigen einige Einzelergebnisse unserer Berechnungen. Dargestellt sind jeweils für den Endzustand beider Bauverfahren für 36 cm und 5 cm Schalendicke

die Radialspannungen σ_R , die Radialverschiebungen w_R und die Größe und Verteilung des Bettungsmoduls k_R . Der Bettungsmodul ist nach Ahrens, Lindner und Lux (1982) wie folgt definiert:

$$k_R = \sigma_R / w_R$$

Dabei werden nur positive Verschiebungen berücksichtigt.

Folgende Ergebnisse sind hervorzuheben:

■ Rohrvortrieb

- Da der volle hydrostatische Wasserdruck berücksichtigt ist, gibt es wegen des Auftriebs im Sohlbereich keine positiven Verschiebungen und daher definitionsgemäß auch keine Bettung.
- Für eine Schalendicke von 5 cm ist die Krümmung der Auskleidung im First- und Sohlbereich so groß, daß ein Bruch schon eingetreten sein muß.

■ Stahlfaserbeton-Ausbau

- Um den gesamten Querschnitt treten positive Verformungen und damit Bettungsreaktionen auf (Anmerkung: Im Gegensatz zum Rohrvortrieb handelt es sich nicht um Verformungen des erhärteten Ausbaus, sondern um Verformungen des Bodens vor dem Erhärten des Betons).

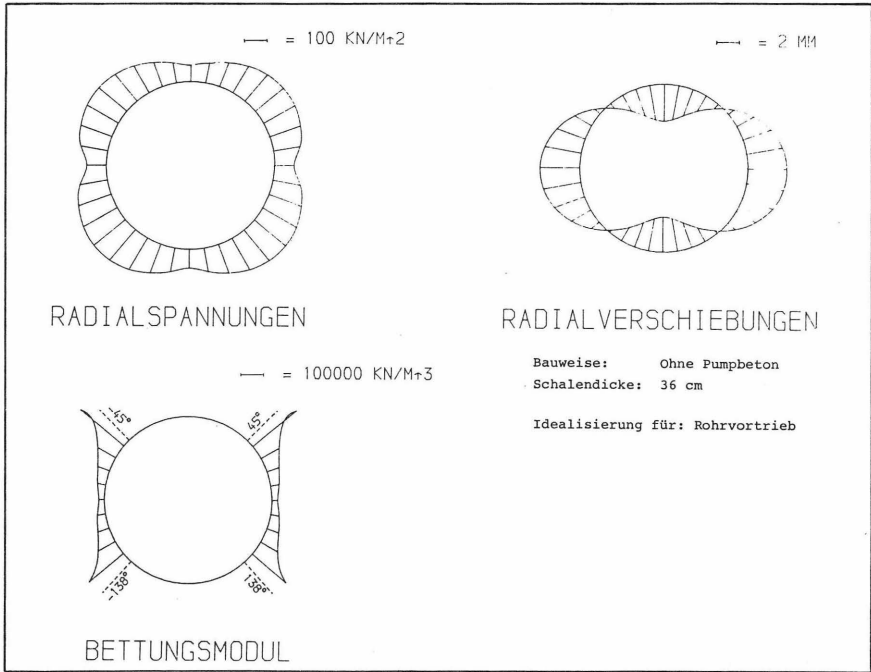


Bild 131: Einzelergebnis der FE-Rechnung

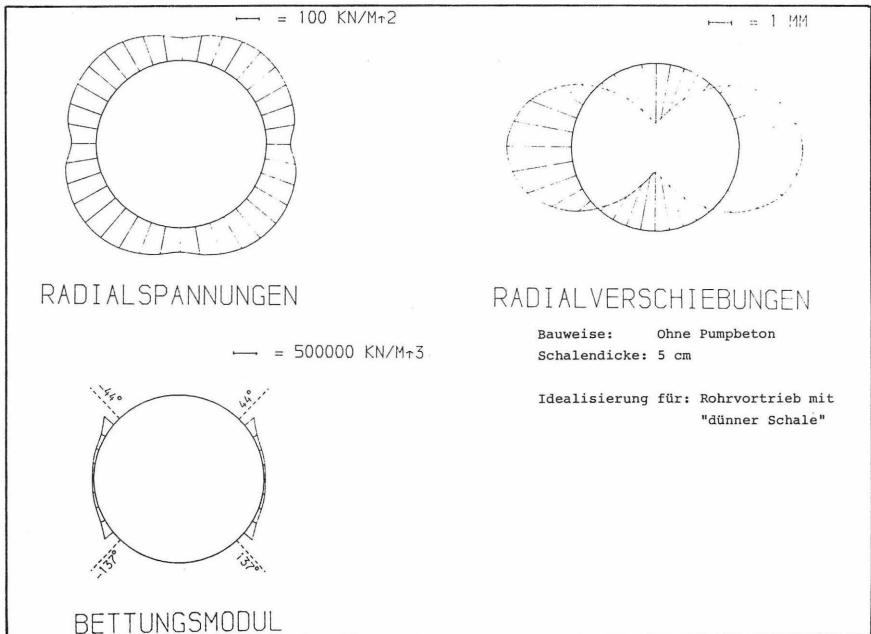


Bild 132: Einzelergebnis der FE-Rechnung

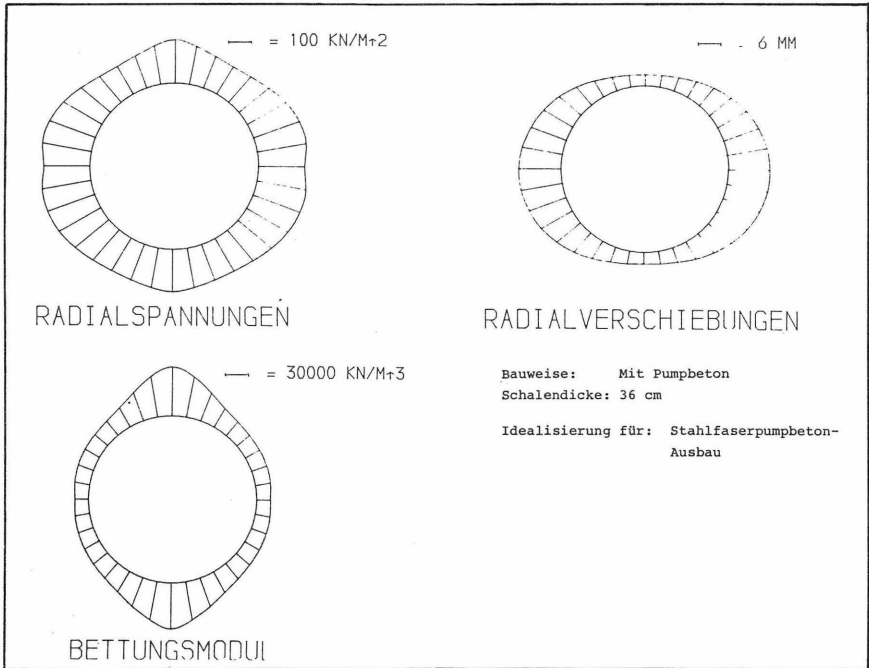


Bild 133: Einzelergebnis der FE-Rechnung

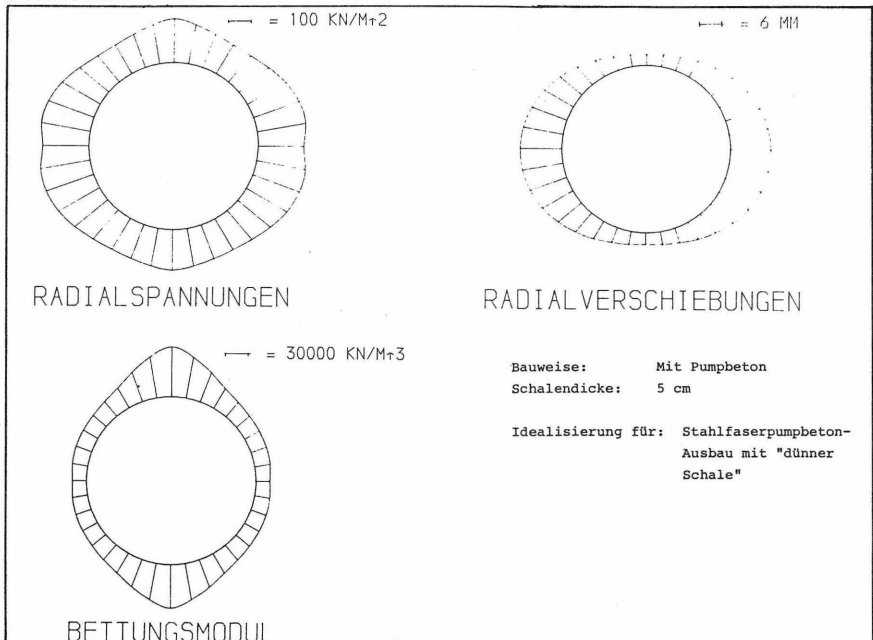


Bild 134: Einzelergebnis der FE-Rechnung

Bild 135 zeigt die Ergebnisse der Finite - Elemente - Berechnungen in einer Gesamtdarstellung.

Das Bild zeigt den Radialdruck (Erddruck) des Bodens auf die Auskleidung nach der letzten Bauphase in Abhängigkeit von der Ausbausteifigkeit für beide Bauverfahren. Dabei fällt zunächst auf, daß der Radialdruck des Bodens auf den Ausbau im Fall "Pumpbeton" mit geringen Abweichungen dem angesetzten Betonierdruck von 2 bar (200 kN/m^2) entspricht. Die Spannungsverteilung um den Querschnitt ist sehr gleichmäßig. Der Seitendruckbeiwert ist größer als 0,9. Sowohl die absolute Höhe des Radialdruckes als auch die Verteilung um den Querschnitt ist nahezu unabhängig von der Ausbausteifigkeit.

Für den Rohrvortrieb ist der Einfluß der Ausbausteifigkeit dominierend. Je weicher der Ausbau, umso größer wird der Seitendruckbeiwert. Aber erst bei einem Verhältnis d/D von 0,013 ($\approx 5 \text{ cm}$ Wandstärke bei 3,77 m Durchmesser) geht der Seitendruckbeiwert gegen 1.

10.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Durch unsere Berechnungen nach der Finite - Elemente - Methode konnte nachgewiesen werden, daß für Randbedingungen wie beim Sammler Harburg zumindest unmittelbar nach Herstellung des Tunnels Spannungsumlagerungen eintreten, die geänderte Ansätze für statische Rechenverfahren zugelassen hätten. Biegemomente durch ungleichförmige Belastung brauchen unabhängig von der Ausbausteifigkeit kaum noch berücksichtigt werden. Die die Auskleidung belastenden Radialspannungen sind jedoch sicher stark vom angesetzten Betonierdruck abhängig.

Welche Lastumlagerungen sich im Laufe der Zeit, z.B. durch Kriechen von Boden und Auskleidung noch eintreten, war nicht Gegenstand der Untersuchungen.

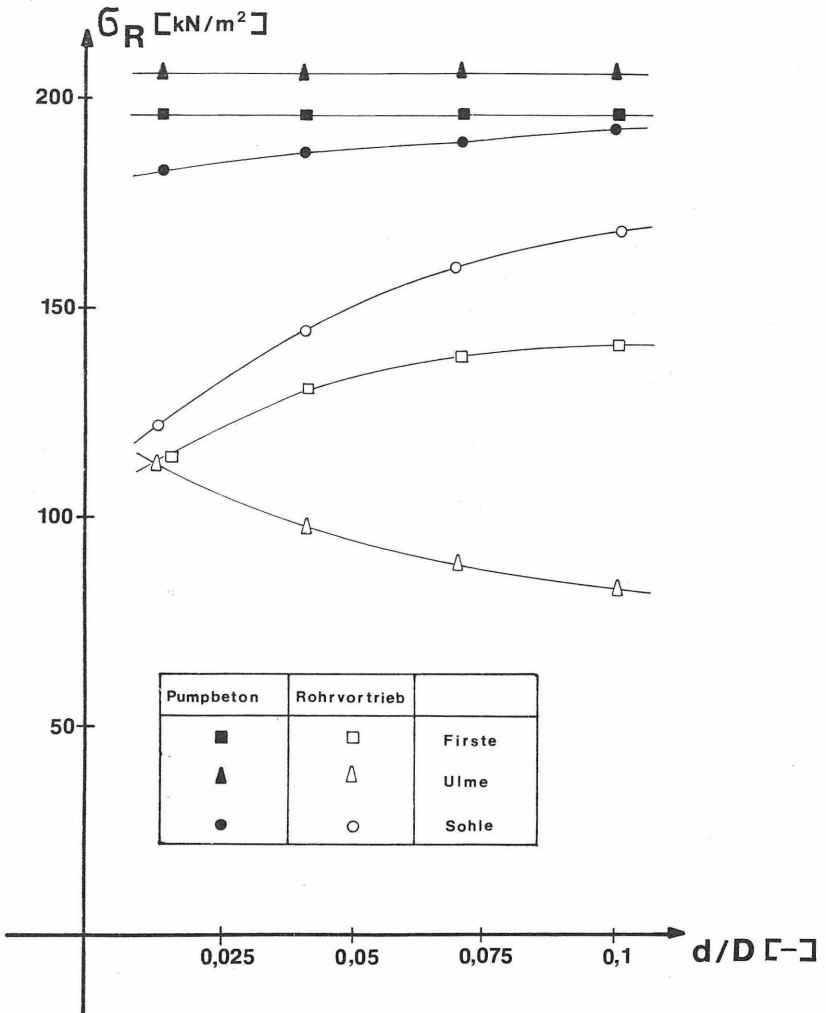


Bild 135: Radialdrücke auf den Tunnelausbau in Abhängigkeit von der Ausbausteifigkeit für beide Bauverfahren

11. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Forschungsvorhabens "Stahlfaserbeton-Tunnelbau im Extrudierverfahren" erhielt der Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig von der Hochtief AG, Niederlassung Hamburg, den Auftrag zur Bestimmung des Gebirgsverhaltens durch Messung der Verschiebungen während des Tunnelvortriebes, deren Auswertung und vergleichende Berechnungen nach der Finite-Element-Methode, sowie zur Erforschung und Weiterentwicklung des Stütz- und Fördermediums für Schildvortriebsverfahren mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust.

Im Rahmen dieses Vorhabens wurde eine umfangreiche Literaturstudie über Schilde mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust angefertigt.

Die bisher verwendeten Stütz- und Fördermedien wurden beschrieben. Die Laborversuche wurden schwerpunktmäßig an den in Deutschland bisher gebräuchlichen Bentonitsuspensionen durchgeführt.

Die Suspensionen, ihre Eigenschaften und die baupraktischen Auswirkungen wurden in Laborversuchen, Modellversuchen und Baustellenversuchen untersucht. Die Ergebnisse erlauben eine Abschätzung geeigneter Suspensionen und deren erforderliche Eigenschaften. Insbesondere wurde dabei auf die Untersuchung der Filterkuchenbildung, Filterwasserabgabe und Luftdurchlässigkeit der Suspensionen Wert gelegt.

Über die geschichtliche Entwicklung und den heutigen Stand der Berechnungsverfahren für schildvorgetriebene Tunnel wurde ein einleitender Überblick gegeben.

Im Zuge des Hydroschildvortriebes wurden drei Meßquerschnitte eingerichtet, in denen die waagerechten und senkrechten Verschiebungen des Gebirges vor, während und nach

der Schilddurchfahrt bis unter die Tunnelsohle bestimmt wurden. Zum Vergleich wurden zwei weitere Meßquerschnitte im Zuge eines Rohrvortriebes eingerichtet.

Die bei beiden Bauverfahren gemessenen Verschiebungen unterscheiden sich signifikant durch die beim Stahlfaserpumpbeton-Ausbau hervorgerufene waagerechte Verschiebungen im Bereich der Ulmen und die Anhebung des Bodens im Bereich der Firste. Diese Meßergebnisse würden für statische Berechnungen den Ansatz der allseitigen Mitwirkung des Baugrundes rechtfertigen. Diese Annahme wurde durch vergleichende Finite-Element-Rechnungen bestätigt.

Die Ergebnisse der hier vorgestellten Untersuchungen haben die weitere Entwicklung des Bauverfahrens stark beeinflußt. Es wurden bereits weitere Strecken aufgefahren. Auch mehrere internationale Ausschreibungen wurden mit diesem Bauverfahren in letzter Zeit gewonnen, so daß neben dem Funktionsnachweis auch der Wirtschaftlichkeitsnachweis erbracht ist. Unser Institut hat an diesen Angebotsbearbeitungen insofern mitgewirkt, als für die jeweiligen Baustellenverhältnisse optimierte Stützflüssigkeiten entwickelt wurden.

12. Schrifttum

- Ahrens, H.,
Lindner, E.,
Lux, K.-H.: Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein 1980", Die Bautechnik 59, H. 8 u. 9, 1982
- Anheuser, L.: Der Hydrojetschild, Tiefbau, Heft 9, 1981
- Barlett, J.V.,
Biggart, A.R.,
Triggs, R.L.: The bentonite tunnelling machine, Proc. Instn. civ. Engineers, 54, November 1973
- Baudendistel, M.: Zur Bemessung von Tunnelauskleidung in wenig festem Gebirge. Rock Mechanics, Suppl. 2, S. 279-312, 1973
- Baumer, H.: Entwicklung und Erprobung eines Thixschildprototyps für den Tunnelvortrieb, Neue Entwicklungen im Tiefbau, Sonderdruck der Zeitschrift TIEFBAU zum Statusseminar "Kommunale Tiefbautechnik" vom 28./29. März 1979, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, 1979
- Beckmann, U.: Unterirdisches Bauen, Unterlagen für Studium und Praxis, Eigenverlag des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Januar 1981
- Biggart, A.R.: Slurry Face Machine Tunnelling, Rapid-Excavation - and Tunnelling Conference, Atlanta, USA, 1979

- Bielecki, R.: Neue Methoden und Entwicklungstendenzen für das Bauen und Betreiben von Abwasserleitungen großer und kleiner Durchmesser, Wasser und Boden, Heft 8, 1979
- Boyes, R.G.: Structural and Cut off Diaphragm Walls, 176 S., 58 Abb., Halsted Press, 1975
- Braun, W.M.: First Commercial Contract for UK Bentonite Shield, International Construction, Juni 1976
- Donishi, H.: Muddy-Water Pressure Shielding on Water Staying Sand Ground, Tunnels and Underground, Heft 10, 1979
- Droscha: Hydroschild für Tunnelbau in rolligen Böden, Straße-Brücke-Tunnel, Heft 5, 1975
- Duddeck, H.: Empfehlungen für die Berechnung von Tunneln im Lockergestein 1980, Die Bautechnik 57, H. 10, S. 349-356, 1980
- Endell, K.: Bentonit - Eigenschaften und Verwendung TIZ-Zbl., 74. Jahrg., Heft 9/10, S. 122-126, 1950
- Fahn, R.: Was ist Bentonit? Süd-Chemie AG, München, Eigenverlag
- Fleck, H., Sonntag, G.: Statische Berechnung gebetteter Hohlraumauskleidungen mit einem ortsveränderlichen und verformungsabhängigen Bettungsmodul aus der Methode der Finiten Elemente, Die Bautechnik 54, H. 5, S. 149-156, 1977

- Grewe, H.: Die stabilisierenden Eigenschaften thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau, Bautechnik-Archiv, Heft 17, Verlag von Wilhelm Ernst + Sohn, 1965
- Grodde, K.H.: Bohrspülungen und Zementschlämme in der Tiefbohrtechnik, Verlag der Erdöl-Zeitschrift, Otto Vieth, 1963
- Haack, A.: Neue Entwicklungen auf dem Gebiet des Schildvortriebs, Straßen- und Tiefbau, Heft 5, 1980
- Harding, P.G. Introducing the Tele-Mole, an Innovation from Japan, Tunnels & Tunnelling, März, 1981
- Harries, D.A.: Dinorwic, Antwerp, Metro, Frejus and the Paris Metro, Tunnels & Tunnelling, Heft 5, 1979
- Heim, A.: Geologische Nachlese. Tunnelbau und Gebirgsdruck. Zürich. Vierteljahresschrift der Naturf. Ges., Bd. 50, 1905
- Hofmann, U.: Aus der Chemie der hochquellfähigen Tone (Bentonite) Angewandte Chemie, 68. Jahrg., Nr. 2 S. 53-61, 21.01.1956
- Jacob, A.: Der Bentonitschild, Technologie und erste Anwendung in Deutschland, Forschung + Praxis, Band 19, Alba Buchverlag, 1976
- Jacob, E.: The Bentonit Shield: Technology and Initial Application in Germany

- Jacob, A.: Weiterentwicklung des Bentonitschildes - insbesondere Schildanlage, Fördersystem, Separiereinrichtung, Schwanzblechabdichtung, Forschung + Praxis, Band 21, Alba-Buchverlag, 1978
- Jacob, A.: Der Bentonitschild, Technologie und Anwendung, Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Heft 4, 1979
- Jacob, E.J.,
Meldner, V.O.: Contractors' Experience with the Hydroshield Tunnelling system, slurry face machine Tunneling, Rapid-Excavation - and Tunneling Conference, Atlanta, USA, 1979
- Jessberger, H.L.: Die viskosen und thixotropen Eigenschaften von Ton-Wasser-Gemischen in: Ingenieurwissen, 6, Bodenmechanik I S. 49-124, VDI-Verlag, Düsseldorf 1964
- Krabbe, W.: Tunnelbau mit Schildvortrieb, Beitrag im Grundbau Taschenbuch, Band I, Ergänzungsband, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1971
- Krabbe, W.: Der Thixschild - System Holzmann, Forschung + Praxis, Band 23, Alba-Buch-Berlag, 1980
- Miki, G.,
Saito, T.,
Yamazaki, H.: The Principle and Field Experiences of a slurry Mole Method for Tunnelling in the soft Ground. Ninth International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977
- Millot, G.: Clay
Scientific American, Nr. 4/79
S. 109-118

- Müller, L.: Der Felsbau, Dritter Band: Tunnelbau, Enke-Verlag 1978
- Müller-Kirchenbauer, H.: Stability of Slurry Trenches. Proc. 5. Europ. CSMFE Madrid, 1972
- Müller-Kirchenbauer, H.: Zur Herstellung von Großbohrpfählen mittels Suspensionsstützung Geotechnik, 1978
- Naudascher, E.: Beeinflussung strömungstechnischer Vorgänge durch Additive Die Wasserwirtschaft, Bd. 62, H. 5 (1972), S. 134-147
- New, B.M., Wild, P.T., Bishop, C.J.: Bentonite Tunnelling Beneath Major Services in loose Ground, Tunnels + Tunnelling, Juni 1980
- N.N.: Mitsubishi Shield Maschine, Firmenschrift der Mitsubishi Heavy Industries, LTD
- N.N.: Tekken Slurry Mole and Automatic Control System, Firmenschrift der Tekken Construction Co., LTD
- N.N.: Firmenschrift der Iseki Poly-Tech., Ing., 1980
- N.N.: Okumura Slurry Shield System for SOFT Ground Tunnelling, Firmenschrift der Okumura Corporation
- N.N.: Slurry pressurized Shield Method, Firmenschrift der Ohbayashi - Gumi, Ltd.
- N.N.: Universal soft Ground Tunnelling Machines, Firmenschrift der K.M. Tunnelling Machines Ltd.

- N.N.: Sammler Wilhelmsburg in Hamburg, Technische Blätter der Wayss + Freytag AG, Heft 1, 1976
- N.N.: Firmenunterlagen der Bade & Theelen GmbH, Lehrte
- N.N.: Record Breaking Hydroschild Order, Tunnels & Tunnelling, Heft 11, 1979
- N.N.: Rome Rail Tunnel uses largest Hydroshield, Tunnels & Tunnelling, Heft 9, 1981
- N.N.: Deutsches Bundespatent Nr. 2431512
- N.N.: Thixschild "System Holzmann", Firmenschrift der Philipp Holzmann AG, Frankfurt
- N.N.: Firmenunterlagen der Fa. MAIHAK AG, Hamburg
- N.N.: Firmenunterlagen der Fa. INTERFELS, Bentheim
- N.N.: Firmenunterlagen der Fa. GLÖTZL Bau-
meßtechnik, Karlsruhe
- Patey, O.R.: Bentonite Tunnelling shield breaks
new Ground, Contract Journal, September 1972
- v. Rabcewicz, L.: Die Neue Österreichische Tunnelbau-
weise. Entstehung, Ausführungen und
Erfahrungen. Der Bauingenieur,
Jg. 40, H. 8, S. 289-296, 1965
- Ruppert, F.-R.: Entwicklung geeigneter Verfahren zum
Messen der physikalischen Eigenschaf-
ten von Bentonitsuspensionen auf Bau-
stellen, Mitteilung des Lehrstuhls
für Grundbau und Bodenmechanik der
TU Braunschweig, Heft 9, 1982

- Rziha, Fr.: Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, Berlin, Bd. II, 1874
- Sattler, K.: Österreichische Tunnelbauweise - statische Wirkungsweise und Bemessung. Der Bauingenieur, Jg. 40, H. 8, S. 297-301, 1965
- Simons, H.,
Meseck, H.: Entwicklung und Erprobung von Bentonit-Suspensionen als Stütz- und Fördermedium für einen Tunnelvortrieb mit dem Thixschild, Forschungsbericht KT-77081, Bundesministerium für Forschung und Technologie, Januar 1979
- Simons, H.,
Beckmann, U.: Leistungsbeeinflussung von Tunnelbohrmaschinen in flachgelagerten, häufig wechselnden Sedimentgesteinen, 1980
- Spang, J.: Gebirgsdruck beim bergmännischen Tunnel- und Stollenbau. Straße Brücke Tunnel 22, H. 6, 7 und 12, 1970 und 23, H. 5, 1971
- Schulze, H.,
Duddeck, H.: Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln. Beton- und Stahlbetonbau 59, H. 8, S. 169-175, 1964
- Walsh, T.,
Biggart, A.R.: The bentonite tunnelling machine at Warrington.
Proc. Symp. Tunnelling 76 London 1976 (Institution of Mining and Metallurgy).
- Watanabe, T.,
Yamazaki, H.: Giant size Slurry Shield is a success in Tokyo, Tunnels & Tunnelling, Januar/Februar, 1981
- Weiss, F.: Die Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter Erdwände
Bauingenieur-Praxis, Heft 70, Verlag von Wilhelm Ernst + Sohn, 1967

- Windels, R.: Spannungstheorie II. Ordnung für den teilweise gebetteten Kreisring. Die Bautechnik 43, S. 265-274, 1966
- Zell, S.: Tunnelbau mit dem Hydrojet-Schild, Beton, Heft 5, 1981