

# TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

## MITTEILUNGEN

FÜR

### GRUNDBAU, BODENMECHANIK UND FELSBAU

(REPORTS ON FOUNDATION ENGINEERING, SOIL MECHANICS AND ROCK MECHANICS)

HERAUSGEGEBEN VON O. UNIV.-PROF. DR. H. BRANDL

H. Brandl, A. Plankel:

Vergleichende Untersuchungen an chemischen Bodeninjektionen

F. Radl, M. Kiefl:

Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis

Z. Taheri, W. Hazivar:

Zur Theorie des Druckversuches

Ch. Ting:

A Study of Hydraulic Fracturing in Laboratory

# Inhaltsverzeichnis — Contents

Seite — page

VORWORT — PREFACE .....	3
ZUSAMMENFASSUNGEN — SUMMARIES .....	4
Vergleichende Untersuchungen an chemischen Bodeninjektionen Comparative investigations of chemically grouted soils H. Brandl, A. Plankel .....	9
Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis Isolating of a large waste deposit by cut-offs in theory and practice F. Radl, M. Kiefl .....	75
Zur Theorie des Druckversuches On the theory of the unconfined compression test Z. Taheri, W. Hazivar .....	95
Laboruntersuchungen des hydraulischen Bruches (von Dämmen) A study of hydraulic fracturing in laboratory Ch. Ting .....	103



## Vorwort

Den inhaltlichen Schwerpunkt des vorliegenden Mitteilungsheftes bilden Umweltfragen auf dem Gebiete des Grundbaues und der Bodenmechanik: Grundwasserbeeinflussungen durch chemische Injektionen und Abdichtungsprobleme von Mülldeponien. Weiters werden Ergebnisse von Untersuchungen des Spannungs-Verformungsverhaltens einachsial beanspruchter Prüfkörper und der Sicherheit gegenüber hydraulischer Erosion von Böden vorgelegt.

Der Beitrag von BRANDL, H. und PLANKEL, A. bringt eine Gegenüberstellung von chemischen Injektionen, welche vor allem im U-Bahn-Bau Verwendung finden. Die Verfestigung und/oder Abdichtung wird durch amorphe Gele oder kristalline Strukturen erzeugt. In Labor- und Feldversuchen sowie an Baustellen sollten in erster Linie die Grundwasserbelastung und das Kriechverhalten untersucht werden.

Im Artikel von RADL, F. und KIEFL, M. wird das „Wiener System“ für die Umschließung von Mülldeponien vorgestellt: Dieses besteht aus zwei parallel geführten Schmalwänden (oder Schlitzwänden), welche in bestimmten Längsabständen durch Querwände abgeschottet sind. Der Grundwasserspiegel innerhalb dieser Zellen liegt tiefer als außerhalb, jedoch höher als innerhalb der Deponiefläche. Dadurch wird ein Ausströmen von kontaminierten Wässern verhindert und außerdem eine gewisse Reinigungswirkung für die innerste Wandfläche erzielt. Die Zellen ermöglichen ferner eine einfache Lokalisierung eventueller Schadstellen schon während der Bauphase. Dieses System wurde gemäß einer Anregung des Unterzeichneten von der Stadt Wien ausgeführt und stellt eine entscheidende Verbesserung der bisherigen Varianten zur Abdichtung von Deponien dar.

TAHERI, Z. und HAZIVAR, W. liefern eine theoretische Abhandlung über den einachsialen Druckversuch, der einen der wichtigsten und gängigsten Versuche der Bodenmechanik darstellt — wie z. B. aus dem ersten Beitrag dieses Heftes klar ersichtlich.

Im vierten Artikel faßt TING, Chin-Su die Ergebnisse seiner Laborversuche über hydraulisches Versagen von Böden („hydraulic fracturing“) zusammen. Diese sind vor allem für den Dammbau von Bedeutung, können aber auch auf andere Anwendungsbereiche von Dichtungs- und Filterschichten übertragen bzw. erweitert werden. Die Anfänge dieser Untersuchungen reichen zurück bis in die Jahre 1979—1981, als der Autor hier in Österreich zu Studienzwecken und wissenschaftlich tätig war. Mittlerweile wurde er an der Tsinghua-Universität in Peking zum Professor für Bodenmechanik und Vorstand der gleichnamigen Abteilung ernannt. In seiner vorliegenden Arbeit beweist Prof. TING, daß zahlreiche (konventionelle) Verfahren zur rechnerischen Beurteilung des hydraulischen Versagens von Böden zu gravierenden Fehleinschätzungen führen können.

H. BRANDL

## Preface

This volume deals predominantly with environmental topics: Groundwater contamination by chemically grouted soils, and sealing of waste deposits. Furthermore, theoretical investigations of the unconfined compression test, and laboratory results concerning hydraulic fracturing are presented.

The paper by BRANDL, H. and PLANKEL, A. compares various methods of chemical grouting mainly used for subway construction, underpinning etc. The soil improvement (strengthening and/or sealing) is gained by amorphous gels or by a crystalline matrix. The investigations comprehended laboratory tests, field tests and in situ measurements on construction sites. Particular attention is focused on the groundwater contamination and creep behaviour of grouted soils.

RADL, F. and KIEFL, M. describe the “Vienna System” for isolating waste deposits by cut offs. This consists of two parallel thin diaphragm walls (or conventional diaphragm walls), being connected by cross walls at certain longitudinal distances. The groundwater table within these cells is kept lower than outside the cells, but higher than inside the area, i.e. the waste deposit. Therefore an outward discharge of contaminated groundwater is impossible; on the contrary, a certain purification of the inner wall face may be achieved. Furthermore the cells allow an exact localisation of leakages already during the construction period. These measures were proposed by H. Brandl for the central waste disposal site of Vienna (600 000 m<sup>2</sup>), instead of the original client's project to seal the waste deposit with geomembranes; it represents a significant improvement of hitherto concepts for sealing existing and new waste deposits.

TAHERI, Z. and HAZIVAR, W. submit a theoretical study of the unconfined compression test, one of the most important and generally used tests in soil mechanics—also clearly visible from the first paper of this volume.

In the 4th contribution, TING, Chin-Su presents laboratory tests on hydraulic fracturing of soils. The results are of special interest for the construction of earth- and rockfill dams, but may also be extended to other fields of application like sealing layers, filters etc. The beginning of this research work dates back to the years 1979—1981 when the author intensified his scientific studies in Austria. Meanwhile he has been appointed full Professor and head of the Soil Mechanics Division at the Tsinghua University in Peking. In his paper Professor TING shows that many (conventional) calculation methods for evaluating hydraulic fracturing may lead to mistakes and even to serious errors.

H. BRANDL

## KURZFASSUNGEN

### Vergleichende Untersuchungen an chemischen Bodeninjektionen

Heinz BRANDL, Anton PLANKEL

Bei chemischen Injektionen können in unterschiedlichem Maße Probleme mit dem Langzeitverhalten und der Grundwasserbeeinflussung auftreten. Es wurden daher vergleichende Reihenuntersuchungen an zwei sehr gängigen Injektionsmethoden und einer Neuentwicklung durchgeführt:

- Silicatgel-Injektionen mit Durcisseur als Reaktiv (Einstoffsystem)
- konventionelle und modifizierte Injektionen nach dem Joosten-Verfahren (Zweistoffsystem)
- Silacsol-Injektionen (Zweistoffsystem)

Silacsol ist eine Markenbezeichnung der Firma Soletanche und besteht aus zwei Komponenten, die nacheinander verpreßt werden: eine Siliziumlösung (bei der das Verhältnis  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  so eingestellt wird, daß das Silizium vollkommen in Lösung geht) und Calciumchlorid als Reaktiv. Beim Zusammentreffen der getrennt verpreßten Injektionskomponenten kommt es schlagartig zur chemischen Reaktion. Röntgendiffraktometrische Untersuchungen ergaben eine kristalline Struktur des Bindemittels, wobei sich mit dem Alter zunehmend hydratisiertes Calcium-Silikat bildet. Das mechanische und chemische Verhalten von Injektionen auf Silacsolbasis ist daher anders als bei Silicatgel-Injektionen (amorphes Gel).

Das Forschungsprogramm umfaßte Labor- und Feldversuche sowie Baustellenuntersuchungen, wobei sowohl das Kurzzeit- als auch das Langzeitverhalten geprüft wurden. Zur Erfassung der Spannungs-Verformungseigenschaften injizierter Sande dienten in erster Linie einaxiale Druckversuche, ferner Ödometerversuche, direkte Scher- und Triaxialversuche.

Die Wechselwirkungen Injektionskörper—Grundwasser wurden auf dreierlei Arten untersucht: Durchströmung, Umströmung und ruhendes Wasser. Neben der zeitlichen Änderung der Durchlässigkeit wurde auch die mechanische Wasserbeständigkeit der verfestigten Sande bestimmt. Der Schwerpunkt lag auf Wasseranalysen zur Bestimmung der Auslaugung von Chemikalien bzw. der zeitabhängigen Grundwasserverunreinigung.

Da das Verhalten chemisch injizierter Böden von zahlreichen Einflußfaktoren abhängt, waren umfangreiche Parameterstudien unerläßlich. Diese betrafen nicht nur die Injektionsmischungen und Herstellungsart von Prüfkörpern, sondern auch Variationen in den Bodeneigenschaften und den Lagerungsbedingungen sowie Abmessungen der Proben. Die Reaktionszeit (Alter der Verfestigung) und

## SUMMARIES

### Comparative investigations of chemically grouted soils

Heinz BRANDL, Anton PLANKEL

Chemical grouting of soils may cause more or less problems with the longterm behaviour and the groundwater contamination. Therefore comparative test series were performed with two commonly used injection methods and a new one:

- Silicate-injections with Durcisseur as reactive (one stage)
- Conventional and modified Joosten-injections (two stages)
- Silacsol-injections (two stages)

Silacsol is a trademark of Soletanche Entreprise and consists of two components which are grouted separately: a silica solution (the ratio  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  is standardized so that silica is completely dissolved) and calcium-chloride as reactive. When the components get into contact, an immediate chemical reaction occurs. X-ray diffractometric tests show a crystalline structure of the binding medium, and with ageing a hydrated calcium-silicate develops. Therefore the mechanical and chemical behaviour of Silacsol-grouted soil differs from that of silicate groutings (amorphous gel).

The research program comprised laboratory and field tests, and in-situ measurements on construction sites. Both, the short term properties and the long term behaviour were investigated. Unconfined compression tests (predominantly), and oedometer tests, direct shear- and triaxial tests were used to evaluate the stress-strain relationship of chemically grouted sand. The interaction of grouted soil and groundwater was investigated in three different ways: percolation, water flowing around the samples, and tests with stagnant water. The research activities were concentrated essentially on water analyses to evaluate the leaching of chemicals and the time dependent groundwater contamination, respectively. Furthermore, the long term alteration of the permeability and the water resistance of the grouted sands were investigated.

As the behaviour of chemically grouted soils is influenced by numerous factors, comprehensive parametric studies were necessary. The studies involved not only several grout mixtures and different procedures for producing samples, but also variations of soil characteristics, curing conditions and sample dimensions. The reaction time (curing period of the grouted soil), the mode of loading and the loading rate, resp. were varied too. The different parameters cause a wide scattering of the test data; consequently, many samples are necessary for investigating chemically grouted soils. In this paper only a selection of the results is presented;

Belastungsart bzw. Belastungsgeschwindigkeit wurden ebenfalls variiert. Die diversen Einflußfaktoren bewirken zwangsläufig eine starke Streuung der einzelnen Versuchswerte, weshalb eine detaillierte Untersuchung von Injektionen stets eine Vielzahl von Proben erfordert. Der vorliegende Bericht bringt daher nur eine Auswahl von Versuchsdaten und Ergebnissen, welche (quantitativ) nicht zu verallgemeinern sind.

Die Vergleichsuntersuchungen ergaben, daß Injektionen mit der Neuentwicklung Silacsol ein günstigeres Kriechverhalten aufweisen als vergleichbare Verfestigungen mit Silicatgel. Die hohe Dauerbeständigkeit von Verfestigungen nach dem Joosten-Verfahren wird allerdings nicht erreicht. Besonders zu beachten ist, daß weder bei Silicatgelen noch beim Silacsol aus Schnellversuchen auf die Kriech-eigenschaften der verfestigten Korngerüste geschlossen werden kann. Die Grundwasserbeeinflussung ist beim Silacsol geringer als bei Injektionen mit Silicatgel oder nach Joosten, weil bei der chemischen Reaktion keine Nebenprodukte, insbesondere keine organischen Substanzen, auftreten. Die Belastung mit  $\text{Na}^+$ - und  $\text{Cl}^-$ -Ionen ist in erster Linie auf die Bildung ungiftigen Kochsalzes zurückzuführen und nur sekundär auf ungebundene Reste von  $\text{Na}_2\text{O}$  und  $\text{CaCl}_2$ . Trotzdem sind auch beim Verpressen von Silacsol unterhalb des Grundwasserspiegels Umweltfragen zu beachten — ähnlich wie bei den übrigen chemischen Injektionen.

### **Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis**

Fritz RADL, Manfred KIEFL

Im nord-östlichen Stadtgebiet liegt die einzige betriebene Mülldeponie der Stadt Wien. Um in Zukunft eine Gefährdung des ergiebigen Grundwasservorkommens dieser Region mit Sicherheit ausschließen zu können, wurde eine Umschließung mit Dichtwänden geplant.

Die im Zuge der Projektierung ausgeführten Baugrunduntersuchungen (Probebohrungen) zeigten, daß ein undurchlässiger Grundwasserstauer nicht vorliegt. Unter den wasserführenden, stark durchlässigen sandigen Kiesen des Quartärs sind bis in sehr große Tiefen die wechselhaften Schichten des Tertiärs anzutreffen. Diese bestehen hauptsächlich aus Schluffen, die von sandigen Lagen durchzogen sind. Laboratoriumsuntersuchungen an einer Vielzahl von Bodenproben ergaben für die quartären Bereiche eine mittlere Durchlässigkeit von  $k = 3 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$  und für die tertiären Bereiche  $k = 1,1 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$ . Die Trennfläche zwischen diesen maßgebenden Schichten liegt in einer mittleren Tiefe von 12,5 m unter Gelände, wobei, dem ausgeprägten Relief entsprechend, Tiefen von 10 m

they show clear tendencies, but should not be generalized quantitatively.

The parametric studies proved that Silacsol grouted sand shows a better creep behaviour than comparable silicate-gel injections, but does not reach the mechanical quality of the Joosten-method. Especially emphasized should be the fact that the creep behaviour of silicate-gel- or Silacsol groutings cannot be evaluated from quick tests. Silacsol leads to less groundwater contamination than silicate gels or the Joosten method, because no by-products (especially no organic substances) are set free during the chemical reaction: The contamination by  $\text{Na}^+$ - and  $\text{Cl}^-$ -ions is mainly due to the development of nontoxic sodium chloride; free residues of  $\text{Na}_2\text{O}$  and  $\text{CaCl}_2$  are only of minor importance. Nevertheless environmental aspects must be taken into consideration if Silacsol is grouted below the groundwater table—similar to other chemical injections.

### **Enclosure of a large waste disposal site in theory and practice**

Fritz RADL, Manfred KIEFL

The only presently operational waste deposit of Vienna is located in the north-east of the town area. In order to exclude any future dangers to the abundant groundwater of this region it was decided to enclose the deposit with vertical cut-offs.

During the design stage comprehensive ground investigations were performed—confirming that an underlying impermeable stratum does not exist. Varying tertiary layers can be found in great depth below the water bearing, highly permeable sandy gravel from the quarternary. They are mainly composed of silt, interspersed with sandy layers. Laboratory tests on numerous soil samples showed a mean permeability of  $k = 3 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$  for the quarternary and  $k = 1,1 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$  for the tertiary. The boundary of these significant layers is located in a mean depth of 12,5 m below the surface but shows a very uneven relief (between 10 m and 27 m). The groundwater level is approximately 6,5 m below the surface, its mean slope being 0,07%.

According to the hydrogeological conditions the groundwater level inside the enclosed waste disposal site must be kept lower than outside. This is the only means to guarantee sufficient protection against a possible discharge of polluted groundwater out from the deposit.

Theoretical investigations about potentially percolating waters showed the importance of installing vertical in-ground barriers which are absolutely free of leakages. Therefore a type of vertical cut-offs was needed enabling a continuous (long-term) monitoring and control of the sealing. An immediate



bis 27 m vorkommen. Der Grundwasserspiegel ist bei einem mittleren Gefälle von 0,07% ca. 6,5 m unter der Oberfläche anzutreffen.

Den hydrogeologischen Verhältnissen entsprechend ist innerhalb der Umschließung der Grundwasserstand an jeder Stelle tiefer als außerhalb zu halten. Nur dadurch kann eine ausreichende Sicherheit gegenüber einem möglichen Schadstoffaustritt aus der Deponie gewährleistet werden.

Die theoretischen Untersuchungen über zu erwartende Sickerwassermengen zeigten, daß vor allem einer fehlstellenfreien Dichtwand größte Bedeutung zukommt. Daher mußte eine Art der Umschließung gefunden werden, bei der ein lückenloser Nachweis über die einwandfreie Beschaffenheit der Dichtwände jederzeit möglich ist. Eventuell auftretende Fehlstellen müssen einfach und rasch festzustellen und auch mit geringstmöglichem Aufwand reparierbar sein. Diese notwendigen Forderungen führten zur Entwicklung des *Wiener Dichtwandkammersystems*:

Dabei werden zwei im Abstand von mehreren Metern zueinander parallel hergestellte Dichtwände durch Querabschottungen in kurze Abschnitte unterteilt. In jeder der so entstehenden, nahtlos aneinandergereihten Kammern ist mittig ein Brunnen angeordnet. Bei der Überprüfung wird das zu untersuchende Umschließungselement mit Wasser über den höchsten künftig zu erwartenden Grundwasserstand hinaus gefüllt und die zur Konstanthaltung benötigte Menge gemessen. Selbst kleinste Fehlstellen zeigen sich in einer deutlich erhöhten Menge. Während des künftigen Betriebes der Wasserhaltung in der Deponie wird innerhalb der einzelnen Kammern ein Grundwasserstand gehalten, der zwischen jenem außerhalb und innerhalb der Umschließung liegt. Die dazu benötigte, sehr geringe Wassermenge ändert sich beim Auftreten von Fehlstellen sofort in einem großen Ausmaß. Aufgrund der kleinen Fläche einer einzelnen Kammer ist eine Undichtheit einem kurzen Abschnitt der Umschließung zuordenbar.

Die bei einer seitlichen Umschließung einer Deponie gegebene Zugänglichkeit zur Abdichtung ermöglicht eine gezielte Reparatur mit geringem Aufwand, und zwar noch vor dem Austritt von Schadstoffen in die Umgebung.

Bei der praktischen Ausführung der Umschließung konnte wegen der systembedingten Kontrollierbarkeit zum größten Teil das Schmalwandverfahren verwendet werden. Dadurch war es im Gegensatz zum wesentlich teureren Schlitzwandverfahren auch problemlos möglich, sehr feststoffreiche Dichtwandmassen unter Verwendung von Ca-Bentonit, Hochofenzement und Steinmehl zu verarbeiten. Das für Tiefen über 26,5 m erforderliche Schlitzwandverfahren wurde nur in geringem Ausmaß ausgeführt. Die derart hergestellten Dichtwandkammern zeigten bei ihrer Überprüfung, daß die prak-

and easy finding of potential leaks is of greatest importance, and any repair must be simple and inexpensive. These requirements led to the development of the "*Wiener Dichtwandkammersystem*" ("*Vienna box-shaped cut-off system*"): Two vertical cut-offs are installed parallel, a few meters apart from each other, and are partitioned off by installing cross walls. Thus the vertical barriers form boxes, in each of them a well being situated right in the center. During inspection the respective isolating section is filled with water exceeding the highest groundwater level ever to be expected. The quantity of water needed for keeping this level constant is measured. Even the smallest leaks are disclosed by a significantly increasing quantity of (percolating) water. During the future operation of lowering the groundwater level inside the enclosure by pumping, the groundwater level in each chamber will be held on a mark between the level inside and outside. This is performed by pumping out or adding a small amount of water. The required very low quantity of infiltration water immediately undergoes a significant increase upon occurrence of a leakage. Because of the small area of each individual chamber ("box") a leak can be localized within a very limited length of the enclosure. As the vertical barrier system is situated along the sides of the waste disposal site, an easy access to the cut-offs is ensured and quick repairs are possible at low costs long before any discharge or percolation of polluted water occurs.

According to the system-dependent simple checking method, thin diaphragm walls (vibrated beam slurry walls) could be installed to a great extent. Contrary to conventional diaphragm walls, this technique made possible the use of plugging agents of high density, using Ca-bentonite, cement and stone dust. Such plugging agents are highly resistant to polluted water but are not useful if the cut-off is constructed of conventional diaphragm walls, which in addition are more expensive. The conventional diaphragm wall technique was necessary only for depths of more than 26,5 m and was used very limitedly. Theoretical and in-situ investigation proved that vertical barriers of conventional diaphragm walls show no better behaviour than thin diaphragm walls (vibrated beam slurry walls). During construction works, leaks were registered in two chambers. However, after reconstructing the respective short cut-off sections a further inspection showed an adequate behaviour.

For the 3100 m long enclosure, 49 chambers of vertical cut-offs were installed. 125,000 m<sup>2</sup> vibrated beam slurry walls, 4800 m<sup>2</sup> conventional diaphragm walls and 1900 m well drilling were necessary to complete the required enclosure of the waste disposal site. Now, nearly seven months after finishing the construction, it is obvious, that the vertical barrier fulfills its function perfectly. Only an amount of

tisch ausgeführten Schlitzwände keine geringere Durchlässigkeit als die Schmalwände aufweisen. An zwei Kammern waren undichte Stellen nachweisbar. Nach Neuherstellung der betreffenden kurzen Dichtwandabschnitte ergab die neuerliche Überprüfung eine einwandfreie Dichtigkeit.

Insgesamt wurden für die 3100 m lange Umschließung 49 Dichtwandkammern hergestellt: 125.000 m<sup>2</sup> Schmalwände, 4800 m<sup>2</sup> Schlitzwände und 1900 lfm Brunnenbohrungen waren notwendig, um die projektsgemäße Deponieumschließung auszuführen.

Zur Aufrechterhaltung des geforderten Absenkniveaus innerhalb der ca. 600.000 m<sup>2</sup> großen Deponiefläche sind lediglich 2 l/sec zuzuleitendes Grundwasser zu fördern und dem städtischen Kanalnetz zuzuleiten; das ist deutlich weniger, als im Projektierungsstadium mit vorsichtig gewählten Parametern errechnet worden war. Insgesamt zeigten sowohl die Herstellung der Umschließung als auch der bisherige Betrieb der Wasserhaltung, daß die theoretischen Überlegungen in der Praxis voll zutrafen.

### **Zur Theorie des Druckversuches**

Zia TAHERI, Wolfgang HAZIVAR

Auf der Grundlage der dreiachsigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der mathematischen Elastizitätstheorie werden die Spannungszustände in einem Zylinder untersucht, der durch eine gleichmäßige Belastung an den Stirnflächen belastet ist. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Last über Stempel aufgebracht wird, die keine Querdehnung aufweisen, und die Querdehnung der Stirnflächen des Zylinders durch Reibung verhindert wird.

Die Lösung zeigt eine bestimmte von der Ecke ausgehende Richtung, auf der die Beanspruchung ein Maximum wird. Die numerischen Ergebnisse werden mit den entsprechenden Ergebnissen verglichen, die für eine Scheibe unter den gleichen Randbedingungen erhalten wurden. Dieser Vergleich zeigt eine gute qualitative Übereinstimmung.

### **Laboruntersuchungen des hydraulischen Bruches (von Dämmen)**

Chin-Su TING

Bei der Planung und Dimensionierung von Staudämmen sollte die Möglichkeit des hydraulischen Bruches („hydraulic fracturing“) auch innerhalb des gering wasserdurchlässigen Kernes untersucht werden. Vor der Fertigstellung der vorliegenden Publikation wurden in diversen Laboratorien zahlreiche Forschungsarbeiten durchgeführt, um Details

2 l/sec of infiltrating ground water has to be pumped in order to keep the groundwater level inside the enclosed 600,000 m<sup>2</sup> large waste deposit lower than outside. This is essentially less than evaluated from the cautious parametric studies during design. The mean difference between the water levels is 1,2 m—ranging from 0,7 to 1,6 m. To sum up, theory and practice have shown, that the design assumptions proved to be correct and that the box-shaped cut-off system is a very appropriate technique for enclosing waste disposal sites.

### **Contribution to the theory of the compression test**

Zia TAHERI, Wolfgang HAZIVAR

During a compression test a three-dimensional state of stress exists in any specimen. This consists of a one-dimensional state of stress and an additional three-dimensional one which overlays. These additional stresses are caused by the boundary conditions between specimen and loading plate. The problems of a rigid loading plate and a plate that only impedes lateral strain were already investigated by W. Schlee, but he used only two-dimensional theory of elasticity by solving the problems for a disk.

In the work presented by us the state of stress caused by a loading plate which only impedes lateral extension is investigated. As to the method of solution basically the theory of stress functions for bodies of revolution according to N. Love is applied. While for the two-dimensional state of stress many Airy's stress functions for different loading conditions are known, this does not apply for the three-dimensional case. Hardly any stress functions are known so far, except for a few loading conditions. For the above mentioned loading conditions a strain function is developed, from which all stresses and deformations can be directly derived. We are able to give a strict solution as it is possible for a disk and for a hollow cylinder. We apply an evenly distributed load at both end faces and assume lateral extension confined by friction between loading plates and cylinder. From this assumption results an uneven distribution of stresses in the cylinder and warping of the end faces. According to the principle of de Saint Venant this triaxial state of stress changes into an uniaxial one at a distance from the ends approximately equal to the sample's diameter.

The solution presented shows a distinct direction, originating from the rim, along which the stress is a maximum. Numeric results are compared with the corresponding results obtained for a disk with equal boundary conditions. Both results show good qualitative correspondence.

über den Mechanismus des Hydraulic Fracturing zu erfassen. Die Ergebnisse der einzelnen Forschungsarbeiten wurden zwar ausführlich publiziert, sind aber bedauerlicherweise nicht untereinander vergleichbar, weil das Spannungsfeld innerhalb des Querschnittes der untersuchten Proben nicht bestimmt werden kann. Vor allem die Wirkung der Sickerkräfte auf die Verteilung der inneren Spannungen blieb bislang vernachlässigt.

In der nunmehrigen Veröffentlichung werden eine neue Versuchsapparatur samt zugehörigen Labor-einrichtungen beschrieben. Damit wurden umfangreiche Untersuchungen an verdichteten kohäsiven Böden durchgeführt; die Proben hatten die Form von Hohlzylindern. Im Rahmen einer näheren Analyse der Versuchsergebnisse werden die Lösungen der Elastizitätstheorie für die Spannungen und Verformungen für Hohlzylinder unter Sickerwasser-einwirkung angeführt. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den theoretischen Analysen ergab folgende grundlegende und notwendige Voraussetzungen für das hydraulische Versagen von kohäsiven Böden: Sobald die kleinere Hauptspannung an der Innenfläche des Hohlzylinders unter dem Einfluß des Wasserdruckes die Zugfestigkeit des Bodens erreicht, tritt „hydraulic fracturing“ auf.

## **A study of hydraulic fracturing in laboratory**

Chin-Su TING

The possibility of hydraulic fracturing occurring in the low permeable core of high rockfill dams should be considered by designers. Before this paper, a lot of research work on hydraulic fracturing was performed in laboratories in order to find out details about the mechanism of hydraulic fracturing, and many scientific results were published continuously. But unfortunately, these results cannot be compared with each other, because the stress field in the cross section of the testes sample cannot be determined. Especially the effect of seepage forces on the internal stress distribution is neglected.

In this paper a new type of test apparatus and laboratory device is described. It was developed for an exact control of various boundary and seepage conditions. Comprehensive test series were performed with hollow cylinder specimens of compacted cohesive soils. For further analyses of the test results, the elastic solutions of stress and deformation for the hollow cylinder under seepage conditions are also presented in this paper. A comparison of the experimental results and theoretical analyses shows that the necessary condition for hydraulic fracturing of a cohesive soil is that the minor principal stress on the inner surface of the hollow cylinder reaches the tensile strength of the soil under the action of water pressure.

# Vergleichende Untersuchungen an chemischen Bodeninjektionen

von o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Heinz Brandl  
Dipl.-Ing. Anton Plankel

## Inhaltsverzeichnis — Contents

	Seite — page
1. EINLEITUNG — INTRODUCTION .....	11
2. INJEKTIONSMETHODEN IM LABORATORIUM — GROUTING METHODS IN THE LABORATORY ..	11
2.1 Verwendete Böden — Used soils .....	11
2.2 Injektionsmittel — Grout materials .....	12
2.3 Probenherstellung, Injektionsvorgang — Performance of injections .....	15
3. VERSUCHSERGEBNISSE IM LABORATORIUM — RESULTS OF LABORATORY TESTS .....	17
3.1 Einaxiale Druckfestigkeit — Unconfined compression tests .....	17
3.1.1 Silacsol .....	17
3.1.2 Klassisches Gel — Classical gel .....	19
3.1.3 Joosten-Verfahren — Joosten-method .....	21
3.1.4 Druckfestigkeiten nach Wassereinwirkungen — Compressive strength after water influence .....	22
3.2 Kriechverhalten (Retardation) — Creep behaviour .....	25
3.2.1 Silacsol .....	25
3.2.2 Klassisches Gel — Classical gel .....	27
3.2.3 Joosten-Verfahren — Joosten-method .....	30
3.3 Kompressionseigenschaften (Ödometerversuche) — Confined compression properties (Oedometer tests) .....	32
3.4 Gewichtsverlust bei Wasserlagerung — Loss of weight under water influence .....	35
3.4.1 Silacsol .....	35
3.4.2 Joosten-Verfahren — Joosten-method .....	35

	Seite — page
3.5 Wasserdurchlässigkeit — Water permeability .....	36
3.5.1 Gerät, Versuchsdurchführung — Test equipment and method .....	36
3.5.2 Silacsol .....	36
3.5.3 Klassisches Gel — Classical gel .....	37
3.5.4 Joosten-Verfahren — Joosten-method .....	37
3.6 Wasseranalysen — Water analyses .....	37
3.6.1 „Grundwasser“-Durchströmung — “Groundwater”-percolation .....	39
3.6.2 „Grundwasser“-Umströmung — “Groundwater”-flow .....	40
3.6.3 Standversuche (ruhendes Wasser) — Tests in stagnant water .....	42
3.7 Röntgendiffraktometrische Untersuchungen — X-ray powder diffraction tests .....	45
4. ANALYSE DER MECHANISCHEN EIGENSCHAFTEN DER INJEKTIONSKÖRPER — ANALYSIS OF MECHANICAL PROPERTIES OF GROUTED SAMPLES .....	46
4.1 Allgemeines — General .....	46
4.2 Alter der Probe — Age of sample .....	46
4.3 Lage der Probe innerhalb des Injektionskörpers — Position of specimen in a grouted body ...	46
4.4 Abmessungen der Probe — Dimension of sample .....	47
4.5 Spannungszustand der Probe bei Druckbelastung — State of stress under compression load	48
4.6 Druckbelastungsgeschwindigkeit — Rate of compression loading .....	49
4.7 Art des injizierten Sandes — Type of grouted sand .....	51
5. FELDVERSUCH — FIELD TEST .....	51
5.1 Allgemeines — General .....	51
5.2 Untergrundverhältnisse — Subsoil conditions .....	51
5.3 Injektionsarbeiten — Grouting .....	52
5.4 Kontrolluntersuchungen im Feld — Measurements in the field .....	53
5.5 Versuchsergebnisse — Test results .....	53
5.6 Resümee — Résumé .....	56
6. BAUSTELLENUNTERSUCHUNGEN — ON-SITE INVESTIGATIONS .....	57
6.1 Injektionen mit Silacsol — Injections with Silacsol .....	57
6.2 Injektionen nach dem (modifizierten) Joosten-Verfahren — Injections after the (modified) Joosten-method .....	61
7. ZUSAMMENFASSUNG UND DISKUSSION DER ERGEBNISSE — CONCLUSION AND DISCUSSION OF RESULTS .....	62
7.1 Allgemeines — General .....	62
7.2 Parameterstudien — Parametric studies .....	64
7.3 Spannungs-Verformungsverhalten unter Kurz- und Langzeitbelastung — Stress-strain behaviour under quick and long-term load (time dependent deformation and failure properties) .....	64
7.4 Stoffgesetze, statische Berechnungen — Mechanical models, calculation (soil mechanics, statics) .....	68
7.5 Wasserbeständigkeit — Water resistance .....	69
7.6 Wasserdurchlässigkeit — Permeability .....	70
7.7 Grundwasserbeeinflussung — Groundwater contamination .....	70



## 1. Einleitung

Die moderne Injektionstechnik bildet seit ca. 20 Jahren einen wesentlichen Bestandteil des Spezialtiefbaues, um anstehende Böden zu verfestigen und/oder abzudichten. Das weite Anwendungsfeld umfaßt den U-Bahn-Bau, Bauwerksunterfangungen, Tiefgründungen bzw. Verstärkungs- und Sanierungsarbeiten an bestehenden Bauwerken usw. Zahlreiche Baumaßnahmen wären ohne Injektionsarbeiten kaum oder nur erschwert realisierbar. Einer der wesentlichsten Vorteile der Injektionen liegt in der außerordentlichen Anpassungsfähigkeit an örtliche Gegebenheiten. Derzeit werden allein in der Bundesrepublik Deutschland jährlich etwa 100.000 bis 200.000 m<sup>3</sup> Boden mit 20.000 bis 40.000 t chemischen Lösungen verpreßt [11], [13]. Da die Injektionskörper meist zur Gänze im Untergrund verbleiben, sind nicht nur ihre mechanischen Eigenschaften, sondern auch die Umweltverträglichkeit von Interesse. Dementsprechend wird laufend an neuen Rezepturen und Technologien gearbeitet, um den ständig steigenden Anforderungen gerecht zu werden. Neben den „klassischen“ Parametern wie Injizierbarkeit, Spannungs-Verformungsverhalten und/oder Abdichtungseffekt der Verpreßkörper kommen der Grundwasserbeeinflussung, dem Widerstand gegen Durchströmung bzw. Erosion und der Stahl- sowie Betonaggressivität erhöhte Bedeutung zu; dabei spielen sowohl das Kurzzeitverhalten in diversen Bauphasen als auch die Langzeiteigenschaften eine Rolle. Seit dem Jahre 1983 laufen am hiesigen Institut vergleichende Untersuchungen von mehreren Injektionsverfahren. Der Schwerpunkt liegt auf der Neuentwicklung „Silacsol“ (Markenbezeichnung der Firma Soletanche Entreprise), welche konventionellen Silikatgelen (mit Durcisseur als Reaktiv) und dem Joosten-Verfahren (teilweise modifiziert) gegenübergestellt wird. Bei den herkömmlichen Silikatgelen treten häufig Probleme der Synärese, des ausgeprägten Kriechverhaltens und der Umweltbelastung auf. Das neue Injektionsmittel — gekenn-

zeichnet durch eine kristalline Struktur — war deshalb vor allem auf seine Festigkeits- und Verformungseigenschaften, Wasserstabilität und Umweltverträglichkeit zu prüfen. Dementsprechend wurden sowohl „Standard“-Mischungen als auch unterschiedliche Rezepturen mit und ohne Nachinjektionen bei verschiedenen Böden untersucht. Das Forschungsprogramm umfaßt Versuchsreihen im Laboratorium, Feldversuche und Baustellenmessungen.

## 2. Injektionsmethoden im Laboratorium

### 2.1 Verwendete Böden

Als Versuchsböden kamen praktisch nur Sande in Frage. Zu Vergleichszwecken — auch mit ausländischen Untersuchungen — wurden die in den Abb. 1, 2 und Tabelle 1 beschriebenen Kornmische verwendet. Beim Marchfeld- und Erdbergsand handelt es sich um überwiegend sehr quarzreiche fluviatile Sande mit gerundeter Kornform. Die U-Bahn-Sande stammen aus dem Tertiär des Wiener Beckens.

Der in erster Linie untersuchte Normensand (aus dem Marchfeld) weist folgende Lagerungsdichten auf (Mittelwerte):

lockerste Lagerung:  $\gamma_{\min} = 15,3 \text{ kN/m}^3$ ,  $e_{\max} = 0,74$   
 dichteste Lagerung:  $\gamma_{\max} = 19,1 \text{ kN/m}^3$ ,  $e_{\min} = 0,39$

Die bei der Probenherstellung für die „Standardserien“ erzielten Raumgewichte gehen aus den Tab. 2, 3 hervor. Dabei handelt es sich um eine Auswahl jener Proben, welche überwiegend dicht eingebaut wurden, um die auf konkreten Baustellen zu erwartenden Bodenverhältnisse möglichst naturgetreu zu simulieren. Die Streuungen sind durch unvermeidbare sowie beabsichtigte Einflüsse bei der Verdichtung des Sandes bedingt; hiezu kommen geringe Schwankungen der Kornverteilung, was trotz sorgfältiger Materialaufbereitung nie ganz ausgeschlossen werden kann.

**Tabelle 1/Table 1:** Im Laboratorium und an der Baustelle injizierte Böden  
 Soils grouted in the laboratory and on construction sites

Bezeichnung	Symbol	Sandanteil (Gew.-%)	Ungleichkörnigkeitsgrad $U = d_{60}/d_{10}$	Kornrohichte $\gamma_s \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Normensand (Marchfeldsand)	N	100	3,1	26,6
Erdbergsand	E	91	3,4	26,9
U-Bahn-Sand (blau)	A	79	2,8	27,3
U-Bahn-Sand (braun)	B	94	2,4	27,2

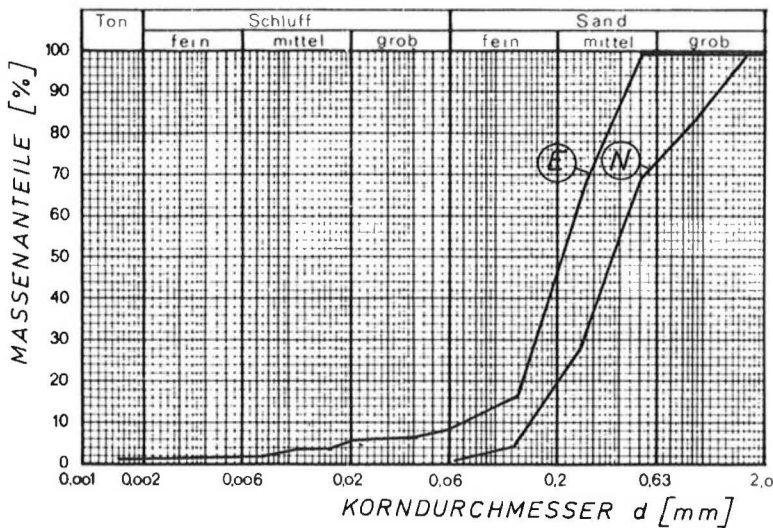


Abb. 1: Kornverteilungen der für Injektionsversuche im Laboratorium verwendeten Sande (Mittelwerte)  
 N ... Normensand (Marchfeldsand)  
 E ... Erdbergsand

Fig. 1: Grain size distribution of sands used for grouting tests in the laboratory (mean values)  
 N ... standard sand ("Marchfeld-Sand")  
 E ... "Erdberg-Sand"

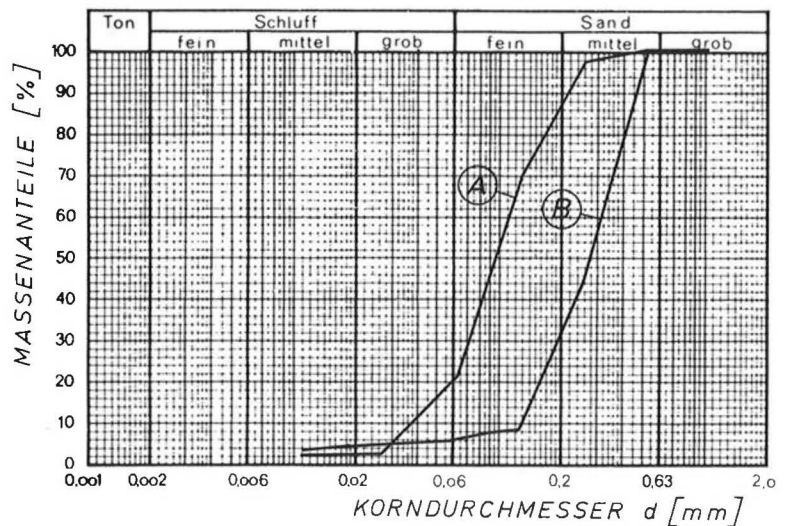


Abb. 2: Kornverteilung der auf einer U-Bahn-Baustelle („Wien-Mitte“) injizierten Sande.

Fig. 2: Grain size distribution of sands grouted on a construction site (Vienna underground)

Weiters ist zu bedenken, daß die Kornverteilung der Böden in der Natur stets mehr oder weniger stark streut, weshalb geringfügige Unterschiede der Lagerungsdichten auch im Laboratorium zu tolerieren sind. Zur grenzwertmäßigen Abschätzung des Einflusses verschiedener Anfangsdichten auf die Eigenschaften des Injektionskörpers wurden überdies einige Proben bewußt sehr locker bzw. dicht eingebaut: die Lagerungsdichte der Sande variierte zwischen  $0,25 \leq D \leq 0,90$ ; im Regelfall lag sie um  $D = 0,7$  (0,65—0,72).

## 2.2 Injektionsmittel

„Silacsol“ besteht aus zwei Komponenten:

- eine Siliziumlösung, die auf das gewünschte Verhältnis  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  gebracht wird, bei der Silizium vollkommen in Lösung ist;
- Calciumchlorid, das in wäßriger Lösung als Reaktiv wirkt.

Bei Silacsol-Injektionen werden im Verlauf der chemischen Reaktionen keine organischen Substanzen freigesetzt. Dies ist einer der größten Vorteile dieser Neuentwicklung gegenüber Silicatgel-Injektionen.

Beim „klassischen“ Gel handelt es sich um ein herkömmliches *Silicatgel* mit einem organischen Reaktiv. Es ist das gleiche Natronwasserglas (37/38° Be-Nerosil) wie beim Joosten-Verfahren; auch das Molverhältnis von  $\text{SiO}_2:\text{Na}_2\text{O} = 3,4-3,5$  stimmt überein. Als organischer Härter wurde Durcisseur 600 B (Dimethyl- und Diethylester) verwendet, und zwar mit folgenden Eigenschaften:

Dichte (bei + 20 °C)  $\gamma = 1,09 \text{ g/cm}^3$   
 Viskosität (bei + 20 °C) 5 cP (centipoise)

Die Bezeichnung „klassisches Gel“ weist keineswegs auf eine übergeordnete Bedeutung der untersuchten Injektionsmischungen, sondern stellt nur die lokale Benennung gängiger Rezepturen dar.

**Tabelle 2/Table 2:** Herstellungsdaten von Prüfkörpern: mit Silacsol injiziert  
Data of samples: grouted with Silacsol

Probe Nr.	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Verdünnung der SiO <sub>2</sub> -Lösung (%)	Nachinjektion (CaCl <sub>2</sub> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
S 1	17,1		+	
S 3	16,2		+	
S 4	17,4		+	19,3
S 5-E	13,5	30		19,7
S 6-E	13,7	30		
S 7	18,0			21,8
S 8	18,0			21,7
S 10	18,0			21,5
S 11	17,9	20	+	21,8
S 12	18,1			22,1
S 13	17,9			
S 14	17,8			21,7
S 15	17,8			21,5
S 16	17,8			21,6
S 20	18,0	20		21,5
S 21	18,0	20		21,2
S 22	17,9	20	+	20,7
S 23	17,1	20	+	20,5
S 24	17,9	30	+	21,0
S 25	17,9	30	+	21,2
S 26	18,1	30		21,3
S 27	18,0	30		21,7
S 28	18,2		+	21,8
S 29	18,0		+	21,6

$\gamma_d$  ... Trockenraumgewicht beim Einbau  
dry density before grouting

$\gamma$  .... Feuchtraumgewicht nach der Injektion  
wet density after grouting

E .... Erdbergsand; ansonsten Marchfeldsand (Normensand)  
Erdbergsand; otherwise Marchfeldsand (standard sand)

**Tabelle 3/Table 3:** Herstellungsdaten von Prüfkörpern: mit „klassischem“ Gel injiziert  
Data of samples: grouted with "classical" gel (silicate gel with Durcisseur 600 B as reactive)

Probe Nr.	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Neutralisationsgrad (%)	Verpreßdruck (bar)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
K 1	17,3	40	3,5	21,0
K 2	17,2	60	5,0	22,0
K 3	18,1	60	4,0	21,6
K 5	18,0	40	2,0	21,7
K 6	17,7	60	1,5	20,5
K 7	18,0	60	1,0	20,9

$\gamma_d$  ... Trockenraumgewicht beim Einbau  
dry density before grouting

$\gamma$  .... Feuchtraumgewicht nach der Injektion  
wet density after grouting

**Tabelle 4/ Table 4:** Verwendete Joosten-Mischungen (Anteile in Volumsprozenten)  
Joosten grout mixtures used for the tests (volume-percentages)

Mischung	I	III	IIIa	IV	IVa
Wasserglas	60	50	50	45	45
Wasser	0	10	9	20	14
CaCl <sub>2</sub> -Lösung	40	40	40	35	40
Duropol*)	0	0	1	0	1

abnehmende Viskosität der Wasserglaslösung →

\*) Duropol ist ein anorganisches Reaktionsmittel, das kein Schwermetall enthält; es dient lediglich zur Veränderung der Alkalität des Wasserglases.  
Duropol is an anorganic reaktif, containing no heavy metal. It is used to change the alkalinity of the water glass.

Folgende Mischungen kamen zur Anwendung:

Wasserglas	67	67
Durcisseur 600 B	8	10
Wasser	25	23
Neutralisationsgrad (bei wassergesättigtem Boden)	40%	60%

Bei den Silicatgel-Injektionen werden üblicherweise drei Arten von Reaktiven verwendet:

- Durcisseur
- Ethylacetat
- Natriumaluminat.

Wegen der vorrangigen Anwendung von Durcisseur wurden die Untersuchungen auf dieses Produkt konzentriert (Markenbezeichnung der Firma Rhône-Poulenc). Dabei handelt es sich um Ester der Glutar-, Adipin- und Bernsteinsäuren, deren Komponenten unterschiedliche Anteile am Reaktiv aufweisen.

Beim **Joosten**-Verfahren wurde als Einpreßgut handelsübliches Natronwasserglas mit 35 Gew.-% Gesamtfeststoffgehalt (37/38° Be-Nerosil) und einem Mol-Verhältnis SiO<sub>2</sub>:Na<sub>2</sub>O = 3,4—3,5 verwendet. Die Zugabe von Wasserglas erfolgte sowohl konzentriert („Joosten I“) als auch wasserverdünnt („modifiziertes Joosten“). Nachfolgend wurde eine Calciumchlorid-Lösung mit einer Dichte von 1,32 (34 Gew.-%), d. h. mit ca. 440 g CaCl<sub>2</sub>/l nachverpreßt.

Tabelle 4 gibt einen Überblick über die verwendeten Mischungen. Die verschiedene Viskosität der Injektionsmittel soll im Baustelleneinsatz eine weitgehend homogene und vollkommene Durchtränkung des Bodens auch in Schichtpaketen unterschiedlicher Durchlässigkeit ermöglichen.

Bedingt durch die Reaktion der Ausgangsprodukte bilden sich Feststoffstrukturen, die aufgrund des jeweiligen chemischen Gleichgewichtes sowohl amorphe als auch mischkristalline Strukturen aufweisen. Weder die eine noch die andere Strukturform wird in reiner Form gebildet, sondern ein Ausfällungsprodukt, welches teilweise amorphe und kristalline Charakteristika besitzt.

Abb. 3: Versuchsanordnung zur Herstellung und Injektion der Prüfkörper (mit Silacsol oder klassischem Gel).

- 1 ... Behälter mit Injektionsgut, Komponente 1
- 2 ... Behälter mit Injektionsgut, Komponente 2
- 3 ... Injektionspumpe mit zwei unabhängig arbeitenden Systemen  
 $p_{max} = 10 - 15 \text{ bar}$
- 4 ... Abdeckplatten
- 5 ... Plexiglaszylinder (Innendurchmesser 80 mm)
- 6 ... Überlauf
- 7 ... Auffangbehälter
- 8 ... Probe

Fig. 3: Laboratory device for producing grouted samples (with Silacsol or classical gel)

- 1 ... reservoir with injection liquid, component 1
- 2 ... reservoir with injection liquid, component 2
- 3 ... injection pump with two independent systems,  
 $p_{max} = 10 - 15 \text{ bar}$
- 4 ... covering plates
- 5 ... plexiglass cylinder (inside diameter 80 mm)
- 6 ... overflow
- 7 ... collecting tank
- 8 ... sample

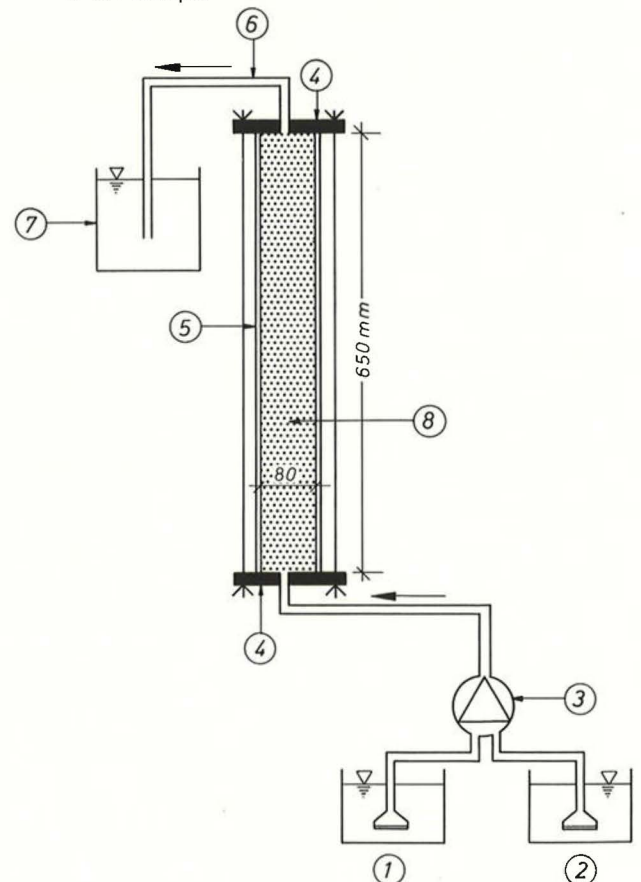






Abb. 4: Injektionseinrichtung (zu Abb. 3)  
Allmähliches Hochsteigen des von unten eingepreßten Injektionsmittels in der Anfangsphase der Silacsol-Injektion (Rotfärbung des Reaktivs zu Kontrollzwecken).

Fig. 4: Injection apparatus (to Fig. 3)  
Red colouring of the sample indicates the gradual grout mix absorption of the sand during the 2nd stage of the Silacsol-injection (from the bottom upwards); the reactive was red coloured for control purpose.

### 2.3 Probenherstellung und Injektionsvorgang

Die Injektionsmethoden unterscheiden sich grundsätzlich dadurch, daß beim „klassischen Gel“ in einer Phase, bei „Silacsol“ und beim Joosten-Verfahren hingegen in zwei Phasen injiziert wird.

Die Injektion der Probekörper erfolgte durchwegs von unten nach oben, um eine möglichst vollkommene Durchtränkung der Poren zu erzielen. Bei Injektionen mit Silacsol oder nach dem Joosten-Verfahren wurden auch Mischungen mit verdünntem Wasserglas untersucht; das Ziel derartiger Verdünnungen war eine Verbesserung der Penetrationseigenschaften.

Die langen zylindrischen Injektionskörper („Kolonen“) wurden vor den jeweiligen Versuchen in einzelne Proben zerschnitten, deren Numerierung stets von unten nach oben erfolgte. Die Proben bzw. Prüfkörper wurden nach folgendem Schema bezeichnet:

- S . . . Silacsol
- K . . . „klassisches“ Gel
- J . . . Joosten-Verfahren

#### **Silacsol:**

Für die Herstellung der Prüfkörper und Injektionen wurde die in den Abb. 3 und 4 dargestellte Einrichtung verwendet. Der Sand wurde lagenweise einge-

baut, und zwar in ca. 10 cm hohen Abschnitten. Die Verdichtung erfolgte mit einem leichten Stampfer und durch Rütteln. Dabei wurden die in Tabelle 2 angeführten Raumgewichte erzielt, welche eine praktisch unvermeidbare Streuung aufweisen.

Zu Vergleichszwecken wurden z. T. unterschiedlich verdünnte Siliziumlösungen verwendet (Tab. 2). Der Gehalt an Calciumchlorid betrug durchwegs 600 g  $\text{CaCl}_2$  pro Liter Wasser; nur zwei Prüfkörper (Nr. S 28, S 29) wurden zu Vergleichszwecken mit 500 g hergestellt.

Eine Mischung der beiden Komponenten des Injektionsgutes vor der Injektion ist aufgrund der raschen chemischen Reaktion, bei der sich ein fester Aggregatzustand einstellt, unter Laborbedingungen nicht möglich. Daraus folgt die Notwendigkeit, in zwei Phasen zu injizieren. Dies führt aber zu dem unvermeidbaren Problem, daß nach der Injektion der ersten Phase (der Prüfkörper ist über die ganze Höhe mit der ersten Komponente gefüllt) beim Injizieren der zweiten Phase ein Teil der ersten Komponente wieder ausgepreßt wird. Die erste Komponente wird von der zweiten teilweise vor sich hergeschoben (Abb. 4).

Diese Tatsache führt zwangsläufig dazu, daß das angestrebte Verhältnis, bei dem die zwei Injektionskomponenten eine optimale Reaktion ergeben würden, im Labor praktisch nie erreicht wird. Um bessere Ergebnisse — insbesondere auch im Bezug auf die einaxiale Druckfestigkeit — zu erreichen, wurde bei verschiedenen Proben eine „Nachinjektion“ durchgeführt, was aber nur teilweise zum Erfolg führte (siehe z. B. Probe S 11/1: die Druckfestigkeit  $q_v = 253 \text{ N/cm}^2$  beträgt das vier- bis fünf-fache der sonst erzielbaren Werte).

Die vorerwähnte Annahme wird auch dadurch bestätigt, daß bei verschiedenen Proben eine leichte Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit im oberen Bereich des Injektionskörpers festzustellen war (hier ist noch ein größerer Teil der Phase 1 vorhanden: Proben S 3 und S 4).

Daß in der Natur wesentlich höhere Druckfestigkeiten erreicht werden, zeigen die Ergebnisse des von der Firma Soletanche durchgeführten in situ-Injektionsversuches in Flamanville (Kap. 5).

Um die Penetration der Injektionsmittel in den Prüfkörpern besser kontrollieren zu können, wurde im Regelfall trockener Sand injiziert; außerdem bot dies den versuchstechnischen Vorteil einer guten Kontrollmöglichkeit des Injektionserfolges. Die Ergebnisse liegen daher auf der sicheren Seite, da das Vorhandensein von Bodenwasser erfahrungsgemäß den Erfolg der Injektionen verbessert.

Aus den Raumgewichten vor und nach dem Verpressen konnte der Sättigungsgrad der Proben errechnet werden: Demnach war der Porenhohlraum im allgemeinen zu 75 bis 85% mit Injektionsgut ver-

füllt; der im Rahmen der Versuchsreihen festgestellte Streubereich lag zwischen 65 und 90% („Ausreißer“ sogar nur um 40%).

Das in der ersten Phase injizierte Calciumchlorid konnte praktisch drucklos in den Sand eingebracht werden. Die nachfolgende Injektion der Siliziumlösung erfolgte derart, daß die von der Pumpe geförderte Menge pro Zeiteinheit konstant gehalten wurde. Dabei stellten sich unterschiedliche Verpreßdrücke ein, deren Maximalwerte bei den diversen Proben zwischen 2,5 und 7 bar (meist um 5 bar) schwankten. Die Drücke bei den Nachinjektionen betragen 6–8 bar. Dementsprechend streuen auch die Raumgewichte der Injektionskörper; einwandfreie Korrelationen zu den Verpreßdrücken sind allerdings nicht gegeben.

**Klassisches Gel:**

Die labormäßige Injektion von Sanden mit herkömmlichen Silikatgelen ist wesentlich einfacher, da aufgrund der verzögerten Reaktion in einer Phase injiziert werden kann. Die Zeit, die für die Injektion zur Verfügung steht, ist im wesentlichen vom gewünschten Neutralisationsgrad abhängig

und üblicherweise lang genug, um eine Injektion problemlos durchführen zu können.

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgte sinngemäß wie bei den Injektionen mit Silacsol (Abb. 3, 4). Allerdings wurde der trocken eingebaute Sand vor dem Injizieren wassergesättigt, um einen möglichst hohen Neutralisationsgrad zu erzielen. Bei einer Injektion in trockenem Sand stellte sich nur ein Neutralisationsgrad von 28 bis 35% ein. Die Herstellungsdaten einiger charakteristischer Proben mit Normensand sind der Tabelle 3 zu entnehmen. Auch hier weisen die Trockenraumgewichte trotz des sorgfältigen Probeneinbaus eine gewisse Streuung auf.

Der Injektionsdruck, der sich beim Verpressen mit konstanter Menge pro Zeiteinheit an der Pumpe einstellte, variierte zwischen 1,0 und 5,0 bar. Wie Abb. 5 zeigt, war bei den vergleichbaren Prüfkörpern ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen dem Injektionsdruck und dem Feuchtraumgewicht der Proben nach dem Verpressen gegeben. Bei größeren Drücken kommt es schließlich zu einer deutlichen Verflachung der Regressionskurve.

**Joosten-Verfahren:**

Die für die Prüfung erforderlichen Probekörper wurden in Verpreßtöpfen hergestellt, bei dem die Chemikalien durch 2 unabhängige Handpreßpumpen injiziert wurden (Abb. 6). Je nach Größe des Verpreßtöpfes betragen die Abmessungen der Prüfkörper  $h : d = 160 : 80$  mm (Regelfall) oder  $70 : 100$  mm. Der aufgebrauchte Verpreßdruck lag im allgemeinen um 10 bar.

Der Sand wurde bei einem Wassergehalt von  $w = 5-8\%$  in drei Lagen in den Verpreßtopf eingebaut und mit einem Proctorstampfer (Gewicht: 4,5 kg, Fallhöhe: 45 cm) mit  $3 \times 5$  bis  $3 \times 10$  Schlägen verdichtet. Das erzielte Feuchtraumgewicht lag im Regelfall bei  $\gamma = 17,2$  bis  $18,7$  kN/m<sup>3</sup> (Mittelwert  $\gamma = 17,9$  kN/m<sup>3</sup>), das Trockenraumgewicht bei  $\gamma_d = 16,2$  bis  $17,6$  kN/m<sup>3</sup> (Mittelwert  $\gamma_d = 17,0$  kN/m<sup>3</sup>); der Porenanteil betrug im Mittel  $n = 0,36$ . Die im Vergleich zu den Silacsol- und Silicatgel-Injektionen im allgemeinen etwas geringeren Dichten des Sandes waren einerseits durch Schwankungen der Kornzusammensetzung bedingt und andererseits bei der Probenherstellung beabsichtigt; es sollten damit Parameterstudien bzw. Grenzwertuntersuchungen für konkrete Baustelleneinsätze durchgeführt werden.

Die Poren des Sandkörpers wurden nacheinander mit einer Wasserglaslösung und einer Calciumchlorid-Lösung injiziert. Nach der Injektion lag das Feuchtraumgewicht der Proben bei  $\gamma = 20,1-20,9$  kN/m<sup>3</sup> mit zwei „Ausreißern“ von  $\gamma = 19,8$  und  $21,2$  kN/m<sup>3</sup>; der Mittelwert betrug  $\gamma = 20,5$  kN/m<sup>3</sup>.

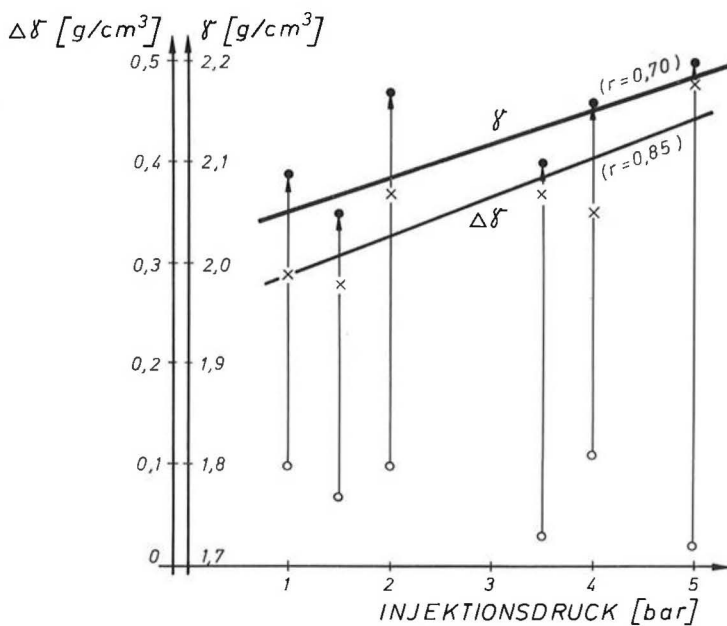


Abb. 5: Mit klassischem Gel injizierter Normensand (N in Abb. 1). Zusammenhang zwischen dem Injektionsdruck und dem Feuchtraumgewicht  $\gamma$  nach der Injektion  $\Delta\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) ... Zunahme des Raumgewichtes der Probe infolge der Injektion; Vergleichsbasis: Trockendichte vor dem Verpressen  
 r ..... Korrelationskoeffizient  
 o ..... Raumgewicht vor der Injektion

Fig. 5: Standard sand grouted with classical gel (N in Fig. 1). Injection pressure versus unit weight  $\gamma$  after grouting  $\Delta\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>) ... increase of unit weight due to grouting; dry density before grouting as basis  
 r ..... coefficient of correlation  
 o ..... unit weight (wet density) of the sand before grouting





Abb. 6: Verpreßtopf zur Herstellung von kleineren Injektionskörpern nach dem Joosten-Verfahren

Fig. 6: Grouting cylinder for the production of small samples after the Joosten-method

In einer anderen Versuchsreihe war zu Beginn der Untersuchungen trockener Sand in den Verpreßtopf eingebaut und durch Einrütteln verdichtet worden; das erzielte Trockenraumgewicht („Trockendichte“) lag in diesem Fall bei  $\gamma_d = 16,6$  bzw.  $17,4 \text{ kN/m}^3$  (nur Einzelwerte). Die Poren wurden danach mit Wasser, Wasserglaslösung und Calciumchlorid-Lösung injiziert.

Bei beiden Versuchsreihen wurden zylindrische Probekörper mit einer Probenhöhe von 160 mm und einem Durchmesser von 80 mm hergestellt. Ähnlich wie beim Silacsol war auch beim Joosten-Verfahren die Zweiphasen-Verpressung aufgrund der schlagartigen Reaktion der beiden Injektionsflüssigkeiten unumgänglich. Es wurde solange injiziert, bis oberhalb der Lochplatte des Verpreßtopfes die Strukturbildung einsetzte (Abb. 7). Unmittelbar nach dem Ausbau wurden die Proben entweder in einem mit Wasserdampf gesättigten Behälter oder in Wasser gelagert.

Beim braunen Sand (B) war eine Verfestigung über die ganze Probenhöhe möglich. Beim blauen schluffigen Sand (A) konnte eine Verfestigung nur im Randbereich der Probe erzielt werden. Der Nachweis einer grundsätzlichen Möglichkeit der Verfestigung war damit gegeben, wobei aber derartige Böden sicherlich im Grenzbereich der Injizierbarkeit liegen.

### 3. Versuchsergebnisse im Laboratorium

#### 3.1 Einachsiale Druckfestigkeit

Die Druckversuche wurden serienmäßig an „normalgelagerten“ Prüfkörpern durchgeführt, sofern im folgenden nicht ausdrücklich auf einen anderen



Abb. 7: Herstellung injizierter Prüfkörper nach dem Joosten-Verfahren. Strukturbildung durch spontane Reaktion der Chemikalien oberhalb der Lochplatte des Behälters am Ende der Injektion.

Fig. 7: Production of grouted samples after the Joosten-method. Development of crystalline structures on top of the grouting cylinder by spontaneous reaction of the chemicals at the end of the injection.

Versuchsablauf hingewiesen ist. Bei dieser Normallagerung alterten die injizierten Proben ungestört und unter Luftabschluß bei einer mittleren Temperatur von ca.  $+20^\circ\text{C}$ .

Im Detail erfolgten die Druckversuche nach den Empfehlungen der ÖNORM B 4415. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug 0,2% der Probenanfängshöhe pro Minute; der Probendurchmesser war einheitlich 80 mm, die Probenhöhe variierte zum Teil. Die Forderung, daß die Probenhöhe  $h$  zu Versuchsbeginn etwa das 2,0fache des Durchmessers  $d$  betragen soll, konnte nicht immer erfüllt werden. Der Einfluß des Verhältnisses  $h/d$  zeigt sich im Verhältnis des Verformungsmoduls  $E_v$  zur einachsialen Druckfestigkeit  $q_u$  sowie in deren Absolutgröße.

Der Verformungsmodul wurde im Druck-Zusammendrückungsdiagramm als Tangente in jenem Bereich ermittelt, wo ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der Spannung  $\sigma_1$  und der Stauchung  $\varepsilon$  bestand.

#### 3.1.1 Silacsol

Die Ergebnisse der Druckversuche sind in Tabelle 5 zusammengefaßt, welche zu Vergleichszwecken auch die Daten des Feldversuches im Flamanville enthält.

Die einachsiale Druckfestigkeit schwankt bei Proben ohne Nachinjektion zwischen  $27 \text{ N/cm}^2$  und  $67 \text{ N/cm}^2$ . Eine altersbedingte Zunahme der Festig-

**Tabelle 5/Table 5:** Ergebnisse einaxialer Druckversuche: Injektionen mit „Silacsol“  
Results of unconfined compression tests: Samples grouted with “Silacsol”

Probe Nr.	Alter (Tage)	Nachinjektion mit CaCl <sub>2</sub>	<i>h</i> (cm)	<i>h/d</i> (1)	<i>q<sub>u</sub></i> (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	<i>E<sub>v</sub></i> (N/cm <sup>2</sup> )	$q_u/\varepsilon_B \cdot 10^{-3}$ (N/cm <sup>2</sup> )	<i>E<sub>v</sub>/q<sub>u</sub></i> (1)
S 1/1*	14	+	9,3	1,2	367	1,81	28.200	20,3	77
S 1/2	2	+	15,7	2,0	35	1,10	3.300	3,2	94
S 1/3	5	+	15,4	1,9	67	0,90	8.900	7,4	133
S 3/2	5	+	9,5	1,2	27	1,20	2.100	2,3	78
S 3/3	5	+	9,5	1,2	44	1,85	3.200	2,4	73
S 3/4	5	+	9,2	1,2	59	2,00	4.200	3,0	71
S 3/5	5	+	9,5	1,2	54	1,92	3.500	2,8	65
S 4/2	15	+	15,5	1,9	29	0,60	5.300	4,8	183
S 4/3	14	+	15,1	1,9	32	0,64	5.400	5,0	169
S 4/4	14	+	9,5	1,2	42	1,95	3.200	2,2	76
S 5/2**	14		15,5	1,9	48	0,65	9.500	7,4	198
S 5/3**	14		15,5	1,9	55	0,98	8.000	5,6	145
S 7/2	2		14,2	1,8	27	1,35	2.800	2,0	104
S 8/2	7		15,4	1,9	42	0,93	6.000	4,5	143
S 10/5	29		9,2	1,2	59	2,70	4.100	2,2	69
S 10/6	29		9,3	1,2	46	1,60	3.300	2,6	78
S 11/1***	17	+	9,3	1,2	253	2,20	18.100	12,0	72
S 11/4***	17	+	9,7	1,2	30	1,10	3.600	2,7	120
S 15/2	29		15,5	1,9	19	1,30	1.600	1,5	79
S 15/3	35		15,6	2,0	43	1,09	6.250	3,9	145
Flamanville	60		11,1	1,4	355	1,15	47.000	30,9	132

\* nach Durchlässigkeitsversuch  
after permeability test

\*\* Wasserglaslösung verdünnt (+ 20% H<sub>2</sub>O)  
diluted water glass solution (+ 20% H<sub>2</sub>O)  
\*\*\* Wasserglaslösung verdünnt (+ 30% H<sub>2</sub>O)  
diluted water glass solution (+ 30% H<sub>2</sub>O)

*h* ... Probenhöhe zu Versuchsbeginn  
height of sample at test-begin

*d* ... Durchmesser der zylindrischen Probe zu Versuchsbeginn  
diameter of cylindrical sample at test-begin

*q<sub>u</sub>* ... einaxiale Druckfestigkeit (bei unbehinderter Seitenausdehnung)  
unconfined compressive strength

1 N/cm<sup>2</sup> = 10 kPa

$\varepsilon_B$  ... Bruchstauchung (bezogen auf *h*)  
compressive strain at failure (related to *h*)

*E<sub>v</sub>* ... Verformungsmodul  
deformation modulus

keit konnte nach einem Alter von ca. 5 Tagen nicht festgestellt werden. Wohl aber zeigten einige Proben (S 3, S 4) eine geringe Zunahme der Festigkeit mit größer werdendem Abstand vom Injektionspunkt, was die Erläuterungen in Kapitel 2.3 bestätigt.

Daß auch die vereinzelt durchgeführte Nachinjektion einen günstigen Einfluß auf die Festigkeit haben kann, beweist das Ergebnis der Probe S 11/1, bei der eine Druckfestigkeit von  $q_u = 253 \text{ N/cm}^2$  erreicht wurde.

Bei Proben mit einem Verhältnis der Anfangshöhe zum Durchmesser von  $h/d$  ca. 2,0 beträgt das Verhältnis des Steifemoduls zur einaxialen Druckfestigkeit  $E_v/q_u > 100$ ; bei geringerer Probenhöhe ( $h/d < 2,0$ ) ist  $E_v/q_u < 100$ . Auf eine Interpretation

dieses Ergebnisses und die Möglichkeit, den Einfluß der Probenhöhe auf die einaxiale Druckfestigkeit rechnerisch zu berücksichtigen, wird im Kapitel 4.4 eingegangen.

Die Bruchstauchung  $\varepsilon_B$  schwankt bei den Proben mit einer geringeren Höhe als  $h < 2d$  um einen Mittelwert  $\varepsilon_B = 2,0 \pm 0,5$  (%). Bei Proben mit einer Höhe um  $h = 2d$  pendelt die Bruchstauchung  $\varepsilon_B$  um einen Mittelwert  $\varepsilon_B = 0,9 \pm 0,4$  (%).

Nach Erfahrungen bei Bodenstabilisierungen mit Zement, Kalk und einigen Chemikalien verlaufen zu Beginn der Bodenverfestigung die Bruchflächen im Prüfzylinder eher vertikal und nicht geneigt. Ein ähnliches Verhalten konnte auch bei den mit Silacsol injizierten Sanden wiederholt festgestellt werden. Mechanisch ist dieses Verhalten durch die



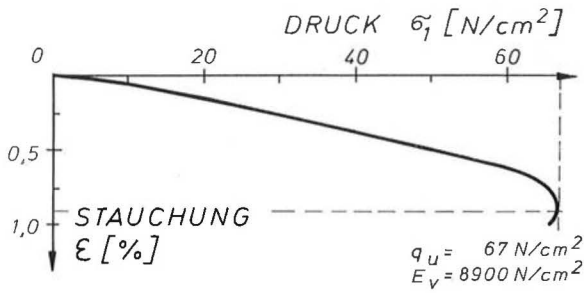


Abb. 8: Druck-Stauchungs-Diagramm der mit Silacsol injizierten Probe S 1/3 (siehe Tabelle 5).  
 Probenhöhe  $h = 15,4$  cm; Verhältnis  $h : d = 1,9$ ;  
 Nachinjektion mit  $\text{CaCl}_2$ ; Alter 5 Tage.  
 $q_u$  ... einaxiale Druckfestigkeit  
 $E_v$  ... Verformungsmodul

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$$

Fig. 8: Unconfined compression test: vertical strain  $\varepsilon$  versus stress  $\sigma_1$  for Silacsol-grouted sample S 1/3 (see Tab. 5).  
 Height of sample  $h = 15,4$  cm; ratio height: diameter  $h : d = 1,9$ ; reinjection with  $\text{CaCl}_2$ ; curing period 5 days.  
 $q_u$  ... unconfined compressive strength  
 $E_v$  ... modulus of deformation

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$$

horizontalen Zugkräfte erklärbar, die beim einachsialen Druckversuch gleichzeitig mit schrägen Druckkräften innerhalb des verfestigten Korngerüsts auftreten. Physikalisch besagt ein derartiges Bruchbild, daß das Versagen in erster Linie von den Zugeigenschaften des Injektionsgutes beeinflusst wird. Erst mit zunehmendem Probenalter wirken sich die Schereigenschaften des Sandes stärker aus (Gleitbruch).

Einige ausgewählte Druckspannungs-Stauchungs-Diagramme sind in den Abb. 8, 9, 10 aufgetragen.

Trotz unterschiedlicher Bruchstauchungen weisen sämtliche Proben einen weiten linear-elastischen Bereich auf, so daß für den Gebrauchszustand das Hooke'sche Elastizitätsgesetz weitgehend erfüllt ist. Das Spannungs-Verformungsverhalten der mit Silacsol verfestigten Korngerüste kann daher mit hinreichender Genauigkeit durch die vereinfachte Beziehung

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{1c}}{E_{vc}}$$

wiedergegeben werden. In vorstehender Formel wird der lineare Abschnitt der  $\sigma$ — $\varepsilon$ -Linie durch den Index  $c$  (= constant) symbolisiert. Dieser Proportionalitätsbereich liefert hinreichend genau einen weitgehend spannungsunabhängigen Verformungsmodul des Injektionskörpers; erst bei Drücken oberhalb der Fließgrenze sinkt der Modul mit zunehmender Spannung deutlich ab.

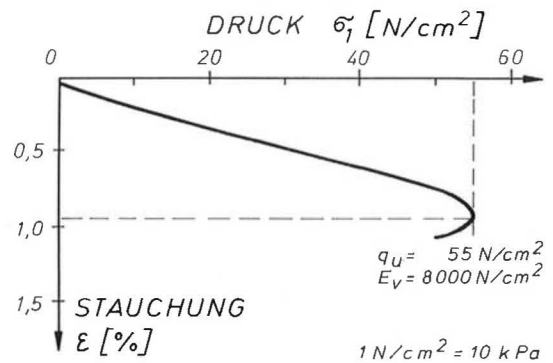


Abb. 10: Druck-Stauchungs-Diagramm der mit Silacsol injizierten Probe S 5/3 (siehe Tab. 5).  
 $h = 15,5$  cm;  $h : d = 1,9$ ; Wasserglas-Lösung verdünnt;  
 Alter 14 Tage.

Fig. 10: Unconfined compression test: vertical strain versus stress  $\sigma_1$  for Silacsol-grouted sample S 5/3 (see Tab. 5).  
 $h = 15,5$  cm;  $h : d = 1,9$ ; diluted water glass solution; curing period 14 days.

$$1 \text{ N/cm}^2 = 10 \text{ kPa}$$

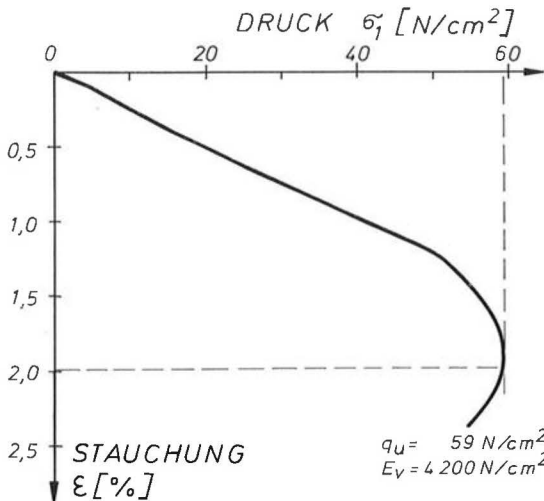


Abb. 9: Druck-Stauchungs-Diagramm der mit Silacsol injizierten Probe S 3/4. (Probe mit größter Bruchstauchung aller untersuchten Prüfkörper — siehe Tab. 5.)  
 $h = 9,2$  cm;  $h : d = 1,2$ ; Nachinjektion mit  $\text{CaCl}_2$ ; Alter 5 Tage.

Fig. 9: Unconfined compression test: vertical strain versus stress  $\sigma_1$  for Silacsol-grouted sample S 3/4. (Sample with the maximum failure strain of all test specimens—see Tab. 5.)  
 $h = 9,2$  cm;  $h : d = 1,2$ ; reinjection with  $\text{CaCl}_2$ ; curing period 5 days.

$$q_u = 59 \text{ N/cm}^2$$

$$E_v = 4200 \text{ N/cm}^2$$

### 3.1.2 Klassisches Gel

Die Injektionen wurden bei einem hohen Neutralisationsgrad durchgeführt. Die beim klassischen Gel erzielten Druckfestigkeiten liegen üblicherweise in einem Bereich von  $145$ — $193 \text{ N/cm}^2$  (nur ein „Ausreißer“ mit  $q_u = 60 \text{ N/cm}^2$ ) und damit deutlich über denen von Silacsol — vgl. Tabellen 5 und 6. Es sei aber an dieser Stelle noch einmal auf die grundlegend andere Injektionsmethode im Labor hingewiesen (Kapitel 2.3).

Daß der Abstand vom Injektionspunkt bei dieser Art der Injektion nur einen geringen Einfluß auf die Druckfestigkeit hat, zeigen die Ergebnisse der Proben K 2/2 bis K 2/4 (Tabelle 6).

Bei den mit klassischem Gel injizierten Proben ist das Verhältnis des Steifemoduls zur einaxialen

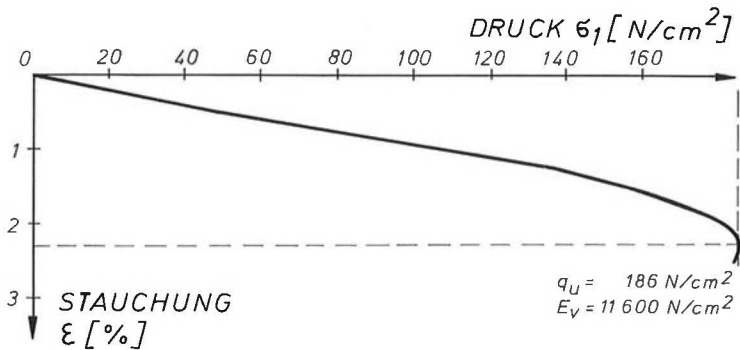


Abb. 11: Druck-Stauchungs-Diagramm der mit klassischem Gel injizierten Probe K 2/3 (siehe Tab. 6).  $h = 15,6$  cm;  $h : d = 1,9$ ; Neutralisationsgrad 60%; Alter 15 Tage.

Fig. 11: Unconfined compression test: vertical strain versus stress  $\sigma_1$  for sample K 2/3; grouted with classical gel (see Tab. 6).  $h = 15,6$  cm;  $h : d = 1,9$ ; degree of neutralisation 60%; curing period 15 days.

Druckfestigkeit  $E_v/q_u < 100$ . Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Verhältnis  $h/d$  und  $E_v/q_u$  konnte jedoch nicht festgestellt werden. Die Bruchstauchung liegt bei Proben mit einer Höhe  $h < 2d$  bei  $\epsilon_B \approx 2,5\%$ , bei solchen mit einer Höhe  $h = 2d$  bei  $\epsilon_B = 2,1 \pm 0,3$  (%). Die Verformungen sind somit größer als bei den Injektionen mit Silacsol.

Das Verhältnis der Bruchspannung  $q_u$  zur Bruchstauchung  $\epsilon_B$  kann als „Sprödigkeit“ definiert werden. Demnach verhalten sich die mit klassischem Gel injizierten Proben etwas „spröder“ als jene mit Silacsol (vgl. Tab. 5, 6). In beiden Fällen kommt es mit zunehmender Reaktionszeit zu einer „Versprödung“.

Im Vergleich zu anderen Verfestigungen mit Silicatgel sind die Verformungsmoduln relativ klein; wie z. B. eine Gegenüberstellung mit Versuchsergebnissen nach [2] zeigt. Dort wurde als Injektionsmittel folgende Mischung gewählt:

Natriumwasserglas	56,1 Gew.-%
Durcisseur 600 C	10,8 Gew.-%
Wasser	33,1 Gew.-%
Neutralisationsgrad	80,2%

An den 14 Tage alten Prüfkörpern mit einem Schlankheitsgrad von  $h : d = 2,0$  wurden in einaxialen Druckversuchen Moduln von  $E_v = 150.000 - 240.000 N/cm^2$  (1500—2400 MPa) ermittelt.

Aus den in den Abb. 11, 12 als Beispiele ausgewählten Druck-Stauchungsdiagrammen ist ersichtlich, daß sich die mit klassischem Gel verfestigten Prüfkörper qualitativ ähnlich verhalten wie die mit Silacsol injizierten. Die Spannungs-Verformungsbeziehungen sind über weite Bereiche durch einen linearen Zusammenhang gekennzeichnet, welches mit dem Hooke'schen Gesetz beschrieben werden kann. Die Tatsache, daß chemisch verfestigte Böden in Wirklichkeit weder homogen noch isotrop sind, spielt offensichtlich keine Rolle.

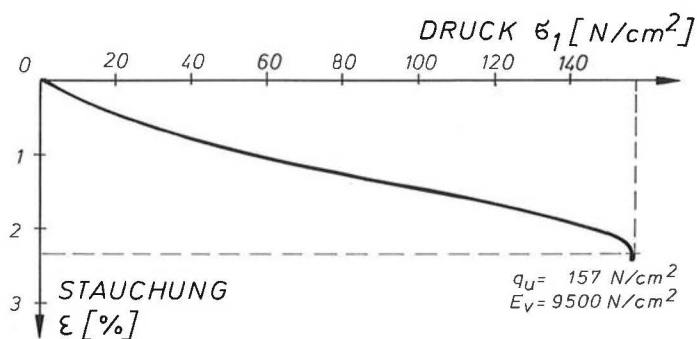


Abb. 12: Druck-Stauchungs-Diagramm der mit klassischem Gel injizierten Probe K 5/4 (siehe Tab. 6).  $h = 10,0$  cm;  $h : d = 1,3$ ; Neutralisationsgrad 40%; Alter 39 Tage.

Fig. 12: Unconfined compression test: vertical strain versus stress  $\sigma_1$  for sample K 5/4, grouted with classical gel (see Tab. 6).  $h = 10,0$  cm;  $h : d = 1,3$ ; degree of neutralisation 40%; curing period 39 days.

**Tabelle 6/ Table 6:** Ergebnisse einaxialer Druckversuche: Injektionen mit „klassischem Gel“  
Results of unconfined compression tests: Samples grouted with “classical gel”

Probe Nr.	Alter (Tage)	Neutralisationsgrad (%)	$h$ (cm)	$h/d$ (1)	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ (%)	$E_v$ (N/cm <sup>2</sup> )	$q_u/\epsilon_B \cdot 10^{-3}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E_v/q_u$ (1)
K 2/2	15	60	15,4	1,9	193	2,38	11.000	8,1	57
K 2/3	15	60	15,6	1,9	186	2,37	11.600	7,8	62
K 2/4	15	60	9,8	1,2	166	2,86	8.600	5,8	52
K 3/3	7	60	15,7	2,0	(60)	1,80	(4.700)	3,3	78
K 5/3	7	40	15,2	1,9	145	1,97	10.200	7,4	70
K 5/4	39	40	10,0	1,3	157	2,30	9.500	6,8	61
K 6/1	28	60	15,5	1,9	360	1,35	30.800	26,7	85

in Klammer: Statistischer „Ausreißer“  
in parantheses: statistical “outliers”

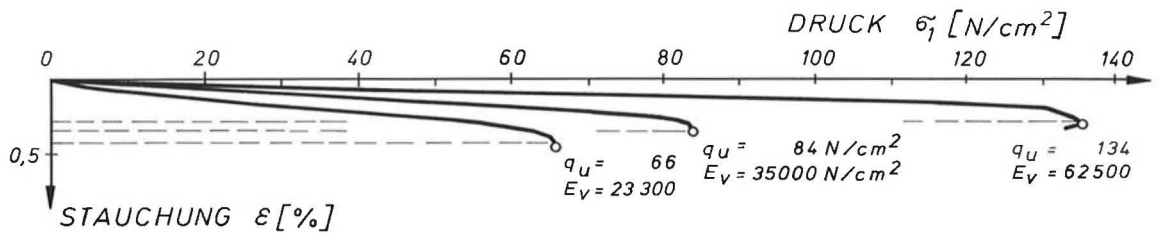


Abb. 13: Druck-Stauchungs-Diagramme der nach dem Joosten-Verfahren mit unterschiedlichen Mischungen injizierten Proben 52, 55, 57 (siehe Tab. 7). Versuchsergebnisse mit „üblichen“ Verformungen. Probenalter einheitlich 1 Tag, Verhältnis  $h : d = 2,0$ .  $q_u$  ... einaxiale Druckfestigkeit  $E_v$  ... Verformungsmodul

Fig. 13: Unconfined compression test: vertical strain versus stress  $\sigma_1$ , for samples 52, 55, 57, grouted after the Joosten-method with different grout mixtures. Test results with "usual" deformations. Age of samples 1 day; ratio  $h : d = 2,0$ .  $q_u$  ... unconfined compressive strength  $E_v$  ... modulus of deformation

### 3.1.3 Joosten-Verfahren

Die Ergebnisse einaxialer Druckversuche sind in Tabelle 7 zusammengefaßt.

Bei einigen Proben, die in einem kleineren Verpreßtopf hergestellt wurden ( $h = 70$  mm,  $\varnothing 100$  mm), betrug das Verhältnis nur  $h/d = 0,7 : 1$ . Aufgrund der geringeren Probenhöhe konnte eine gleichmäßigere Injektion und höhere Druckfestigkeit erwartet werden. Die an diesen Proben ermittelten Festigkeiten sind aber nur mehr bedingt mit der einaxialen Druckfestigkeit nach ÖNORM B 4415 zu vergleichen, weil die Ausbildung der Bruchkegel nicht mehr eindeutig ist. Es kommt zur Mehrfachausbildung von Bruchflächen, und die Zylinderdeckflächen werden nicht mehr gleichmäßig druckbelastet. Die Bruchfigur einer solchen Probe ist daher festigkeitstheoretisch nicht mehr vergleichbar mit dem doppelten Bruchkegel des schlanken Zylinders.

Bei der *Mischung I* ergaben sich einaxiale Druckfestigkeiten von 50—250 N/cm<sup>2</sup> (Mittelwert  $q_u = 123$  N/cm<sup>2</sup>); die Bruchstauchung lag in einem Bereich von  $\varepsilon_B = 0,41$ —0,63%.

Bei der *Mischung III* lagen die Druckfestigkeiten bei  $q_u = 64$ —94 N/cm<sup>2</sup> (Mittelwert  $q_u = 82$  N/cm<sup>2</sup>), die Bruchstauchung im Mittel bei  $\varepsilon_B = 0,35$ %. Eine deutliche Zunahme der Festigkeit mit dem Alter der Probe konnte nicht festgestellt werden.

Die *Mischung IIIa* wies eine niedrigere Viskosität der Mischungskomponenten auf. Die Festigkeiten sind jedoch annähernd ähnlich wie bei der Mischung III: Die mittlere Druckfestigkeit liegt bei  $q_u = 77$  N/cm<sup>2</sup>, die mittlere Bruchstauchung bei  $\varepsilon_B = 0,35$ %.

Die *Mischung IVa* ergab Druckfestigkeiten von  $q_u = 45$ —125 N/cm<sup>2</sup> (Mittelwert  $q_u = 89$  N/cm<sup>2</sup>) bei einer mittleren Bruchstauchung von  $\varepsilon_B = 0,38$ %.

Die im Mittel etwas höheren Festigkeiten der Mischung IVa gegenüber den Mischungen III und IIIa sind vermutlich durch die geringere Viskosität der Wasserglaslösung bei Mischung IVa erklärbar (gleichmäßigere Penetrierbarkeit der labormäßig hergestellten Proben).

Abb. 13 zeigt repräsentative Ergebnisse von Druckversuchen an Injektionskörpern, welche mit verschiedenen Mischungen hergestellt wurden. Die Bruchstauchungen liegen in der für das Joosten-Verfahren üblichen Größenordnung. Im Gegensatz dazu weisen die in Abb. 14 aufgetragenen Druck-Stauchungskurven zum Teil wesentlich größere Verformungen auf: Es handelt sich dabei um die „Standard“-Mischung I, welche infolge der höheren Viskosität bei diesen Proben offensichtlich zu einem ungleichmäßigen Injektionserfolg führte. Entsprechend der höheren Wasserglaskonzentration sind allerdings die Festigkeiten größer als etwa bei den verdünnten Mischungen. Die besonders große Bruchstauchung bei der Probe 33 ist durch die frühe Druckbelastung bereits einen Tag nach der Injektion zu erklären. Sobald jedoch die wesentlichsten Reaktionen im Verpreßkörper abgelaufen sind (was binnen einer Woche der Fall ist), stellen sich wesentlich geringere Verformungen ein. Auch die gedrungene Form der Probe 33 ( $h : d = 0,73$ ) trug zur großen Bruchstauchung bei, weil sich keine ungehinderten Bruchflächen ausbilden konnten. Aus den hohen Werten für Bruchfestigkeit und Verformungsmodul der Probe 42 ist der positive Einfluß einer Nachinjektion mit Wasserglas und einer 8-tägigen Alterung zu entnehmen.

Im allgemeinen sind die Bruchstauchungen beim Joosten-Verfahren deutlich kleiner als bei den Injektionen mit klassischem Gel oder Silacsol. Allen Joosten-Mischungen gemeinsam ist der ausgeprägte linear-elastische Bereich, der das Spannungs-Verformungsverhalten von silikatverfestigten Korngerüsten kennzeichnet. Eine weitgehende Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes für Spannungs-Verformungsbeziehungen (weiter linear-elastischer Bereich) ist daher auch für das modifizierte Joosten-Verfahren gegeben (verdünnte Mischungen III bis IVa — vgl. Tabelle 4).

Im Sinne der Definition der „Sprödigkeit“ als das Verhältnis  $q_u : \varepsilon_B$  verhalten sich die nach dem Joosten-Verfahren injizierten Sande durchwegs wesentlich spröder als die Verfestigungen mit Silacsol oder klassischem Gel (vgl. Tab. 5, 6, 7).

Bei einer anderen Versuchsreihe, bei der *trockener Prüfsand* ( $w < 0,2\%$ ) eingebaut und dann mit Wasser, Wasserglas und Calciumchlorid-Lösung injiziert wurde, konnten durchwegs nur geringere Festigkeiten erzielt werden. Außerdem ergab sich bei dieser Art von Probenherstellung eine wesentlich größere Streuung der Ergebnisse, weil eine über die gesamte Probenhöhe gleichmäßige Injektion nur selten möglich war.

Bei zwei Proben wurde eine *Nachinjektion mit Wasserglas* durchgeführt; die erzielbaren Festigkeiten lagen dabei bei  $q_u = 336$  bzw.  $416 \text{ N/cm}^2$  (siehe Tabelle 7). Diese Festigkeiten entsprechen den Werten, wie sie aus ausgeführten Bodenverfestigungen auf Baustellen nach dem Joosten-Verfahren bekannt sind.

### 3.1.4 Druckfestigkeit nach Wassereinwirkungen

Der Einfluß strömenden oder stehenden Wassers auf die Druckfestigkeit injizierten Bodenproben wurde auf folgende Arten untersucht:

Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit

- nach einer Durchströmung im Durchlässigkeitsapparat (gemäß Abb. 31),
- nach einer Umströmung von Grundwasser (gemäß Abb. 36),

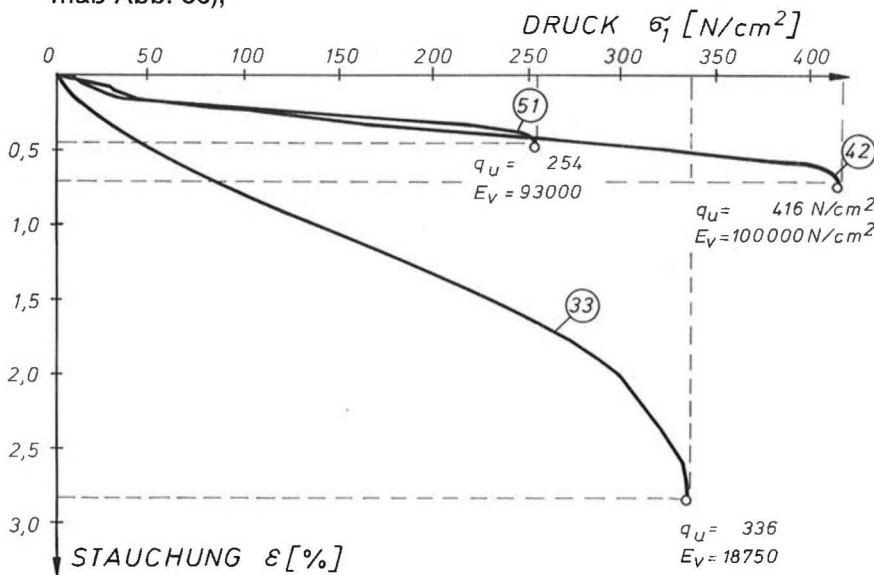


Abb. 14: Druck-Stauchungs-Diagramm der nach dem Joosten-Verfahren injizierten Proben 33, 42 und 51 (siehe Tab. 7). Einheitliche Mischung (I); Proben 33 und 42 mit Wasserglas nachinjiziert. Ausgewählte Versuchsergebnissen mit größeren Verformungen und Festigkeiten als sonst.

Probe Nr.	Probenalter (d)	h : d (1)
33	1	0,73
42	8	2,0
51	1	2,0

$q_u$  ... einaxiale Druckfestigkeit  
 $E_v$  ... Verformungsmodul

— nach Standversuchen (Lagerung der Prüfkörper im ruhenden Wasser — gemäß Abb. 42).

### Durchströmung:

Die Durchströmungsversuche wurden bei einem großen hydraulischen Gefälle ( $i = 50-200$ ) durchgeführt, um bewußt eine möglichst extreme Beanspruchung der Prüfkörper zu erzeugen. Dementsprechend waren für die darauffolgenden einaxialen Druckversuche nur mehr ca. ein Drittel der Proben geeignet.

Tabelle 8 zeigt auswahlartig eine Gegenüberstellung der Druckfestigkeiten durchströmter und nicht durchströmter Prüfkörper aus jeweils vergleichbaren Herstellungsserien. Eine klare Tendenz ist demnach nicht erkennbar.

### Umströmung:

Tabelle 9 enthält einige stichprobenartige Ergebnisse, welche die starke Streuung der Versuchswerte veranschaulichen. Eindeutige Rückschlüsse auf eine Veränderung der Festigkeitseigenschaften infolge einer (unterschiedlich langen) Grundwasserumströmung konnten anhand dieser Versuchsreihen nicht gezogen werden.

### Standversuche:

Bei diesen Versuchen wurden die zylindrischen Prüfkörper auf einen Filterstein in ruhendes Wasser gestellt; dabei handelte es sich entweder ausschließlich um Wasser (bei  $+20$  bis  $22^\circ\text{C}$ ) oder um losen Sand mit voller Wassersättigung. Der Wasserspiegel lag durchwegs mindestens 1 cm über der Probenoberkante. Die Mantelflächen der Prüfkörper waren frei, d. h. zur Gänze dem Wasserzutritt ausgesetzt. Die Versuchsdauer variierte zwischen 5 und 217 Tagen, wobei das Wasser entweder ungestört belassen oder täglich gewechselt wurde.

Fig. 14: Unconfined compression test: vertical strain versus stress  $\sigma_1$  for samples 33, 42 and 51, grouted after the Joosten-method, with mixture I (see Tab. 7). Samples 33 and 42 reinjected with water glass. Selected test results with relatively large deformation and strength:

sample No.	curing period (d)	ratio h : d (1)
33	1	0.73
42	8	2.0
51	1	2.0

$q_u$  ... unconfined compressive strength  
 $E_v$  ... modulus of deformation

**Tabelle 7/ Table 7:** Ergebnisse einaxialer Druckversuche: Injektionen nach dem Joosten-Verfahren  
Results of unconfined compression tests: grouting after the Joosten-method

Probe Nr.	Mischung	Alter (Tage)	$h/d$ (1)	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$E_v$ (N/cm <sup>2</sup> )	$q_u/\varepsilon_B \cdot 10^{-3}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E_v/q_u$ (1)
33*	I	1	0,7	336	2,80	18.750	12,0	56
42*	I	8	2,0	416	0,70	100.000	59,4	240
50	I	0,3(8h)	1,9	50	0,42	15.400	11,9	308
51	I	1	2,0	254	0,63	93.000	40,3	366
52	I	1	2,0	66	0,41	23.300	16,1	353
54	III	0,1(2h)	2,0	87	0,40	35.000	21,8	402
57	III	1	2,0	84	0,34	35.000	24,7	416
58	III	1	2,0	94	0,31	34.500	30,3	367
59	III	7	2,0	82	0,41	40.000	20,0	488
60	III	10	2,0	64	0,31	25.000	20,6	390
70	IIIa	0,1(2h)	2,0	79	0,41	28.500	19,3	361
53	IIIa	1	2,0	133	0,28	62.500	47,5	470
66	IIIa	6	2,0	43	0,41	14.000	10,5	325
69	IIIa	9	2,0	54	0,28	22.000	19,3	407
65	IVa	0,05(1h)	2,0	45	0,41	14.300	11,0	318
71	IVa	9	2,0	98	0,38	40.000	25,8	408
73	IVa	9	2,0	125	0,34	50.000	36,8	400

\* mit Nachinjektion (Wasserglas)  
reinjecting with water glass

1 N/cm<sup>2</sup> = 10 kPa

$h$  ... Probenhöhe zu Versuchsbeginn  
height of sample at test-begin  
 $d$  ... Probendurchmesser zu Versuchsbeginn  
diameter of sample at test-begin

$q_u$  ... einaxiale Druckfestigkeit  
unconfined compression strength  
 $\varepsilon_B$  ... Bruchstauchung  
vertical failure strain (related to  $h$ )  
 $E_v$  ... Verformungsmodul  
modulus of deformation

**Tabelle 8/ Table 8:** Ergebnisse einaxialer Druckversuche nach der Durchlässigkeitprüfung  
Results of unconfined compression tests after percolation tests (permeability tests)

Probe Nr.	Alter* (Tage)	durchströmt	$h$ (cm)	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$E_v$ (N/cm <sup>2</sup> )
S 1/1	14	+	9,3	367	1,81	28.200
S 1/3	2	—	15,4	67	0,90	8.900
S 14/1	34	+	10,0	16	1,76	1.400
S 16/1	34	+	9,5	14	1,68	1.300
S 15/2	28	—	15,5	18	1,35	1.500
S 15/3	35	—	15,6	43	1,09	6.250
K 3/1	28	+	9,7	67	1,34	8.900
K 3/3	7	—	15,7	60	1,85	4.200
K 5/2	39	+	9,6	13	1,77	1.000
K 5/3	7	—	15,2	145	1,97	10.200

S ... mit Silacsol injiziert  
grouted with Silacsol

K ... mit klassischem Gel injiziert  
grouted with classical gel

+ ... Prüfkörper durchströmt  
sample percolated  
— ... Prüfkörper nicht durchströmt  
sample not percolated

\* Zeitspanne zwischen Injektionsende und Beginn der Durchströmung  
time between the end of grouting and the start of percolation



**Tabelle 9/Table 9:** Ergebnisse einaxialer Druckversuche nach der „Grundwasser“-Umströmung  
Results of unconfined compression tests after “groundwater”-flow (mainly around the samples)

Probe Nr.	Alter* (Tage)	Dauer der Umströmung (Tage)	$h$ (cm)	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$E_v$ (N/cm <sup>2</sup> )
S 11/2	4	10	9,5	11	1,05	1.200
S 14/3	15	14	15,6	35	0,71	5.900
K 3/2	5	16	9,2	13	0,76	1.700
K 6/2	30	5	15,8	184	1,71	13.300

\*vor Beginn des Umströmungsversuches  
curing time before the start of the groundwater flow test

Einige charakteristische Versuchsergebnisse sind in Tabelle 10 zusammengefaßt:

Bei den mit *Silacsol* injizierten Proben fällt auf, daß die über einen Zeitraum von mehr als 200 Tagen im Wasser gelagerten Prüfkörper (S 7/3, S 8/3) eine höhere Festigkeit besitzen als die Proben S 7/2 und S 8/2, welche praktisch luftdicht und ohne jeglichen Wasserzutritt gelagert wurden („Normallagerung“) — vgl. Tabelle 5. Die wassergelagerten Proben S 14 erreichten eine ähnliche Druckfestigkeit wie die normalgelagerten Proben S 15.

Die Wasserlagerung erwies sich demnach eher als vorteilhaft. Da *Silacsol* eine kristalline Struktur aufweist (siehe Kapitel 3.7), war ein ähnlicher zeitlicher Festigkeitsanstieg zu erwarten wie bei hydraulischen Bindemitteln, allerdings nicht dermaßen ausgeprägt.

Bei den mit *klassischem Gel* injizierten Proben ergab sich gegenüber den normalgelagerten Proben eine deutliche Reduktion der Festigkeit. Die Beobachtungszeit war zwar im Vergleich zu *Silacsol* relativ kurz (Gel: max. 22 Tage, *Silacsol*: max. 212 Tage), dennoch war eine klare Tendenz feststellbar.

Bei den nach dem *Joosten*-Verfahren injizierten Proben wurde trotz des Wasserangriffes (Gewichtsverlust — vgl. Kap. 3.4.2) die statisch tragende Strukturmatrix nicht zerstört. Die einaxiale Druckfestigkeit war nach der Wasserlagerung nur unwesentlich geringer als bei vergleichbaren normalgelagerten Prüfkörpern. Voraussetzung für dieses günstige Verhalten bildete ein Verpressen in den feuchten Sand; bei der Injektion von trockenem Sand kam es nach der Wasserlagerung zu signifikanten Festigkeitsverlusten.

**Tabelle 10/Table 10:** Ergebnisse einaxialer Druckversuche nach den Standversuchen  
Results of unconfined compression tests after storing the samples in stagnant water

Probe Nr.	Alter (Tage)	$h$ (cm)	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$E_v$ (N/cm <sup>2</sup> )	Art der Lagerung der Prüfkörper
<b>Silacsol</b>						
S 7/3	214	9,5	43	1,47	4.150	212 d in Wasser gelagert
S 8/3	214	9,6	50	0,94	6.660	207 d in Wasser gelagert
S 8/4	182	9,6	58	1,46	7.100	175 d in Wasser und Sand gelagert
S 12/2	36	15,5	18	0,71	3.330	22 d in Wasser gelagert, täglich Wasserwechsel
S 14/2	34	15,6	30	0,83	4.600	5 d in Wasser und Sand gelagert
S 14/4	34	15,3	47	0,59	9.600	5 d in Wasser und Sand gelagert, täglich Wasserwechsel
<b>klassisches Gel</b>						
K 6/3	32	15,4	201	1,69	17.100	5 d in Wasser und Sand gelagert, täglich Wasserwechsel
K 6/4	32	9,0	70	1,89	6.250	5 d in Wasser und Sand gelagert
K 7/1	28	15,5	138	0,58	26.600	14 d in Wasser gelagert
K 7/2	35	15,5	69	0,77	11.100	22 d in Wasser und Sand gelagert, täglich Wasserwechsel

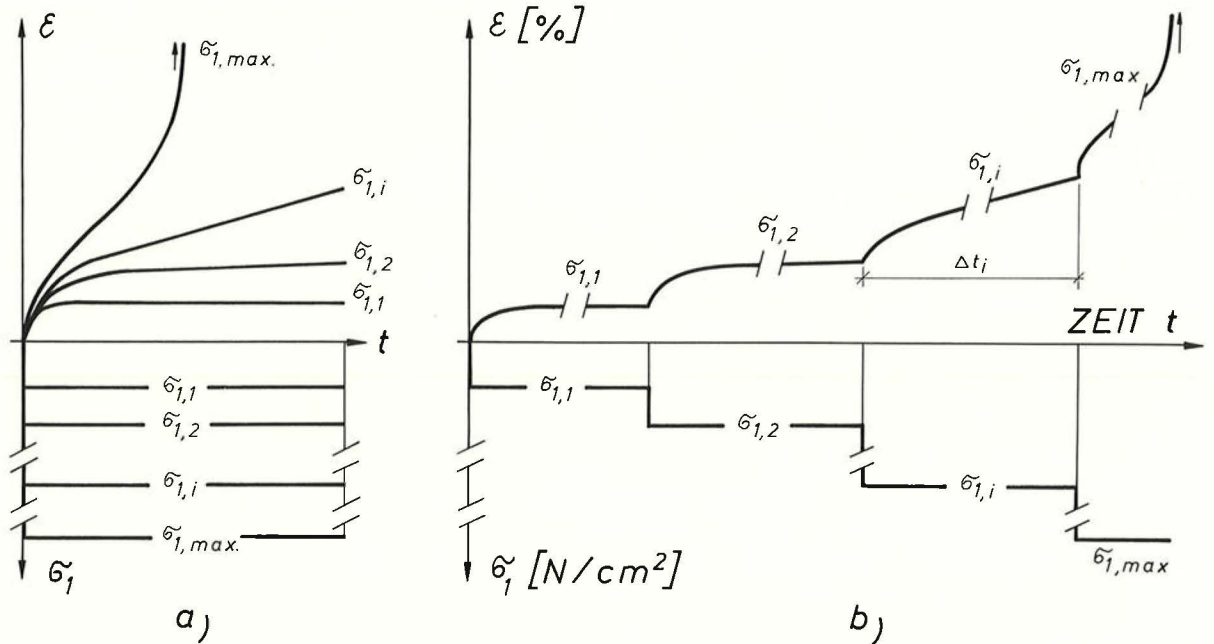


Abb. 15: Durchführung einaxialer Kriechversuche.  
 a) einmalige Belastung mehrerer Proben mit unterschiedlichen Spannungen  $\sigma_{1,i}$   
 b) Stufenweise Laststeigerung bei einer Probe  $\sigma_{1,max}$  = Grenzspannung (Kriechbruch-Spannung oder überproportionale Zunahme der Kriechverformungen)

Fig. 15: Creep tests (longterm unconfined compression tests).  
 a) single loading of several samples at different stresses  
 b) incremental loading (step by step) of one sample  $\sigma_{1,max}$  = maximum stress (failure stress or stress related to an overproportional increase of creep-deformation).

### 3.2 Kriechverhalten (Retardation)

Das Kriechverhalten wurde an Prüfkörpern mit einer Höhe von 9–10 cm, fallweise auch bei 15–16 cm untersucht. Um ein Austrocknen der Proben zu verhindern, wurden sie während des Versuches mit Plastik umhüllt (Silacsol, klassisches Gel) oder in ein Wasserbad gestellt (Joosten). Die vertikale Spannung  $\sigma_1$  wirkte über einen Belastungsstempel auf den Prüfkörper. Um Unebenheiten auszugleichen und parallele Endflächen zu erzielen, wurden die Proben vor Versuchsbeginn mit einer 1–3 mm starken Gipsschicht abgeglichen.

Gemessen wurde jeweils die prozentuelle Stauchung  $\epsilon = \Delta h/h$  bei verschiedenen Laststufen und Zeiten.

Kriechversuche (auch „Retardationsversuche“) können auf zweierlei Art durchgeführt werden:

- Vergleich der Kriechverformungen mehrerer Proben, welche jeweils mit unterschiedlichen Spannungen einmalig belastet werden (Abb. 15a). Diese Methode setzt äußerst einheitliche, gut vergleichbare Proben voraus und ist ziemlich aufwendig.
- Vergleich der Kriechverformungen einer Probe bei stufenweiser Belastung (Abb. 15b). Mittels einer derartigen Laststeigerung ist es eher möglich, die tatsächliche Kriechbruchspannung  $\sigma_{1,max}$  zu ermitteln.

Die Ergebnisse der beiden Versuchsmethoden stimmen weitgehend überein. Es wurde daher der einfacheren der Vorzug gegeben und in der Regel eine stufenweise Belastung der Proben vorgenommen. Dabei zeigte sich, daß die Größe der Laststeigerung das Spannungs-Verformungsverhalten der Proben nur relativ wenig beeinflußt.

#### 3.2.1 Silacsol

Einige charakteristische Versuchsergebnisse von Silacsol-injizierten Proben sind den Abb. 16, 17 und der Tabelle 11 zu entnehmen. Dabei ist zu beachten, daß der einaxiale Druck bei den höheren Laststufen jeweils so lange konstant gehalten wurde, bis ein eindeutiges Kriechmaß (weitgehend linearer Zusammenhang zwischen Stauchung und Zeit) oder ein Versagen festzustellen waren. Die in den Abbildungen aufgetragenen Stauchungen stellen Summenwerte über die einzelnen Laststufen dar; sie repräsentieren daher besonders ungünstige Verhältnisse, wie sie allerdings in der Praxis durchaus vorkommen können.

Die höchste aufgebrachte Last entsprach einer Spannung von  $\sigma_1 = 45 \text{ N/cm}^2$ , wobei sich eine maximale Stauchung von  $\epsilon \pm 2,6\%$  ergab. Einige Proben (S 6/1, S 10/1, S 10/2) gingen schon bei wesentlich geringeren Belastungen ( $\sigma_1 = 10$  bis  $19 \text{ N/cm}^2$ ) zu Bruch. Das Versagen erfolgt sehr rasch, und die Probekörper zeigen ein mit der Zeit zunehmendes sprödes Bruchverhalten.

Die unter Dauerbelastungen ermittelten Kriechmoduln sind zwangsläufig kleiner als bei den



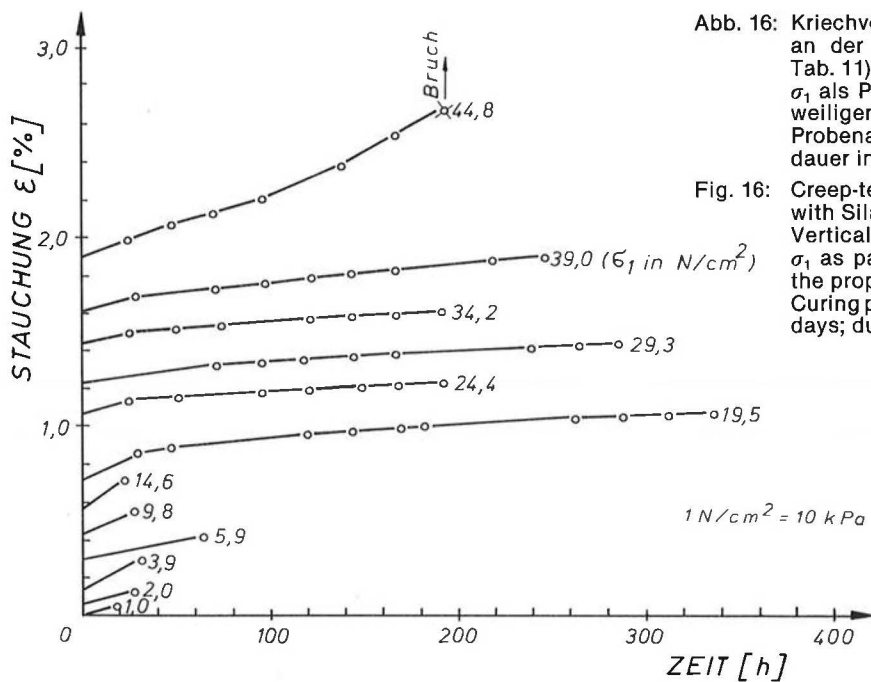


Abb. 16: Kriechversuche (einaxiale Langzeit-Druckversuche) an der mit Silacsol injizierten Probe S 5/4 (siehe Tab. 11).  $\sigma_1$  als Parameter, d. i. die Druckspannung bei der jeweiligen Laststufe. Probenalter zu Versuchsbeginn 54 Tage, Versuchsdauer insgesamt 59 Tage.

Fig. 16: Creep-tests (long term unconfined compression tests) with Silacsol-grouted sample S 5/4 (see Tab. 11). Vertical strain  $\varepsilon$  versus time;  $\sigma_1$  as parameter, i. e. the compressive stress during the proper load. Curing period of sample at the beginning of the test, 54 days; duration of creep-test, 59 days.

**Tabelle 11/Table 11:** Dauerfestigkeit injizierter Prüfkörper (Ergebnisse von Kriechversuchen): Vergleich von Silacsol und klassischem Gel  
Long term strength of grouted samples (results of creep-tests): comparison of Silacsol and classical gel

Probe Nr.	h : d (1)	1. Alter (d)	2. Alter (d)	$\sigma_{1, \max.}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)
Silacsol					
S 5/4	1,18	54	128	44,8	2,77
S 6/1	1,25	45	62	19,5	1,62
S 7/4	1,20	2	73	39,0	2,50
S 10/1	1,18	7	15	9,8	2,23
S 10/2	1,19	20	73	19,5	3,00
S 10/3	1,20	20	84	29,3	2,50
S 11/5	1,25	5	21	14,6	1,40
klassisches Gel					
K 1/2	2,01	46	56	2,0	4,55
K 1/3	1,98	43	44	4,9	1,60
K 1/4	1,19	46	58	3,9	5,20
K 3/5	1,19	7	70	24,4	2,44
K 5/5	1,18	7	67	14,6	3,30

1. Alter ... Zeitspanne zwischen Injektionsende und Beginn des Kriechversuches  
time between end of grouting and start of creep-test (curing period)

2. Alter ... Probenalter beim Versagen (insgesamt)  
total age of sample at failure

$\sigma_{1, \max.}$  ... Grenzspannung (Bruchspannung)  
failure stress

$\varepsilon_B$  ... Bruchstauchung zu Beginn des Versagens  
compressive strain ( $\Delta h/h$ ) at the begin of failure

Schnellversuchen. Die Druck-Stauchungslinien zeigen in der Regel ein sehr einheitliches Verhalten (z. B. Abb. 18): Bereits unter kleinen Normalspannungen  $\sigma_1$  treten relativ große Anfangsverformun-

gen auf, welche aber infolge von Selbstverfestigungen dann abnehmen und schließlich in einen linearen Bereich übergehen. Dieser Geradenabschnitt eignet sich gut zur Auswertung des Elastizitäts-



Abb. 17: Kriechversuche an der mit Silacsol injizierten Probe S 7/4 (siehe Tab. 11).  $\sigma_1$  der jeweiligen Laststufe als Parameter. Probenalter zu Versuchsbeginn 2 Tage, Versuchsdauer insgesamt 69 Tage.

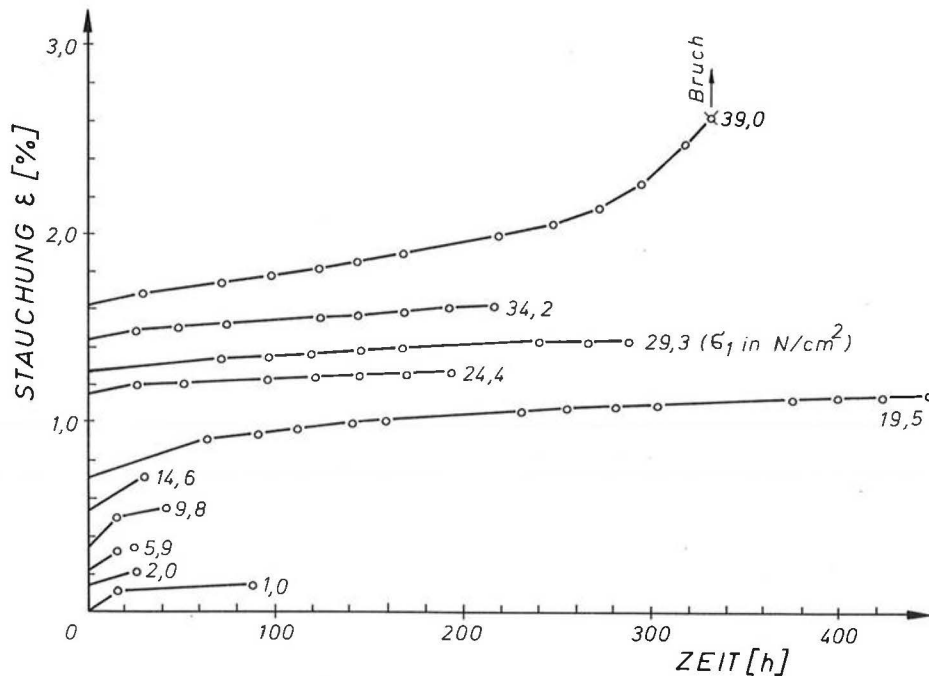


Fig. 17: Creep-tests with Silacsol-grouted sample S 7/4 (see Tab. 11). Unconfined uniaxial stress  $\sigma_1$  as parameter. Curing of sample before test, 2 days; duration of creep-test, 69 days.

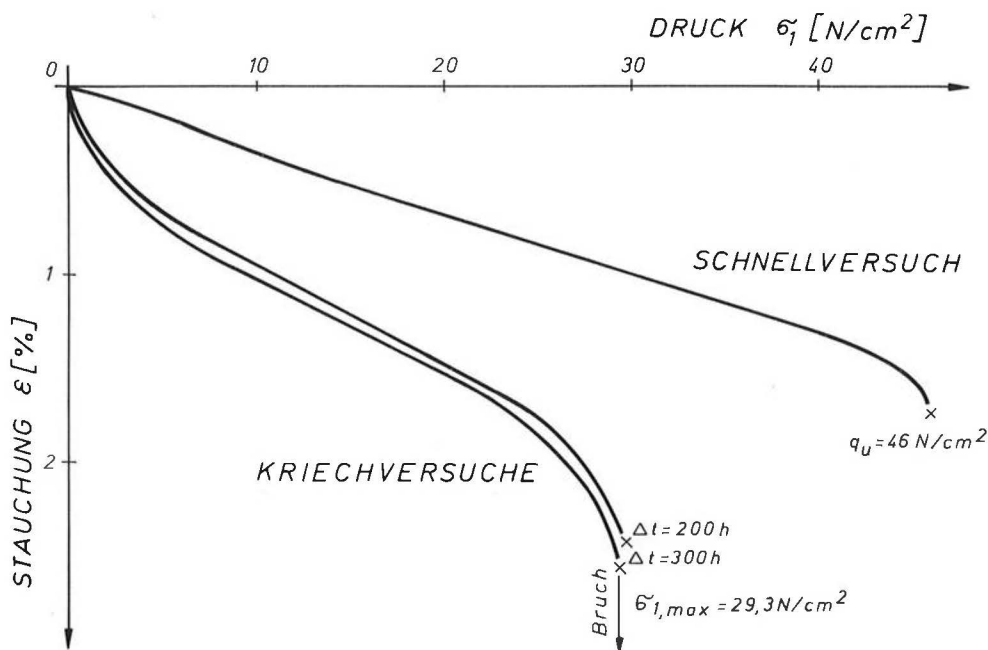
Abb. 18: Einaxiale Druckversuche an Silacsol-injizierten Proben: Gegenüberstellung von Schnellversuchen (Kurzzeitbelastung) und Kriechversuchen (Dauerbelastung). Schlankheitsgrad der Proben  $h : d = 1,2$ ; Probenalter: 29 Tage bei den Schnellversuchen und 20 Tage zu Beginn der Kriechversuche; Dauer der Kriechversuche: 55 bzw. 64 Tage.  $\Delta t \dots$  Dauer der Laststufen bei den Kriechversuchen. Die letzte Laststufe wurde bis zum endgültigen Bruch unverändert belassen, wenn sich das Kriechversagen bereits ankündigte. Elastizitätsmoduln aus dem Geradenabschnitt der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien:

Kriechversuche (Proben S 10/3):  
 $E_K = 1.900 - 2.100 \text{ N/cm}^2$   
 Schnellversuche (Proben S 10/6):  
 $E_V = 3.300 - 3.600 \text{ N/cm}^2$

Fig. 18: Unconfined compression tests with Silacsol-grouted samples: Comparison of quick tests (short term behaviour) and creep tests (long term behaviour). Dimension of samples: ratio  $h : d = 1,2$ ; curing period: 29 days for quick tests; 20 days at the beginning of creep tests; duration of creep tests: 55 days and 64 days, respectively.

$\Delta t \dots$  periods of load increments during the creep tests  
 The last load increment was kept constant till the fracture when a creep-failure already announced itself.  
 Bruch = failure  
 Elasticity moduli from the straight-line relation of the curves:

creep tests (samples S 10/3):  
 $E_K = 1.900 - 2.100 \text{ N/cm}^2$   
 quick tests (samples S 10/6):  
 $E_V = 3.300 - 3.600 \text{ N/cm}^2$



moduls. Bei einer weiteren Erhöhung der Druckspannung kommt es zu überproportionalen Stauchungen und schließlich zum Bruch. Vergleichsuntersuchungen ergaben, daß sich die Kriecheigenschaften der Silacsol-Injektionen bei höherer Lagerungsdichte des Sandes und mit zunehmendem Alter deutlich verbessern.

### 3.2.2 Klassisches Gel

Einige Ergebnisse der mit klassischem Gel injizierten Proben sind den Abb. 19, 20 und der Tabelle 11 zu entnehmen.

Die höchste aufgebrauchte Last entspricht einer Spannung von  $\sigma_1 = 24,4 \text{ N/cm}^2$ , wobei die Bruchstauchung (bei beginnendem Versagen) in einer Größenordnung von  $\epsilon \approx 2,4\%$  liegt.

Bei gleicher Spannung sind die Stauchungen beim klassischen Gel deutlich größer als bei Silacsol:

Probe S 5/4:  $\varepsilon = 1,2\%$  } jeweils bei  
 Probe K 3/5:  $\varepsilon = 2,4\%$  }  $\sigma_1 = 24,4 \text{ N/cm}^2$  (244 kPa)

Diese Gegenüberstellung zeigt, daß sich die mit klassischem Gel injizierten Sande vergleichsweise stark plastisch verformen (siehe Abb. 21). Dies ist durch die unterschiedlichen Charakteristika des Gels (amorph) und von Silacsol (kristalline Struktur) bedingt.

Bei den Proben K 1/2, K 1/3 und K 1/4 kam dieses Verhalten besonders deutlich zur Geltung. Es wurden hier bei Spannungen von nur  $\sigma_1 = 2$  bis  $4 \text{ N/cm}^2$  (20 bis 40 kPa) Stauchungen von  $\varepsilon = 5\%$  festgestellt (z. B. Abb. 19).

Das Spannungs-Verformungsverhalten der Silicatgel-Injektionen unter Dauerbelastung ähnelt qualitativ jenem der Silacsol-Injektionen, doch ist der Abfall des Elastizitätsmoduls wesentlich ausgeprägter. Die Druck-Stauchungslinien weisen in der Regel einen linearen Bereich auf, der zur Ermittlung des Kriechmoduls herangezogen werden kann (Abb. 22). Vor allem bei kleinerem Neutralisationsgrad sinkt der Kriechmodul vielfach auf ein Zehntel des vergleichbaren Moduls der Sofortbelastung (z. B. Proben K 5 mit  $N = 40\%$ ).

Ähnlich wie bei den Injektionen mit Silacsol werden auch beim „klassischen“ Gel (Silicatgel mit Durcisseur 600 B) die Kriecheigenschaften mit steigender Lagerungsdichte des Sandes und zunehmendem Probenalter besser. Die Unterschiede zwischen den beiden Verfahren sind nur quantitativer Art.

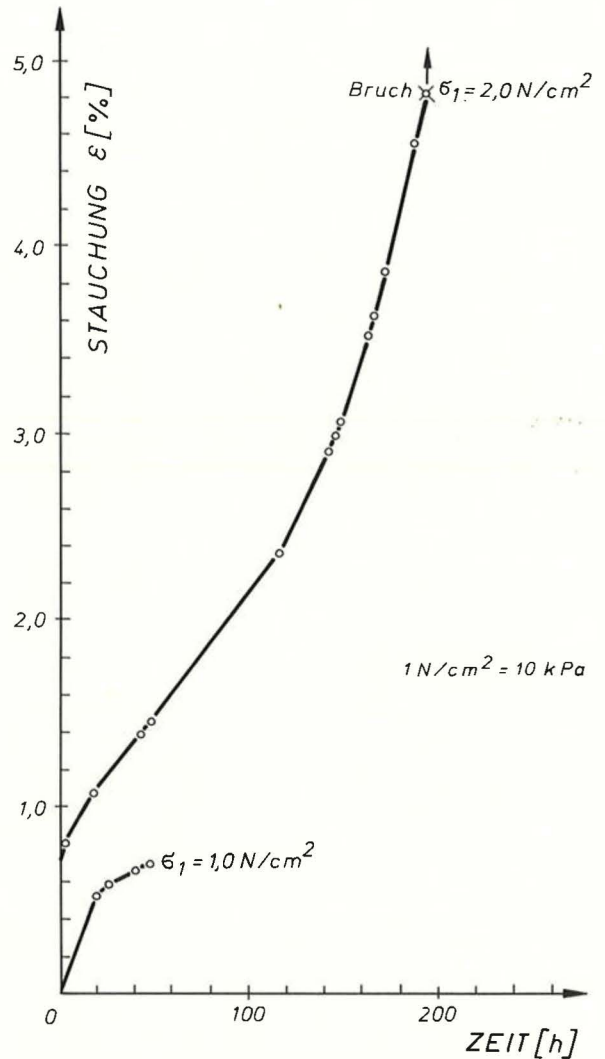


Abb. 19: Kriechversuche an der mit klassischem Gel injizierten Probe K 1/2 (siehe Tab. 11).  $\sigma_1$  der jeweiligen Laststufe als Parameter. Probenalter zu Versuchsbeginn 46 Tage, Versuchsdauer insgesamt 56 Tage.

Fig. 19: Creep-tests with sample K 1/2, grouted with classical gel (see Tab. 11). Unconfined uniaxial stress  $\sigma_1$  as parameter. Curing of sample before test, 46 days; duration of creep-test, 56 days.

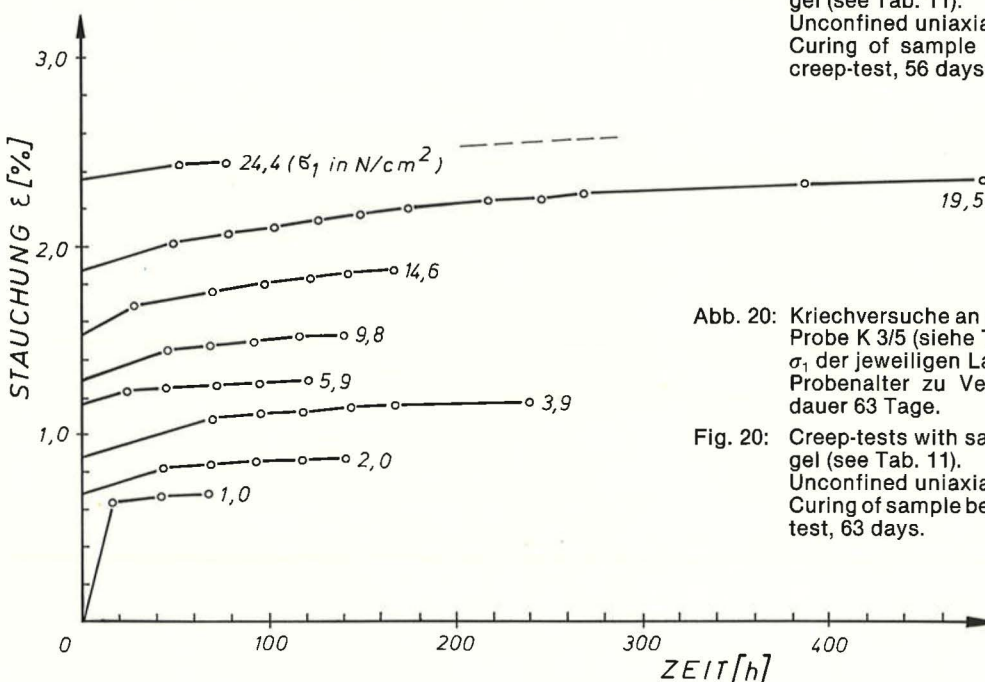


Abb. 20: Kriechversuche an der mit klassischem Gel injizierten Probe K 3/5 (siehe Tab. 11).  $\sigma_1$  der jeweiligen Laststufe als Parameter. Probenalter zu Versuchsbeginn 7 Tage, Versuchsdauer 63 Tage.

Fig. 20: Creep-tests with sample K 3/5, grouted with classical gel (see Tab. 11). Unconfined uniaxial stress as parameter. Curing of sample before test, 7 days; duration of creep-test, 63 days.

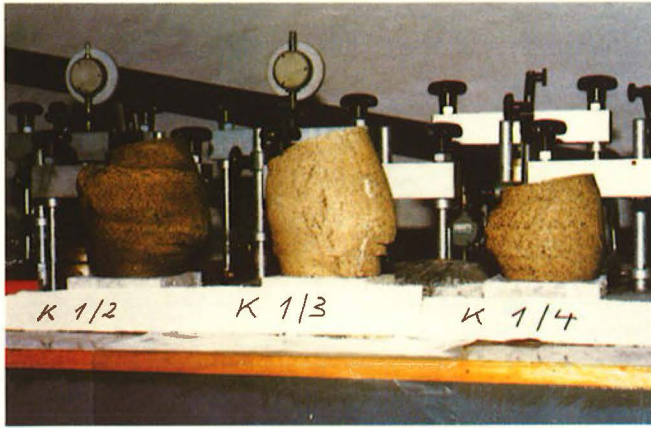


Abb. 21: Mit klassischem Gel injizierte Proben nach Versagen beim Kriechversuch: ausgeprägtes plastisches Verformungsverhalten.

Fig. 21: Samples grouted with classical gel after failure in creep-tests: extreme plastic deformation.

Systematische Vergleichsuntersuchungen mit Silicatgel-Injektionen und Durcisseur 600 als Reaktiv wurden bereits von Müller-Kirchenbauer [12] mit „Berliner Sand“ durchgeführt. Für die in Tabelle 12 beschriebenen Injektionsmischungen bzw. verschiedenen Arten von Durcisseur 600 ergaben sich u. a. folgende Ergebnisse: Aus der Tabelle 13 geht der positive Einfluß einer hohen Lagerungsdichte und langen Reaktionszeit auf die Verformungsmoduln hervor, und zwar vor allem auf die Kriechmoduln (Elastizitätsmoduln für verzögerte Verformung). Tabelle 14 zeigt den großen Einfluß der Injektionsmischung auf die Steifigkeit bei relativ kurzer Reaktionszeit der Gele; insbesondere bei den Kriechmoduln sind die Unterschiede beträchtlich.

Bereits frühere Versuchsreihen zeigten sehr deutlich, daß die Geleigenschaften in erster Linie von folgenden Faktoren abhängen [14]:

**Tabelle 12/Table 12:** Injektionsmischungen für Laborversuche mit „Berliner Sand“ [12].  
Silicatgel-Injektionen mit Durcisseur 600 als Reaktiv.  
Grout mixtures for laboratory tests with “Berlin-sand” [12].  
Silicate injections with Durcisseur 600 as reactive.

Bezeichnung der Mischung	Injektionsmittel	Mischungsverhältnis Vol.-%			Neutralisationsgrad (%)
		WG	Reaktiv	Wasser	
D1	WG 37/40 D 600 C Wasser	49,2	13,6	37,2	ca. 90
D2K	WG 37/40	53	10,4	36,6	ca. 68
D3K	D 600 K	60	9,5	30,5	ca. 55
D4K	Wasser	49	11,5	39,5	ca. 81

WG ... Wasserglas

**Tabelle 13/Table 13:** Zeitliche Zunahme der Verformungsmoduln (Elastizitätsmoduln) für Silicatgel-verfestigten „Berliner Sand“ bei verschiedenen Lagerungsdichten D [12]; Durcisseur 600 C als Reaktiv; Mischung D1 (vgl. Tab. 12).  
Influence of curing time (days) and density index D on the elasticity-moduli of silicate grouted “Berlin-sand” [12]; Durcisseur 600 C as reactive, mixture D1 (see Tab. 12).

Probenalter (Tage)	Verformungsmoduln E (N/cm <sup>2</sup> )			
	locker D < 0,3		dicht D > 0,66	
	E <sub>el</sub>	E <sub>k</sub>	E <sub>el</sub>	E <sub>k</sub>
7	57.000	18.000	85.000	36.000
28	61.000	38.500	91.000	63.000
300	62.000	83.000	100.000	100.000

E<sub>el</sub> ... Sofortverformungsmodul  
modulus of initial elastic deformation

E<sub>k</sub> ... Kriechmodul  
creep modulus



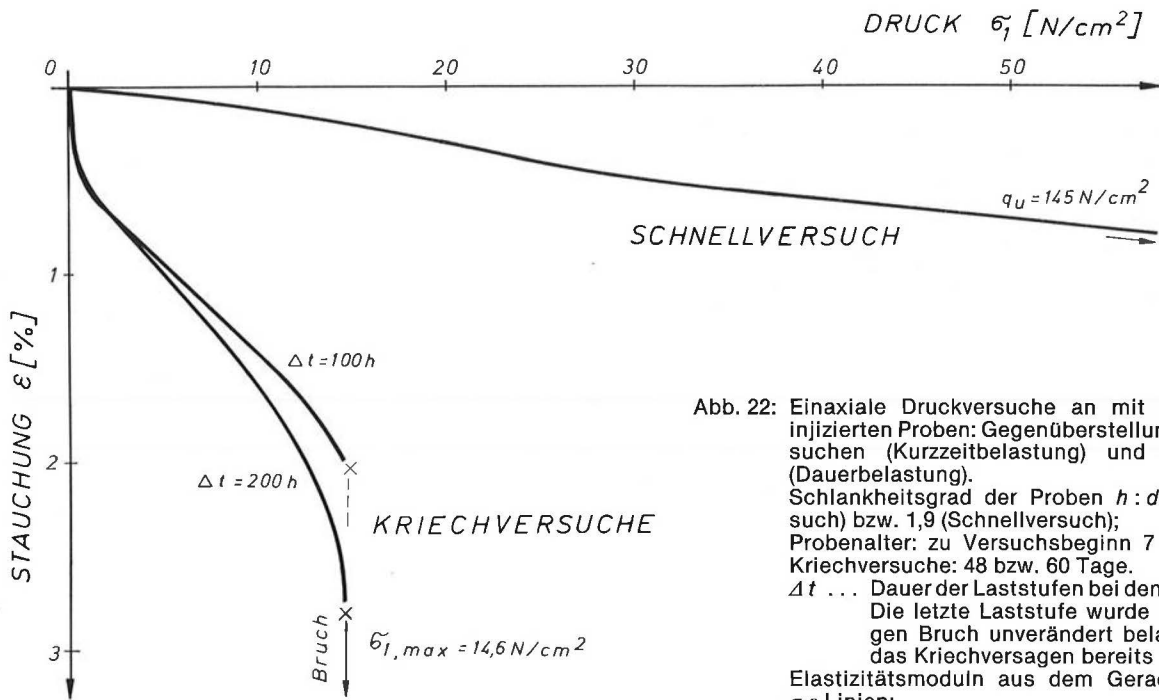


Abb. 22: Einaxiale Druckversuche an mit klassischem Gel injizierten Proben: Gegenüberstellung von Schnellversuchen (Kurzzeitbelastung) und Kriechversuchen (Dauerbelastung).  
 Schlankheitsgrad der Proben  $h : d = 1,2$  (Kriechversuch) bzw.  $1,9$  (Schnellversuch);  
 Probenalter: zu Versuchsbeginn 7 Tage; Dauer der Kriechversuche: 48 bzw. 60 Tage.  
 $\Delta t \dots$  Dauer der Laststufen bei den Kriechversuchen  
 Die letzte Laststufe wurde bis zum endgültigen Bruch unverändert belassen, wenn sich das Kriechversagen bereits ankündigte.  
 Elastizitätsmoduln aus dem Geradenabschnitt der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linien:

Kriechversuche (Proben K 5/5):  
 $E_K = 850 - 1.050 \text{ N/cm}^2$   
 Schnellversuche (Proben K 5/3):  
 $E_v = 10.200 \text{ N/cm}^2$

Fig. 22: Unconfined compression tests with silicate grouted samples ("classical" gel): Comparison of quick tests (short term behaviour) and creep tests (long term behaviour)  
 Dimension of samples: ratio  $h : d = 1,2$  (creep tests) and  $1,9$  (quick tests);  
 curing period at test begin, 7 days;  
 duration of creep tests, 48 days and 60 days, respectively.

$\Delta t \dots$  periods of load increments during the creep tests  
 The last load increment was kept constant till the fracture when a creep-failure already announced itself.

Elasticity moduli from the straight line relation of the  $\sigma$ - $\varepsilon$  curves:  
 creep tests (samples K 5/5):  
 $E_K = 850 - 1.050 \text{ N/cm}^2$   
 quick tests (samples K 5/3):  
 $E_v = 10.200 \text{ N/cm}^2$

- Konzentration des verwendeten Wasserglases
- Art des Reaktivs
- Neutralisationsgrad (des Alkali in der Gleichgewichtsreaktion der Wasserglaslösung)

### 3.2.3 Joosten-Verfahren

Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag beim modifizierten Verfahren, also bei jenen verdünnten Mischungen, welche eine geringere Viskosität aufwiesen als bei der Standardausführung der Joosten-Injektionen.

Die Bruchspannungen und -stauchungen einiger auserwählter Proben sind in Tabelle 13 zusammengefaßt, das Zeit-Verformungsverhalten ist beispielhaft in den Abb. 23, 24 dargestellt. Eine Laststeigerung um 10 bzw. 20  $\text{N/cm}^2$  erfolgte jeweils nach dem

**Tabelle 14/ Table 14:** Verformungsmoduln (Elastizitätsmoduln) für Silicatgel-Injektionen mit verschiedenen Mischungsverhältnissen (siehe Tab. 12). Mittelwerte für alle mit Durcisseur als Reaktiv durchgeführten Versuche mit „Berliner Sand“; Probenalter 7 Tage [12].  
 Elasticity moduli for silicate grouts with different mixtures (see Tab. 12). Mean values for all laboratory tests, performed with Durcisseur 600K as reactive; "Berlin-sand"; curing time of samples, 7 days [12].

Mischungsverhältnis mit Durcisseur 600K	Verformungsmoduln $E$ ( $\text{N/cm}^2$ )	
	$E_{el}$	$E_k$
D2K	$\sim 40.000$	$< 4.000$
D3K	$\sim 35.000$	$\approx 1.000$
D4K	$\sim 17.000$	$\sim 13.000$

$E_{el} \dots$  Sofortverformungsmodul  
 modulus of initial elastic deformation

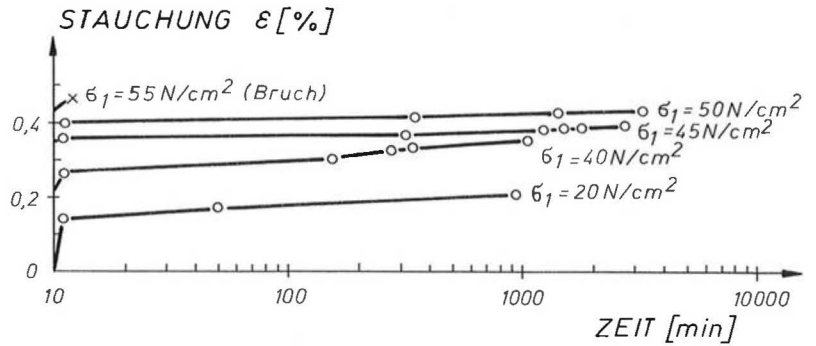
$E_k \dots$  Kriechmodul  
 creep modulus

Abb. 23: Kriechversuche (einaxiale Langzeit-Druckversuche) an der nach dem Joosten-Verfahren injizierten Probe J/56 (siehe Tab. 15).

$\sigma_1$  als Parameter, d. i. die Druckspannung bei der jeweiligen Laststufe. Probenalter zu Versuchsbeginn 2 Stunden, Versuchsdauer insgesamt 6 Tage.

Fig. 23: Creep-tests (long term unconfined compression tests) for the Joosten-grouted sample J/56 (see Tab. 15). Vertical strain versus time;  $\sigma_1$  as parameter, i. e. the stress during the proper load.

Curing of sample at the test begin, 2 hours; duration of creep-test in total, 6 days.



Abklingen der Verformung unter der jeweiligen Laststufe (0,01% in 24 Stunden).

Die in den Kriechversuchen ermittelte Dauerfestigkeit lag bei der *Mischung III* im Mittel bei  $\sigma_1 = 47,5 \text{ N/cm}^2$ ; der Mittelwert bei den einaxialen Druckversuchen war ca.  $q_u = 82 \text{ N/cm}^2$ . Somit betrug die Dauerfestigkeit bei den bisher vorliegenden Versuchen ca. 60% der einaxialen Druckfestigkeit.

Bei der *Mischung IIIa* ergab sich im Kriechversuch eine Dauerfestigkeit von im Mittel  $\sigma_1 = 55 \text{ N/cm}^2$ . Bezogen auf die mittlere Festigkeit  $q_u = 77 \text{ N/cm}^2$  beim einaxialen Druckversuch (Werte streuen stark) betrug daher die Dauerfestigkeit ca. 70% von  $q_u$ .

Kriechversuche mit der *Mischung IVa* zeigten bei einer Spannung von  $\sigma_1 = 60 \text{ N/cm}^2$  Stauchungen um  $\varepsilon = 0,20\%$ . Bei einer Bruchspannung von  $\sigma_1 = 70 \text{ N/cm}^2$  stieg diese auf  $\varepsilon = 0,25\%$ . Die Dauerfestigkeit lag somit bei 80% der in Schnellversuchen ermittelten einaxialen Druckfestigkeit (Mittelwert  $q_u = 89 \text{ N/cm}^2$ ).

Die Unterschiede zwischen der Kurzzeitfestigkeit  $q_u$  und der Langzeitfestigkeit max.  $\sigma_1$  sind beim Joosten-Verfahren durch versuchstechnisch bedingte Strukturunterschiede zu erklären und haben nichts mit einem echten Kriechen zu tun: Die durch die einaxiale Druckspannung hervorgerufenen Querverformungen führen je nach Schnell- oder Langsamversuch zu unterschiedlichen Strukturänderungen, welche ihrerseits wiederum die Festigkeitseigenschaften des injizierten Korngerüsts beeinflussen. Die Änderung des „Binnendruckes“ innerhalb der Probe kann ebenfalls eine

Rolle spielen. Dieser wird durch die Kapillarwirkung von adsorbierten Wasserfilmen oder eine stark reduzierte molekulare Anziehungskraft an den inneren Trennflächen der Struktur hervorgerufen; er ist physikalisch auch als Kohäsion interpretierbar, die bei schneller Druckbeanspruchung größer ist als bei langsamen Versuchen. Der viskose Widerstand, welcher bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten eine Erhöhung der Scherspannung bewirkt, dürfte nur bei verdünnten Injektionsmischungen und kurz nach dem Verpressen von Einfluß sein. Die Tatsache, daß sogar Metalle bei Schnellversuchen höhere Festigkeiten aufweisen, läßt den Schluß auf einen vorrangigen Einfluß unterschiedlicher Strukturveränderungen bei Schnell- und Langsamversuchen an den Joosten-verfestigten Prüfkörpern zu.

Die Abb. 23 und 24 zeigen sehr deutlich, daß kein Kriechen auftritt, wie es etwa bei den klassischen Gelen oder — abgeschwächt — auch bei Silacsol vorkommt. Auch die verdünnten Joosten-Mischungen führten zu keinen Kriecherscheinungen im üblichen Sinne (allmählich überlineare Zunahme der Verformungen unter konstanter Auflast). Falls die Dauerbelastung kurz nach dem Injizieren aufgebracht wurde, traten zu Beginn jeder Laststufe kurzfristig erhöhte Verformungen auf, deren Zunahme aber rasch durch eine „Selbstverfestigung“ der Struktur gestoppt wurde (Abb. 23). Bei etwas älteren Proben waren derartige Anfangsstauchungen nicht mehr zu beobachten (Abb. 24).

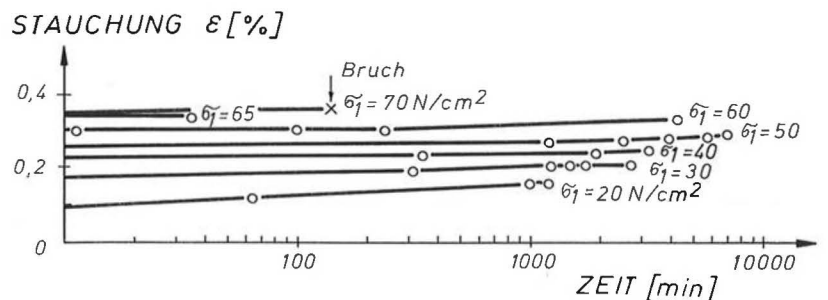
Die Bruchstauchungen für Joosten-Verfestigungen betragen bei den Langzeitversuchen nur etwa ein Zehntel jener Werte, die für Injektionen mit klassischem Gel festgestellt wurden und lagen auch deutlich unter den Vergleichsdaten für Silacsol. Bei

Abb. 24: Wie Abb. 23 — für die Probe J/61 (siehe Tab. 15).

Probenalter zu Versuchsbeginn 6 Stunden, Versuchsdauer insgesamt 13 Tage.

Fig. 24: Similar to Fig. 23 — for sample J/61 (see Tab. 15).

Curing at test begin, 6 hours; duration of test in total, 13 days.



**Tabelle 15/Table 15:** Dauerfestigkeit injizierter Prüfkörper (Ergebnisse von Kriechversuchen): Joosten-Verfahren (z. T. mit Wasser verdünnt — siehe Tab. 4).  
 Verhältnis Probenhöhe : Probendurchmesser einheitlich  $h : d = 2,0$   
 Long term strength of grouted samples (results of creep-tests): Joosten-method (partly diluted with water—see Tab. 4).  
 Ratio height : diameter, generally  $h : d = 2,0$

Probe Nr.	Mischung	1. Alter (d)	2. Alter (d)	$\sigma_{1,max.}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ (%)
11*	III	7	14	25	0,35
18*	III	11	25	32	0,68
40*	I	8	11	20	0,55
55	III	0,1	1,1	40	0,37
56	III	0,08	6	55	0,44
61	IIIa	0,25	13	70	0,34
62	IIIa	0,06	3	40	0,29
72	IVa	0,12	3,3	70	0,25

\* Injektionserfolg beim Verpressen nicht ganz einwandfrei  
 sample not properly grouted

- 1. Alter ... Zeitspanne zwischen Injektionsende und Beginn des Kriechversuches  
 time between end of grouting and start of creep-test (curing period)
- 2. Alter ... Probenalter beim Versagen (Insgesamt)  
 total age of sample at failure
- $\sigma_{1,max.}$  ... Grenzspannung (Bruchspannung)  
 failure stress
- $\epsilon_B$  ... Bruchstauchung zu Beginn des Versagens  
 compressive strain ( $\Delta h/h$ ) at the begin of failure

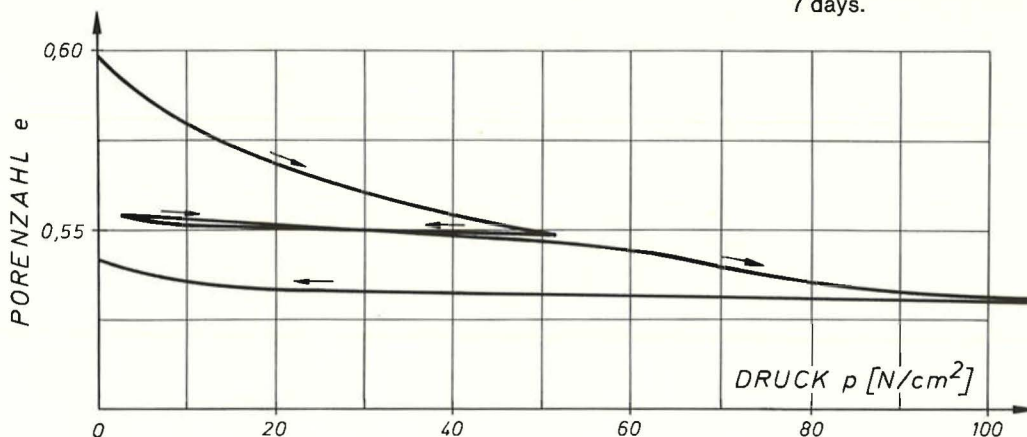
einer Gegenüberstellung der Tabellen 11 und 15 ist zu beachten, daß die nach dem Joosten-Verfahren injizierten Prüfkörper schon sehr bald nach dem Verpreßvorgang der Dauerbelastung ausgesetzt wurden und daß ihr Schlankheitsgrad größer war als bei den Injektionen mit Silacsol oder klassischem Gel. Daraus folgt, daß das Langzeitverhalten der Joosten-Verfestigungen vergleichsweise noch etwas günstiger zu bewerten ist. Aufgrund ihres relativ spröden Verhaltens erreichen Injektionskörper nach dem Joosten-Verfahren bei Dauerbeanspruchung früher die Endfestigkeit als Injektionen mit Silacsol oder klassischem Gel. Die Anzeichen eines beginnenden Bruches sind nicht so ausgeprägt.

### 3.3 Kompressionseigenschaften (Ödometerversuche)

Im Sinne von Extremwertbetrachtungen liefern Druckversuche bei unbehinderter Seitenausdehnung und solche bei verhinderter zweifellos gute Anhaltspunkte über die mögliche Bandbreite des Verhaltens von Injektionskörpern in der Natur. Dementsprechend wurde der Zusammendrückungsmodul (Steifemodul)  $E_s$  für verschiedene Ver-

Abb. 25: Oedometerversuch an der mit Silacsol injizierten Probe S 7/5.  
 Druck-Porenzahl-Diagramm nach 7 Tagen Normal-lagerung.

Fig. 25: Oedometer-test with Silacsol-grouted sample S 7/5;  
 void ratio  $e$  versus stress  $p$ .  
 Curing of sample (airtight) at the beginning of the test, 7 days.



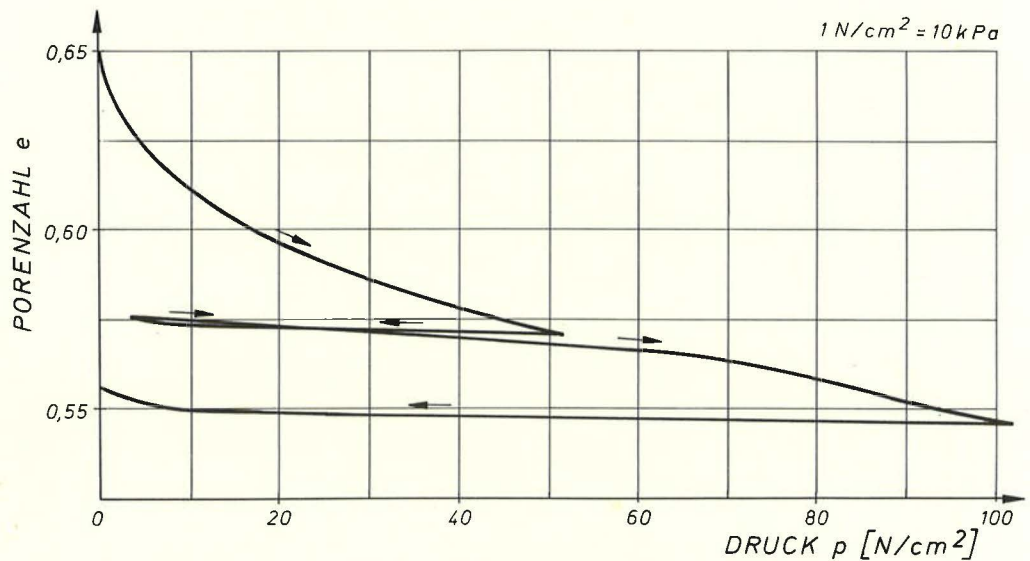


Abb. 26: Oedometerversuch an der mit klassischem Gel injizierten Probe K 2/5. Druck-Porenzahl-Diagramm nach 56 Tagen Normallagerung.

Fig. 26: Oedometer-test with sample K 2/5, grouted with classical gel; void ratio  $e$  versus stress  $p$ . Curing of sample (airtight) at the beginning of the test, 56 days.

**Tabelle 16/Table 16:** Ergebnisse von Ödometerversuchen: Steifemoduln bei verschiedenen Vergleichsspannungen  
Results of oedometer tests: compression index (modulus of compressibility) at different applied stresses

Probe Nr.	Alter zu Versuchsbeginn (Tage)	Vergleichsspannung $\sigma_v$ (N/cm <sup>2</sup> )	Steifemodul $E_s$ (N/cm <sup>2</sup> )
Silacsol			
S 7/5	7	20	1.450
		40	3.190
		60	3.450
		80	5.120
S 10/4	9	20	1.690
		40	2.810
		60	3.290
		80	3.740
klassisches Gel			
K 1/5 (40%)*	11	20	1.580
		40	2.970
		60	4.450
		80	5.140
K 2/5 (60%)*	56	20	1.280
		40	1.960
		60	3.480
		80	4.580

\* Neutralisationsgrad  
degree of neutralisation

1 N/cm<sup>2</sup> = 10 kPa

$\sigma_v$  ... Vergleichsspannung  
applied vertical stress

$E_s$  ... Steifemodul (Zusammendrückungsmodul aus Ödometerversuchen)  
modulus of compressibility



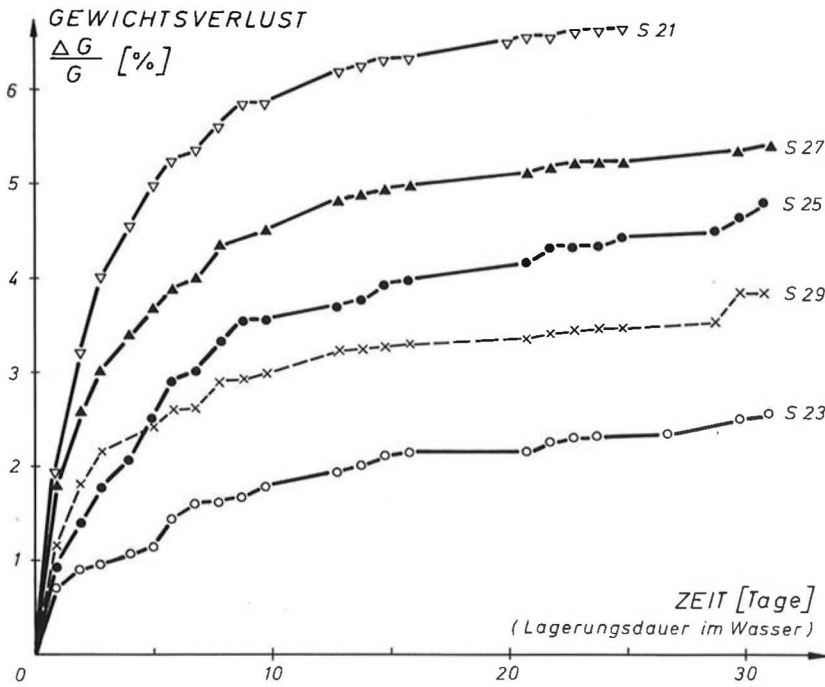


Abb. 27: Gewichtsverlust (bezogen auf das Ausgangsgewicht der Prüfkörper) in Abhängigkeit von der Dauer der Wasserlagerung im Standversuch — vgl. Abb. 42. Täglicher Wasserwechsel Silacsol-injizierte Proben

Fig. 27: Loss of weight (related to the weight of the sample at the test-begin) versus duration of storing the sample in stagnant water—see Fig. 42. Daily exchange of water. Silacsol-grouted samples.

gleichsspannungen als Tangentenmodul ermittelt. Einige repräsentative Ergebnisse sind in den Abb. 25, 26 und Tabelle 16 zusammengefaßt. Daraus ist ersichtlich, daß bei verhinderter Seitenausdehnung die Steifigkeit mit zunehmender Vertikalspannung deutlich ansteigt. Ein nennenswerter Einfluß des Prüfalters konnte bei Silacsol nicht festgestellt werden. Bei den Injektionen mit klassischem Gel wirkte sich der Neutralisationsgrad auf das zeitliche Festigkeits- und Verformungsverhalten aus: ein hoher Neutralisationsgrad (> 50%) erleichtert zwar die Penetrationsfähigkeit, reduziert aber die Langzeit-Qualitätszunahme (vgl. Probe K 2/5 in Tabelle 16).

Probe Nr. sample No.	Verdünnungsgrad (Verhältnis Siliziumlösung : Wasser) degree of dilution (ratio silica-solution : water)	Probenalter zu Versuchsbeginn (d) curing period at the test-begin (d)
S 21	80 : 20	4
S 23*	80 : 20	4
S 25*	70 : 30	4
S 27	70 : 30	3
S 29*	100 : 0	3

\* ..... Nachinjektion  
rejection  
----- nur 500 g CaCl<sub>2</sub>/l Wasser (ansonsten 600 g)  
only 500 g CaCl<sub>2</sub>/l water (usually 600 g)

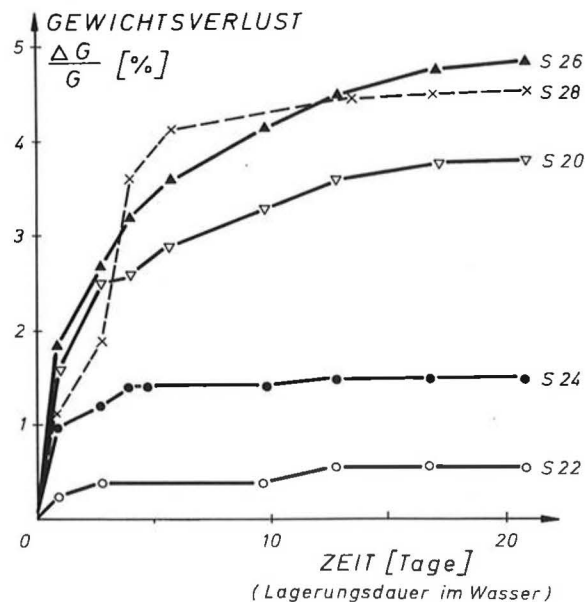


Abb. 28: Gewichtsverlust (bezogen auf das Ausgangsgewicht der Prüfkörper) in Abhängigkeit von der Dauer der Wasserlagerung im Standversuch — vgl. Abb. 42. Kein Wasserwechsel während der Versuchszeit Silacsol-injizierte Proben

Fig. 28: Loss of weight (related to the weight of the sample at the test-begin) versus duration of storing the sample in stagnant water—see Fig. 42. No change of water during the test. Silacsol-grouted samples.

Probe Nr. sample No.	Verdünnungsgrad (Verhältnis Siliziumlösung : Wasser) degree of dilution (ratio silica-solution : water)	Probenalter zu Versuchsbeginn (d) curing period at the test-begin (d)
S 20	80 : 20	4
S 22*	80 : 20	4
S 24*	70 : 30	4
S 26	70 : 30	4
S 28*	100 : 0	3

\* ..... Nachinjektion  
rejection  
----- nur 500 g CaCl<sub>2</sub>/l Wasser (ansonsten 600 g)  
only 500 g CaCl<sub>2</sub>/l water (usually 600 g)



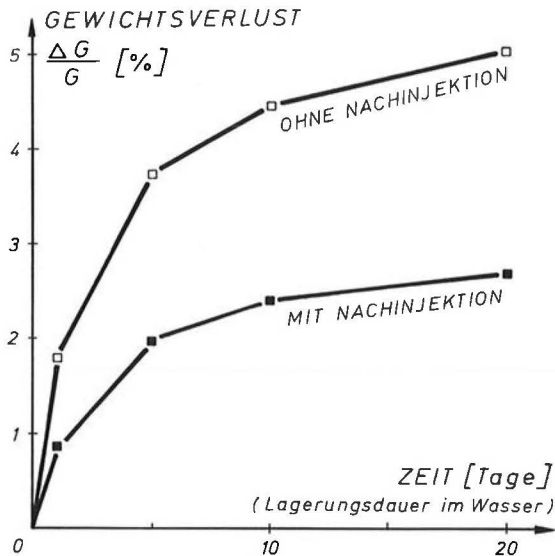


Abb. 29: Gewichtsverluste an Silacsol-injizierten Proben nach den Standversuchen im Wasser: Mittelwerte aus den Abb. 27 und 28.

Fig. 29: Loss of weight of Silacsol-grouted samples after storage-tests in stagnant water; arithmetical mean values from Fig. 27 and Fig. 28.

### 3.4 Gewichtsverlust bei Wasserlagerung

Die Bestimmung des Gewichtsverlustes von Prüfkörpern, welche in Wasser gelagert werden, hat sich im Erdbau bei Untersuchungen von Bodenstabilisierungen bzw. Bodenverfestigungen (mit Kalk, Zement, Chemikalien) schon seit langem bewährt. Er liefert brauchbare Anhaltspunkte über die Wasserstabilität von künstlich behandelten Böden. Dementsprechend wurde dieser einfache, aber dennoch aussagekräftige Versuch auch zur Prüfung von Injektionskörpern herangezogen. Der Schwerpunkt lag hierbei in einem Vergleich der mit Silacsol injizierten Sande und jener nach dem Joosten-Verfahren. Die Versuchsanordnung ist in Kap. 3.6.3 näher beschrieben (Abb. 42). Bei den Gewichtsverlusten handelte es sich um die in das ruhende Wasser abgegebenen Stoffe und um einzelne Bodenkörner, welche vom frei stehenden, ungeschützten Injektionskörper abbröckelten. Die Wägungen erfolgten zu verschiedenen Zeitpunkten, und zwar im Regelfall anlässlich der Probenentnahme für die Wasseranalysen. Die Gewichtsverluste werden nachfolgend in Prozenten des Anfangsgewichtes der Prüfkörper angegeben.

#### 3.4.1 Silacsol

Die wesentlichsten Ergebnisse sind in den Abb. 27, 28, 29 zusammengefaßt. Demnach führte ein täglicher Wasserwechsel zu größeren Gewichtsverlusten der Proben als im nicht ausgetauschten

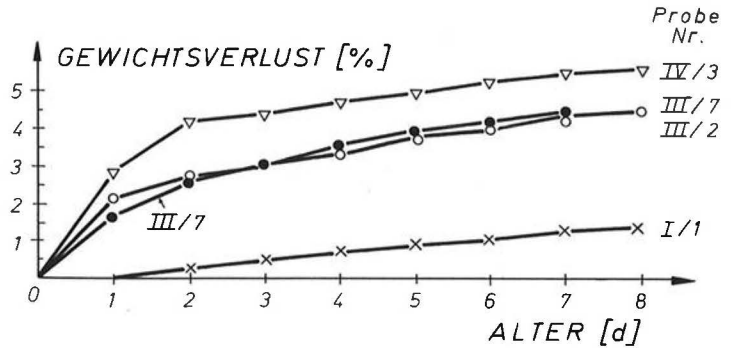


Abb. 30: Gewichtsverlust (bezogen auf das Anfangsgewicht der Prüfkörper) in Abhängigkeit von der Dauer der Wasserlagerung im Standversuch — vgl. Abb. 42. Nach dem Joosten-Verfahren injizierte Proben (Mischungen gemäß Tab. 4); Alter zu Versuchsbeginn 2 Tage bei Probe 1, sonst 1 Tag.

Fig. 30: Loss of weight (related to the weight of the sample at the beginning of the test) versus duration of storing the sample in stagnant water—see Fig. 42. Samples grouted after the Joosten-method (mixtures see Tab. 4); curing at test-begin usually 1 day, 2 days for sample 1.

Wasserbad. In beiden Fällen streben allerdings die Werte einem Grenzwert zu, d. h. der Injektionskörper wird mit der Zeit stabiler.

Eine Nachinjektion mit Calciumchlorid erwies sich als äußerst wirksam. Eine Verdünnung der Beigabe von 600 g  $\text{CaCl}_2$ /l Wasser auf 500 g bewirkte hingegen eine deutliche Verschlechterung der Stabilitätseigenschaften, und zwar trotz erhöhter Dosierung der Siliziumlösung.

#### 3.4.2 Joosten-Verfahren

Um besonders ungünstige Grenzwerte zu erhalten, wurden die Gewichtsverluste an jenen Prüfkörpern bestimmt, bei denen der Sand trocken eingebaut worden war. Einige repräsentative Ergebnisse sind in Abb. 30 zusammengefaßt:

Bei der *Mischung I* ergab sich ein Gewichtsverlust von weniger als 1,5% in einem Zeitraum von 8 Tagen. Diese Probe ergab bei der anschließenden Druckfestigkeitsprüfung einen Wert von  $q_u = 102 \text{ N/cm}^2$ .

*Mischung III* zeigte einen Gewichtsverlust von ca. 4,5% in 7 bzw. 8 Tagen. Die Druckfestigkeit lag bei dieser Probe bei  $q_u = 36 \text{ N/cm}^2$ .

Der größte Gewichtsverlust ergab sich bei *Mischung IV*, nämlich 5,5% in 8 Tagen. Die Festigkeit dieser Probe lag bei  $q_u = 46 \text{ N/cm}^2$ .

Die Standardmischung des Joosten-Verfahrens liefert demnach wesentlich stabilere Injektionskörper als die Verdünnungen. Auch die einaxialen Druckfestigkeiten nach der Wasserlagerung sind bei der Standardmethode höher. Insgesamt dürfte aber we-

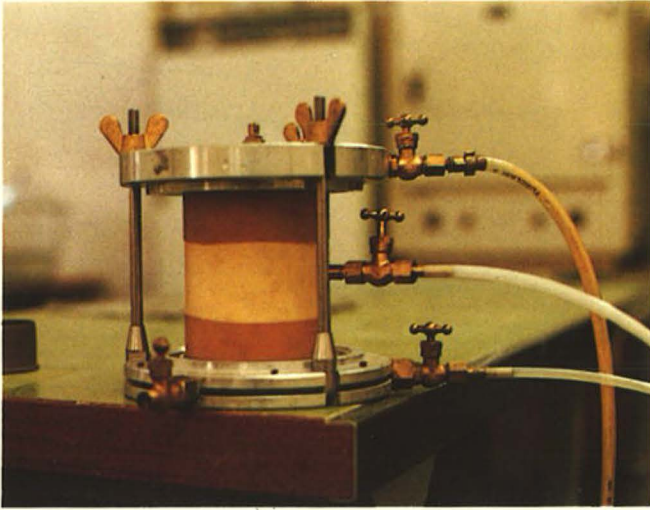


Abb. 31: Versuchsanordnung zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit injizierter Prüfkörper. Die braune Färbung am Prüfzylinder stammt von der Gummimembrane und hat nichts mit einer teilweisen Injektion zu tun.

Fig. 31: Test setup for permeability tests of grouted samples. The brown colour on the test cylinder is a part of the rubber diaphragm and has nothing to do with a partially grouted sample.

niger die Art der Mischung für die Größe des Gewichtsverlustes maßgebend sein, als vielmehr die Gleichmäßigkeit der erzielten Injektion der einzelnen Probekörper und die damit zusammenhängende Festigkeit.

### 3.5 Wasserdurchlässigkeit

#### 3.5.1 Gerät, Versuchsdurchführung

Die Durchlässigkeitsmessungen wurden mit zylindrischen Prüfcellen gemäß Abb. 31 durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist der Prinzipskizze zu entnehmen (Abb. 32):

Durch den Luftdruck  $\sigma_3$ , der stets 1—2 bar über dem Wasserdruck  $\sigma_1$  liegt, wird eine Membrane an die Seitenfläche des Probekörpers gepreßt, um einen Wasserdurchtritt zwischen Probekörper und Membrane zu verhindern. Dadurch wird das Wasser gezwungen, durch den gesamten Probenquerschnitt und über die gesamte Probenhöhe zu fließen.

Der  $k$ -Wert wurde nach folgender Formel ermittelt:

$$k = \frac{Q \cdot h}{100 A \cdot \sigma_1 \cdot \Delta t} \quad (\text{m/s})$$

- $Q$  .... Durchflußmenge (cm<sup>3</sup>)
- $h$  .... Probenhöhe (cm)
- $A$  .... Probenquerschnitt (cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_1$  ... Druck(höhe) (cm-Wassersäule)
- $\Delta t$  ... Durchflußdauer (s)

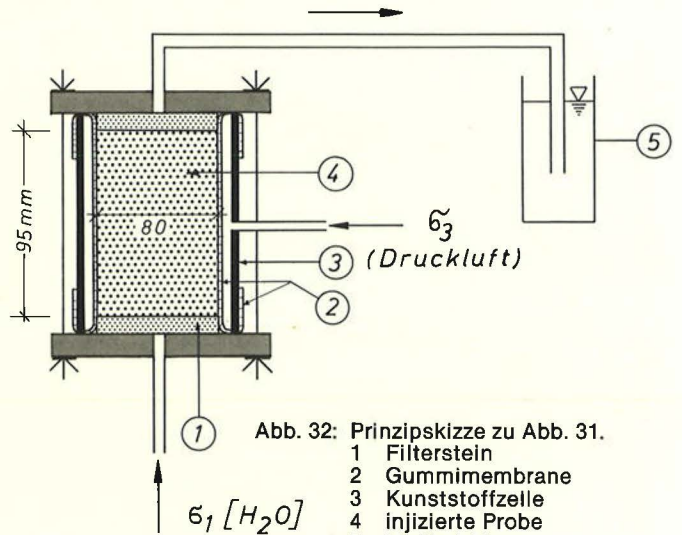


Abb. 32: Prinzipskizze zu Abb. 31.

- 1 Filterstein
- 2 Gummimembrane
- 3 Kunststoffzelle
- 4 injizierte Probe
- 5 Meßbehälter

Fig. 32: Schematical scetch to Fig. 31.

- 1 porous stone disc (filter)
- 2 rubber diaphragm
- 3 plastic cell
- 4 grouted sample
- 5 measuring cylinder

Der Durchlässigkeitsbeiwert des unbehandelten Sandes variierte je nach Lagerungsdichte zwischen ca.  $k = 5 \cdot 10^{-4}$  und  $10^{-5}$  m/s. Zwischen dem Porenvolumen  $n$  und dem Logarithmus des  $k$ -Wertes bestand ein weitgehend linearer, umgekehrt proportionaler Zusammenhang.

#### 3.5.2 Silacsol

Die Durchlässigkeitsbeiwerte liegen in einem Bereich von  $k = 2,4 \cdot 10^{-8}$  bis  $1,8 \cdot 10^{-10}$  m/s. Dabei zeigte sich bei den Proben S 1/1 und S 4/1, daß die Nachinjektionen einen günstigen Einfluß auf die Durchlässigkeit haben (siehe Abb. 33). Aber auch ohne Nachinjektion (S 7/1, S 8/1) ergeben sich Durchlässigkeitsbeiwerte, die als sehr niedrig bezeichnet werden können. Im Gegensatz zu den vorhin erwähnten Proben wurde bei der Probe S 5/1 der feiner Erdbergsand verwendet. Die Durchlässigkeit ist hier um etwa  $1,5 \cdot 10^1$  größer. Die Versuche wurden meist mit einem Wasserdruck von  $\sigma_1 = 1,0$ — $2,0$  bar durchgeführt.

Wie aus Abb. 33 hervorgeht, ergaben sich je nach Wasserdruck (0,6 bis 2,0 bar) und Versuchsdauer (zwischen 1 und 15 Tagen variierend) etwas unterschiedliche  $k$ -Werte. Im allgemeinen nahm die Durchlässigkeit bei den mit Silacsol injizierten Proben auch bei sehr hohem hydraulischem Gefälle ( $i = 50$ — $130$ ) mit Fortdauer des Durchlässigkeitsversuches ab.

Ein vorübergehender Anstieg des  $k$ -Wertes war nur fallweise bei einer deutlichen Erhöhung des hydraulischen Gefälles feststellbar, jedoch nur innerhalb der ersten Tage nach der Probenherstellung (Abb. 34). Die rasche Selbstdichtung ist auf die all-



PROBE Nr.

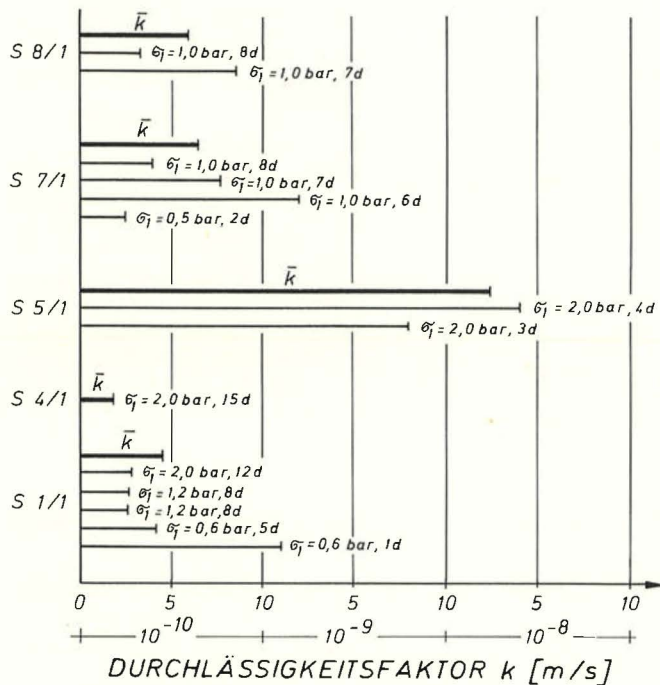


Abb. 33: Wasserdurchlässigkeit von Silacsol-injizierten Proben (Normensand; nur Probe S 5/1 aus Erdbergsand — siehe Abb. 1).  
 $k$ -Werte in Abhängigkeit vom Durchströmungsdruck  $\sigma_j$  und der Dauer der Durchströmung (in Tagen).  
 $\bar{K}$  ... arithmetische Mittel der Einzelwerte je Probe.

Fig. 33: Permeability of Silacsol-grouted samples (standard sand N; only sample S 5/1 of "Erdberg-Sand" E—see Fig. 1).  
 Coefficient of permeability,  $k$ , depending on seepage pressure  $\sigma_j$  and duration of percolation (days).  
 $\bar{K}$  ... arithmetical mean values of test results of each sample.

mähliche Verkleinerung der Porenräume infolge der fortschreitenden Kristallbildungen des Silacsol zurückzuführen. Dementsprechend ist bei älteren Proben, bei denen die kristalline Struktur bereits einen größeren Anteil der Porenräume ausfüllt, keine nennenswerte Durchlässigkeitssteigerung zu erwarten, selbst wenn das hydraulische Gefälle um ein Vielfaches ansteigt.

Bei konstantem hydraulischem Gefälle sinkt der  $k$ -Wert innerhalb der ersten ein bis zwei Monate nach der Injektion annähernd überlinear-logarithmisch mit der Zeit (z. B. Abb. 34). Ein ähnliches Verhalten ist auch von zementverfestigten Böden im Erdbau bekannt.

### 3.5.3 Klassisches Gel

Die Durchlässigkeitsbeiwerte liegen um ein bis zwei Zehnerpotenzen höher als bei Silacsol (Abb. 35). Obwohl der Wasserdruck, mit dem die Versuche durchgeführt wurden, meist geringer war als bei Silacsol ( $\sigma_1 = 0,5$  bar), wurde vereinzelt doch ein beträchtlicher Teil des Injektionsmittels ausgepreßt.

Bei den mit klassischem Gel injizierten Proben konnte keine Tendenz zur Abnahme der Durchlässigkeit mit der Zeit festgestellt werden.

### 3.5.4 Joosten-Verfahren

Die Versuchsreihen, welche mit trocken eingebautem Sand durchgeführt wurden, lieferten Durchlässigkeitsbeiwerte von

$$k = 1,4 \text{ bis } 3,3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Dabei handelt es sich somit um obere Grenzwerte. Ein lagenweises Verdichten (bzw. Einrütteln) des feuchten Sandes vor der Injektion bewirkte ein Absinken der Durchlässigkeit um ein bis zwei Zehnerpotenzen. Dafür ist nicht nur das höhere Raumgewicht, sondern auch die bessere Injizierbarkeit maßgebend; beide Faktoren bewirken letztlich eine Verkleinerung des freien Porenvolumens.

### 3.6 Wasseranalysen

Es wurden drei Arten von Versuchen durchgeführt, um Wasser, das mit den injizierten Probekörpern in Kontakt kam, für chemische Analysen zu gewinnen:

- Durchpressen des Wassers durch den Probekörper (Durchlässigkeitsprüfung)
- Umströmung („Grundwasserumströmung“)
- Standversuch (ruhendes Grundwasser)

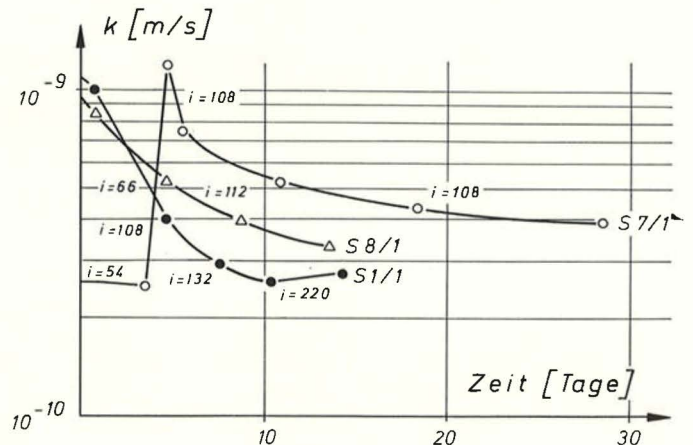


Abb. 34: Wasserdurchlässigkeit Silacsol-injizierter Proben. Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  als Funktion der Zeit; hydraulisches Gefälle  $i$  als Parameter.  
 Alter der Proben bis zu Versuchsbeginn (Normallagerung):  
 S 1/1 1,2 Tage  
 S 7/1 2,2 Tage  
 S 8/1 7 Tage

Fig. 34: Permeability of Silacsol-grouted samples. Coefficient of permeability,  $k$ , versus time; hydraulic gradient  $i$  as parameter.  
 Curing period of samples at test-begin (standard curing, i. e. airtight):  
 S 1/1 1,2 days  
 S 7/1 2,2 days  
 S 8/1 7 days

PROBE Nr.

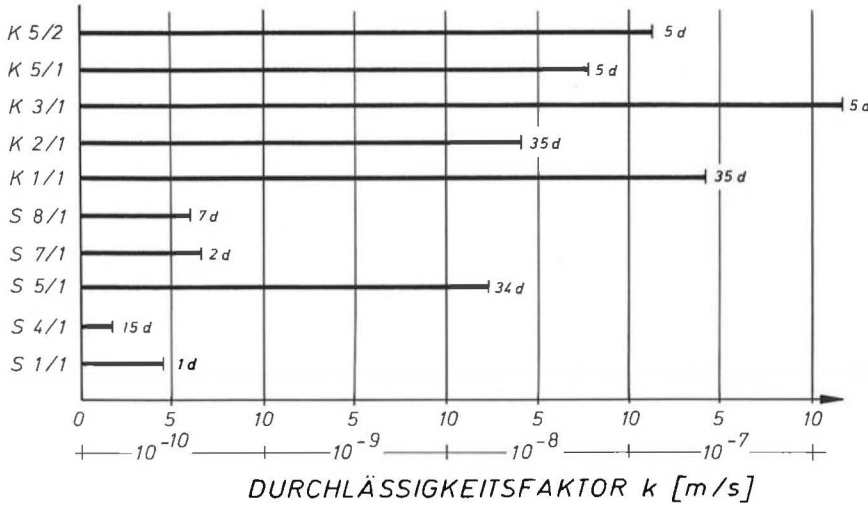


Abb. 35: Mittlere Durchlässigkeitsbeiwerte  $\bar{k}$  für vergleichbare Proben mit Silacsol (S 1/1 bis S 8/1) und klassischem Gel (K 1/1 bis K 5/2). Probenalter zu Versuchsbeginn in Tagen (d)  
 Probe S 5/1 aus Erdbergsand, ansonsten Normsand

Fig. 35: Statistical mean values  $\bar{k}$  of the permeability coefficient for comparable samples with Silacsol (S 1/1 to S 8/1) and classical gel (K 1/1 to K 5/2). Curing period at the beginning of the test in days (d)  
 Sample S 5/1: Erdbergsand E; the other samples: standard sand N

**Tabelle 17/Table 17:** Wasseranalysen nach „Grundwasser“-Durchströmung: Prüfkörper mit Silacsol injiziert  
 Water analyses after tests with groundwater percolating through samples: samples grouted with Silacsol

Probe Nr.	Alter bei Versuchsbeginn (Tage)	Dauer des Einzelversuchs (h)	hydraulisches Gefälle $i$ (1)	Menge des durchgepreßten Wassers (ml)	Durchfluß pro Stunde (ml/h)	Gehalt an chemischen Stoffen		
						Cl <sup>-</sup> (mg/h)	SiO <sub>2</sub> (mg/h)	Na <sub>2</sub> O (mg/h)
S 8/1	7	18	112	31	1,75	4,19	—	—
		329	112	381,5	0,69	1,65	—	—
S 14/1	31	66	49	17,2	0,27	0,21	3,22	1,85
S 16/4	32	16	105	17,5	1,03	4,97	32,7	18,8
		24,5	205	26,7	1,09	5,26	34,6	19,9

chemische Stoffe:  $\frac{\text{Menge}}{\text{Stunde Versuchsdauer}}$  (mg/h)

chemical substances:  $\frac{\text{quantity}}{\text{duration of test}}$  (mg/h)

**Tabelle 18/Table 18:** Wasseranalysen nach „Grundwasser“-Durchströmung: Prüfkörper injiziert mit klassischem Gel  
 Water analyses after tests with groundwater percolating through samples: samples grouted with classical gel

Probe Nr.	Alter bei Versuchsbeginn (Tage)	Dauer des Einzelversuchs (h)	hydraulisches Gefälle $i$ (1)	Menge des durchgepreßten Wassers (ml)	Durchfluß pro Stunde (ml/h)	Gehalt an chemischen Stoffen		
						DOC (mg/h)	SiO <sub>2</sub> (mg/h)	Na <sub>2</sub> O (mg/h)
K 1/1	5	2,4	109	2074	858	1476	—	—
K 2/1	5	3,2	110	260	82	584,6	—	—
K 3/1	5	0,3	50	604	2013	3149	249,6	3469
		0,6	50	1207	1207	1887	149,6	2079
K 7/4	31	0,3	53	42	126	3654	13,9*	2390
		1,1	53	141	130	3774	14,3*	2468
		2,25	53	283	126	3648	13,8*	2385
		3,33	53	360	108	3132	11,9*	2048

\* Werte nicht repräsentativ (zu klein, ev. Analysenfehler?)



Abb. 36: Versuchsanordnung für die „Grundwasser“-Umströmung von injizierten Prüfkörpern.

- 1 Zulauf (frisches Wasser)
- 2 Überlauf für konstante Wasserspiegelhöhe
- 3 Filterrohr
- 4 injizierter Prüfkörper
- 5 Filterstein
- 6 Saugrohr
- 7 Saugpumpe
- 8 Meßbehälter
- 9 Normsand N (Abb. 1)

Fig. 36: Test setup for a tranquil "ground-water"-flow around grouted specimen.

- 1 inlet
- 2 overflow for constant head
- 3 piezometer
- 4 grouted sample
- 5 porous stone disc (filter)
- 6 suction pipe
- 7 suction pump
- 8 measuring cylinder
- 9 standard sand N (see Fig. 1)

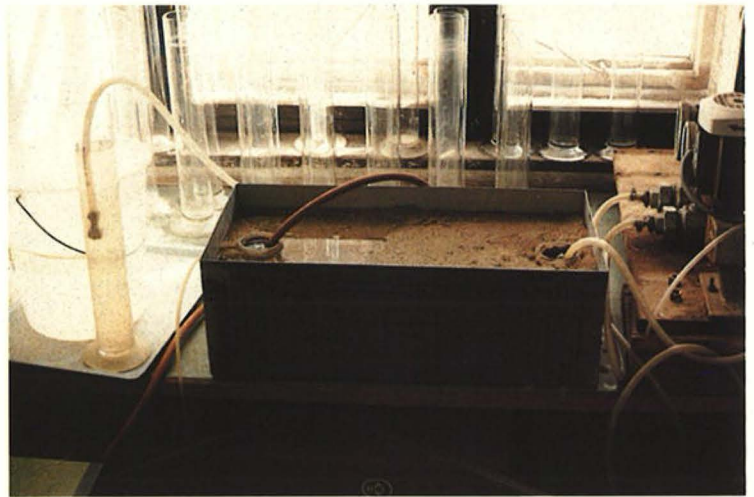
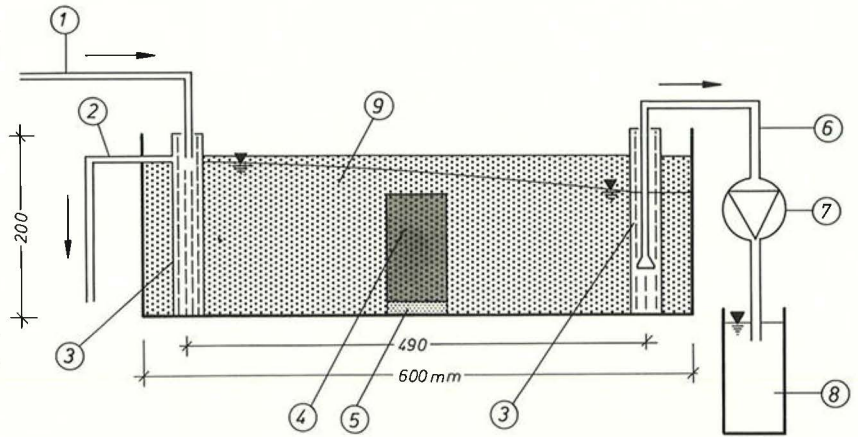


Abb. 37: Foto zu Abb. 36.

Fig. 37: Photographical overview to Fig. 36.

Bei den Wasseranalysen wurde der Gehalt an Chloriden, Calcium, Silicium (gelöste Kieselsäure), Natrium und gelösten organischen Kohlenstoffen (DOC) ermittelt. Weitere Hinweise lieferte der Abdampfrückstand als Summenparameter aller gelösten Stoffe. Ergänzend dazu wurde stichprobenartig der pH-Wert bestimmt, da er Anhaltspunkte über die Löslichkeit, Dissoziation, Reaktivität und Stabilität diverser Substanzen gibt. Die Wassertemperatur, welche für die Löslichkeit chemischer Substanzen und den zeitlichen Ablauf der chemischen Reaktionen maßgebend ist, betrug in der Regel  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  (fallweise bis  $+22\text{ }^{\circ}\text{C}$ ). Die Laborbedingungen waren daher wesentlich ungünstiger als die Baustellenverhältnisse.

### 3.6.1 „Grundwasser“-Durchströmung

Nach der Durchlässigkeitsprüfung (Versuchsdurchführung und Gerät siehe Kapitel 3.5.1) wurde das mit einem hydraulischen Gefälle von  $i = 49\text{--}122$  durch den Prüfkörper gepresste Wasser auf seine chemische Zusammensetzung untersucht. Bei dieser Versuchsart ist als maßgebende Größe jene Menge an Schadstoffen anzusehen, die

pro Zeiteinheit ausgepreßt wird, und nicht die Konzentration. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 17 und 18 zusammengestellt.

Die nach den Durchlässigkeitsversuchen bei den Wasseranalysen ermittelten Mengen an chemischen Stoffen stellen sicherlich Extremwerte dar, da in der Natur kein so hohes hydraulisches Gefälle auftritt wie im Laboratorium (Natur: etwa  $i < 10$ ). Das Volumen der Probekörper war bei Silacsol und klassischem Gel jeweils annähernd gleich groß ( $480\text{ cm}^3$ ), so daß die Versuchsergebnisse direkt vergleichbar sind.

Die Menge des pro Stunde ausgelaugten  $\text{SiO}_2$  ist beim klassischen Gel ca. 5–80mal größer als bei Silacsol, jene des  $\text{Na}_2\text{O}$  ca. 170–1100mal größer. Das starke Ansteigen des Natriumgehaltes bei Silikatgel-Injektionen kurz nach Versuchsbeginn ist als Folge der Bildung von Natronlauge bei der chemischen Reaktion bzw. nicht ausreagierten Wasserglases (oder Reaktivs) zu erklären. Die Konzentrationen sind für Durcisseur und Ethylacetat im allgemeinen etwa doppelt so hoch wie beim Natriumaluminat [13].

Beim klassischen Gel sind vor allem die Werte für den gelösten organischen Kohlenstoff (DOC), insbesondere im Hinblick auf die Trink- und Brauch-



**Tabelle 19/Table 19:** Wasseranalysen nach „Grundwasser“-Umströmung: Prüfkörper injiziert mit Silacsol  
 Water analyses after tests in “groundwater” flow (mainly around the samples): samples grouted with Silacsol

Probe Nr.	Alter* (d)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)	DOC (mg/l)	Ca <sup>++</sup> (mg/l)	SiO <sub>2</sub> (mg/l)	Na <sub>2</sub> O (mg/l)
S 11/2-1	4 (1)	25,7			276	159
S 11/2-2	5 (2)	29,1			270	216
S 11/2-3	6 (3)	4,2	1,0	24,66	50	25
S 11/2-4	7 (4)	4,2	6,0	17,74	60	37
S 11/2-5	10 (7)	3,9	7,0	19,87	82	54
S 11/2-6	11 (8)	3,2	1,0	23,47	44	22
S 11/2-7	12 (9)	3,1	1,0	27,77	34	17
S 11/2-8	13 (10)	3,0	—	30,55	28	15
S 11/2-9	14 (11)	2,7	0,5	38,55	29	16

\* Probenalter insgesamt; in Klammer: anteilige Lagerungsdauer in Wasser  
 total age of samples; in brackets: proportional duration of storage in water

wasserqualität, von Bedeutung. Aufgrund des chemischen Aufbaues der beiden Injektionsmischungen können bei Silacsol keine gelösten organischen Kohlenstoffe auftreten und beim klassischen Gel keine Chloridionen.

### 3.6.2 „Grundwasser“-Umströmung

Gemäß Abb. 36, 37 wurde ein Versuchsaufbau konzipiert, der die Ausspülung von Injektionsgut eines im Grundwasser gelegenen Injektionskörpers simulieren sollte. Die injizierte Probe befand sich in der Mitte des Behälters und war in Normensand eingebettet. Die Lagerungsdichte des Sandes wurde dabei derart gewählt, daß sich ein Durchlässigkeitsbeiwert von ca.  $k = 3 \cdot 10^{-4}$  m/s ergab. Vor dem Einbau in den Versuchsbehälter waren die Prüfkörper normal gelagert worden (d. h. in einem Plexiglasbehälter unter Luftabschluß).

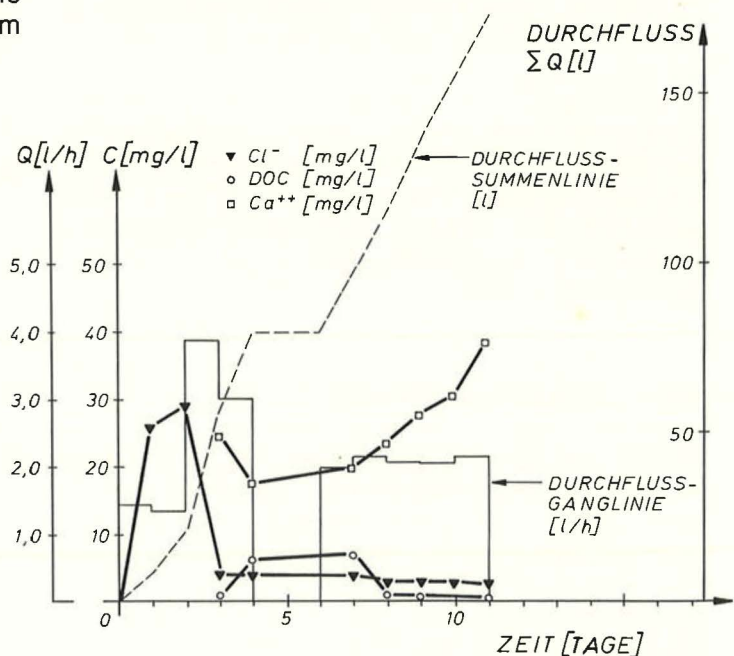
### Silacsol:

Die Ergebnisse der Wasseranalysen repräsentativer Stichproben sind in Tabelle 19 und in den Abb. 38, 39 zusammengestellt. Demnach stieg der Chloridgehalt anfangs auf ca. 30 mg/l, fiel aber dann rasch auf eine Konzentration unter 5 mg/l (entsprechend der natürlichen Cl<sup>-</sup>-Konzentration im Frischwasser). Die Chlorid-Konzentration lag bei diesem Versuch deutlich unter den zulässigen Grenzwerten für betonaggressive Wässer (< 1500 mg/l lt. ÖNORM B 3305) und des Trinkwassers (< 200 mg/l lt. ÖNORM M 6250).

Die Werte für Calcium zeigten eine mit Versuchsdauer steigende Tendenz, lagen aber auch hier innerhalb der zulässigen Grenze.

Abb. 38: Ergebnisse des „Grundwasser“-Umströmungsversuches mit der Silacsol-injizierten Probe S 11/2 (4 Tage Normallagerung vor Versuchsbeginn).  
 Durchfluß Q durch den Behälter und Wasseranalyse  
 C (mg/l) ... Konzentration der gelösten Chemikalien  
 DOC ..... Gehalt an organischen Kohlenstoffen

Fig. 38: Results of the “groundwater”-flow test with Silacsol-grouted sample S 11/2, (4 days airtight curing before test-begin).  
 Discharge through tank and water analysis.  
 C (mg/l) ... concentration of dissolved chemicals  
 DOC ..... content of organic carbon  
 Q ..... discharge (hydrograph and summation diagram)



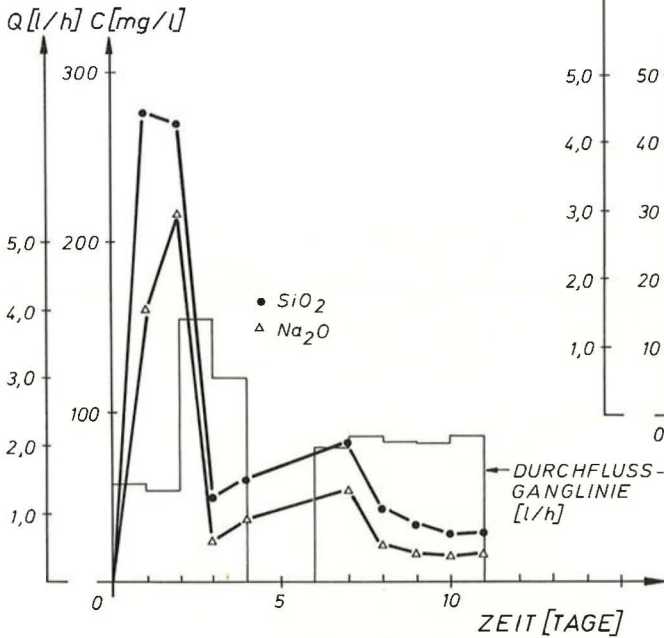


Abb. 39: Zu Abb. 38 — Gehalt an  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  im Wasser (nach der Umströmung der injizierten Probe).

Fig. 39: To Fig. 38 — Concentration  $C$  (mg/l) of  $\text{SiO}_2$  and  $\text{Na}_2\text{O}$  in the "groundwater" (after "groundwater"-flow around grouted sample).

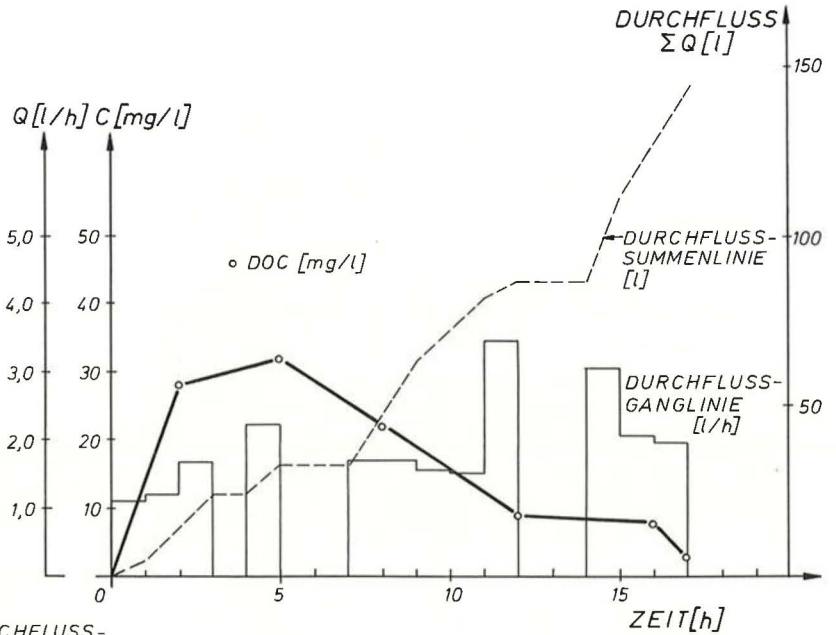


Abb. 40: Ergebnisse des „Grundwasser“-Umströmungsversuches an der mit klassischem Gel injizierten Probe K 3/2 (5 Tage Normallagerung vor Versuchsbeginn). Durchfluß  $Q$  durch den Behälter und Wasseranalyse.  $C$  (mg/l) ... Konzentration der gelösten Chemikalien DOC ... .. Gehalt an organischen Kohlenstoffen

Fig. 40: Results of the "groundwater"-flow test with sample K 3/2 grouted with classical gel (5 days airtight curing before test-begin). Discharge through tank and water analysis.  $C$  (mg/l) ... concentration of dissolved chemicals DOC ... .. content of organic carbon

**Tabelle 20/Table 20:** Wasseranalysen nach „Grundwasser“-Umströmung: Prüfkörper injiziert mit klassischem Gel  
Water analyses after tests in "groundwater" flow (mainly around the samples): samples grouted with classical gel

Probe Nr.	Alter* (d)	$\text{Cl}^-$ (mg/l)	DOC (mg/l)	$\text{Ca}^{++}$ (mg/l)	$\text{SiO}_2$ (mg/l)	$\text{Na}_2\text{O}$ (mg/l)
K 3/2-1	6 (1)	7,5	28	50	26	46
K 3/2-2	9 (4)	5,1	32	32	53	81
K 3/2-3	12 (7)	2,8	22	20	80	74
K 3/2-4	16 (11)	3,4	9	25	28	21
K 3/2-5	20 (15)	3,3	8	35	45	23
K 3/2-6	21 (16)	3,3	3	41	47	21

\* siehe Tab. 19  
see Tab. 19

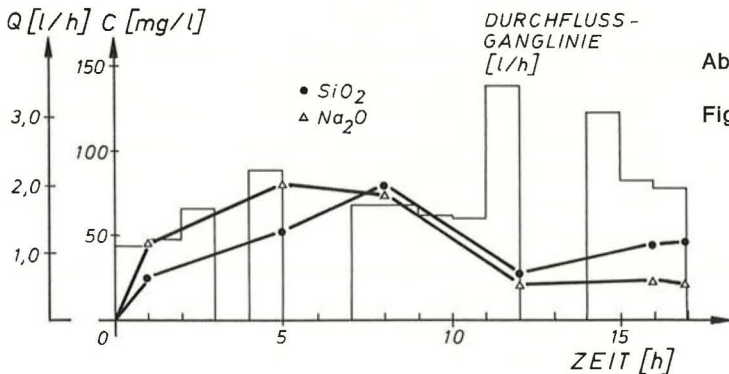


Abb. 41: Zu Abb. 40 — Gehalt an  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  im Wasser (nach der Umströmung der injizierten Probe).

Fig. 41: To Fig. 40 — Content of  $\text{SiO}_2$  and  $\text{Na}_2\text{O}$  in the water (after "groundwater"-flow test).



Die Werte für den *gelösten organischen Kohlenstoff* (DOC) rühren von der versuchsbedingten Zugabe von Phenolphthalin (Färbungsmittel) her. Die Analyseergebnisse für *Silizium* und *Natrium* (gemessen als  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$ ) sind ebenfalls in Tabelle 19 und Abb. 39 eingetragen. Dabei zeigt sich, daß diese beiden Komponenten von Wasserglas am Beginn relativ stark in Lösung gingen, um dann rasch auf Werte unter 90 mg/l ( $\text{SiO}_2$ ) und 50 mg/l ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) abzusinken. Die im allgemeinen als zulässig erachteten Grenzwerte für  $\text{SiO}_2 \leq 40$  mg/l und  $\text{Na}_2\text{O} \leq 50$  mg/l wurden besonders in den ersten zwei Tagen des Versuches überschritten. Für die Beton- bzw. Stahlaggressivität sind die Werte für Calcium, Silizium und Natrium ohne Bedeutung.

**Klassisches Gel:**

Die Ergebnisse der Wasseranalysen repräsentativer Stichproben sind in Tabelle 20 und den Abb. 40, 41 zusammengefaßt. Demnach stieg der gelöste organische Kohlenstoff (DOC) in den ersten fünf Tagen des Versuches bis auf 32 mg/l, sank jedoch nachfolgend auf Werte unter 10 mg/l ab. Der Richtwert von max. 2 mg/l (gemäß ÖNORM M6250) wurde somit während der gesamten Versuchsdauer überschritten; allerdings handelt es sich hierbei nicht um einen verbindlichen „zulässigen“ Grenzwert, sondern um eine für Trinkwasser empfohlene Größenordnung.

Die Rücklösung von  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  erreichte nach 5 bzw. 8 Tagen ihren Höhepunkt (bei S 11/2 nach 2 Tagen). Obwohl die höchste Konzentration hier niedriger war ( $< 100$  mg/l) als bei den Injektionen mit Silacsol, wurde der für Trinkwasser empfohlene Richtwert von  $\text{SiO}_2 \leq 40$  mg/l meist überschritten (Abb. 41).

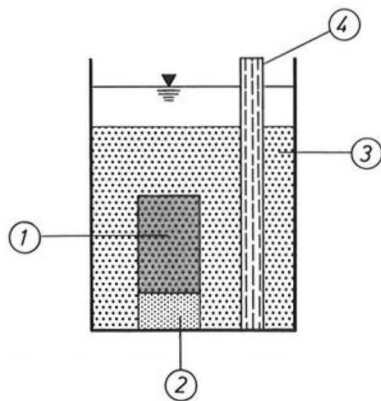


Abb. 42: Prinzipskizze des „Standversuches“.  
 1 injizierter Prüfkörper  
 2 Filterstein  
 3 Sand (Regelfall; teilweise auch nur Wasser)  
 4 Standrohr (geschlitzt)

Fig. 42: Principle scetch of “test with stagnant water” (storage of sample in stagnant water).  
 1 grouted sample  
 2 porous stone disc (filter)  
 3 sand (standard case; sometimes only water)  
 4 piezometer

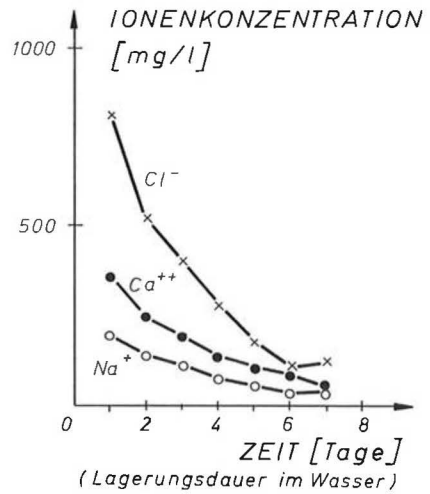


Abb. 43: Zeitliche Abnahme der Konzentration der gelösten Ionen im „Grundwasser“ beim Standversuch (Wasserwechsel nach jeweils 24 Stunden). Injektionsmischung Joosten-I (d. i. Standard-Verfahren, siehe Tab. 4), Probe 1; Probenalter zu Versuchsbeginn 1 Tag.

Fig. 43: Time dependent decrease of the concentration of dissolved ions in the “groundwater” during test with stagnant water (daily exchange of water). Injection mixture Joosten-I (i. e. standard-method, see Tab. 4), sample 1. Curing of sample at the test-begin: 1 day.

Die Werte für  $\text{Na}_2\text{O}$  zeigen einen annähernd parallelen Verlauf zu  $\text{SiO}_2$  und lagen in den ersten 8 Tagen über dem Grenzwert von ca. 70 mg/l (vom Gesundheitsamt für Trinkwasser empfohlen). Danach war ein Absinken unter diesen Richtwert zu beobachten.

Für die Beton- und Stahlaggressivität sind die ausgespülten Chemikalien ohne Bedeutung.

**Joosten-Verfahren:**

Wegen Materialknappheit konnten hier nur sehr beschränkte Untersuchungen durchgeführt werden. Die Durchflußmenge betrug konstant  $q = 2$  l/h, das Alter der (normalgelagerten) Proben beim Einbau 3 Tage. Während der gesamten Versuchsdauer von jeweils 4 Tagen wurden folgende Konzentrationen im Wasser nicht überschritten:

$$28 \text{ mg/l } \text{Ca}^{++}, 3 \text{ mg/l } \text{Na}^+, 20 \text{ mg/l } \text{Cl}^-$$

**3.6.3 Standversuche (ruhendes Wasser)**

Bei den Standversuchen wurden die Prüfkörper entweder ausschließlich in ruhendem Wasser oder in wassergesättigtem Sand gelagert — siehe Abb. 42. Das Filterrohr diente zur ungestörten Entnahme von Wasserproben. Die Oberfläche der Böden war grundsätzlich von Wasser überflutet, welches eine Temperatur von  $+20^\circ\text{C}$  bis  $+22^\circ\text{C}$  aufwies. Vor dem Wasserbad wurden die Proben einer „Normallagerung“ (unter Luftabschluß) unterworfen, welche zwischen 7 und 177 Tagen dauerte.

Diese Standversuche liefern obere Grenzwerte für die Konzentration von ausgelaugten Chemikalien im stehenden Grundwasser, bei dem keinerlei Verdünnung infolge einer Strömung auftritt.

*Silacsol, klassisches Gel:*

Die Ergebnisse sind in den Tabellen 21 und 22 zusammengefaßt. Als Kriterium für die Beurteilung des Verdünnungsgrades der chemischen Stoffe im Wasserbehälter wurde das Gewichtsverhältnis von Probekörper zu umgebenden Wasser herangezogen. Bei einem entsprechend kleinen Wert wäre die Konzentration der ausgelaugten Chemikalien nicht mehr meßbar.

Im Regelfall stellen die in den Tabellen 21 und 22 angeführten Mengen an chemischen Stoffen Summenwerte über die Dauer des Standversuches dar. Bei den Proben S 14/4, K 6/3 und K 7/3 wurde hingegen das Wasser in Behälter nach dem dritten Versuchstag täglich ausgewechselt; die chemischen

Analysen ergaben daher zwangsläufig immer kleiner werdende Mengen.

Eine absolute Bewertung der registrierten Mengen an ausgelaugten Chemikalien kann nur in Verbindung mit entsprechenden Eichwerten bei genormter Versuchsdurchführung und mit Baustellenbeobachtungen erfolgen. Diese Arbeiten sind noch nicht abgeschlossen, weshalb zunächst nur eine relative Beurteilung erfolgt. Demnach sind die Mengen an SiO<sub>2</sub> und Na<sub>2</sub>O, welche beim klassischen Gel frei werden, deutlich geringer als bei Silacsol. Direkte Vergleiche können in den Tabellen 17 und 18 zwischen folgenden Proben gezogen werden: S 14/2 — K 6/4 und S 14/4 — K 6/3.

*Joosten-Verfahren:*

Die Standversuche wurden sinngemäß wie bei den mit Silacsol oder klassischem Gel injizierten Prüfkörpern durchgeführt, und zwar ausschließlich im Wasserbad. Das Verhältnis Probengewicht zum Ge-

**Tabelle 21/Table 21:** Wasseranalysen nach Standversuch: Prüfkörper mit Silacsol injiziert  
Water analyses after tests in stagnant water: samples grouted with Silacsol, and—after curing—stored in stagnant water

Probe Nr.	Alter* (Tage)	Art der Lagerung beim Standversuch	$\frac{G_{PR}}{G_W}$	Wasserwechsel	Gehalt an chemischen Stoffen			Dauer des Standversuches (Tage)
					Cl <sup>-</sup> (mg/l)	SiO <sub>2</sub> (mg/l)	Na <sub>2</sub> O (mg/l)	
S 7/3	2	Wasser	0,11	—	362	600	992	5
			0,11	—	464	1.380	1.448	20
			0,12	—	465	1.710	1.655	40
			0,13	—	471	2.948	1.980	57
S 8/3	7	Wasser	0,11	—	548	1.030	1.262	14
			0,11	—	561	1.300	1.512	30
			0,12	—	562	1.870	1.716	52
S 8/4	7	Wasser und Sand	0,18	—	396	44	326	15
			0,19	—	1.617	784	2.143	30
			0,21	—	1.606	1.810	2.280	52
			0,22	—	1.675	1.960	2.500	170
S 14/2	30	Wasser und Sand	0,48	—	423	1.600	1.302	3
			0,50	—	445	1.680	1.414	4
			0,52	—	528	2.500	1.690	5
S 14/4	30	Wasser und Sand	0,47	+	1.483	920	1.829	3
			0,47	+	418	460	643	4
			0,47	+	261	322	421	5

\* Lagerungszeit von der Herstellung der Injektionskörper bis zum Beginn des Standversuches („Normallagerung“ unter Luftabschluß)

Time between the production of the sample and the start of the test with stagnant water (“standard curing”, airtight)

$$\frac{G_{PR}}{G_W} = \frac{\text{Gewicht des Probekörpers}}{\text{Gewicht des umgebenden Wassers}}$$

$$\frac{G_{PR}}{G_W} = \frac{\text{weight of sample}}{\text{weight of surrounding water}}$$

+ ... Wasser täglich ausgewechselt  
daily exchange of water

— ... Wasser nicht ausgewechselt  
no water exchange

**Tabelle 22/Table 22:** Wasseranalysen nach Standversuch: Prüfkörper mit klassischem Gel injiziert  
 Water analyses after tests in stagnant water: samples grouted with classical gel,  
 and—after curing—stored in stagnant water

Probe Nr.	Alter* (Tage)	Art der Lagerung beim Standversuch	$\frac{G_{Pr}}{G_W}$	Wasserwechsel	Gehalt an chemischen Stoffen			Dauer des Standversuches (Tage)
					DOC (mg/l)	SiO <sub>2</sub> (mg/l)	Na <sub>2</sub> O (mg/l)	
K 6/3	28	Wasser und Sand	0,46	+	805	204	587	3
			0,46	+	350	160	371	4
			0,46	+	230	120	220	5
K 6/4	28	Wasser und Sand	0,39	—	710	18	368	3
			0,42	—	995	22	562	4
			0,42	—	1.010	22	595	5
K 7/3	12	Wasser	0,28	+	220	86	182	2
			0,28	+	70	78	98	8
			0,28	+	52	82	92	14

Symbole und Kommentare: siehe Tab. 21  
 symbols and explanatory notes: see Tab. 21

wicht des Wassers im Behälter betrug einheitlich  $G_{Pr} : G_W = 0,28$ . Nach jeweils 24 Stunden wurde eine Wasserprobe entnommen und anschließend das gesamte Wasser gewechselt. Der zeitliche Verlauf der Konzentrationen an gelösten Chemikalien ist den Abb. 43 bis 45 zu entnehmen.

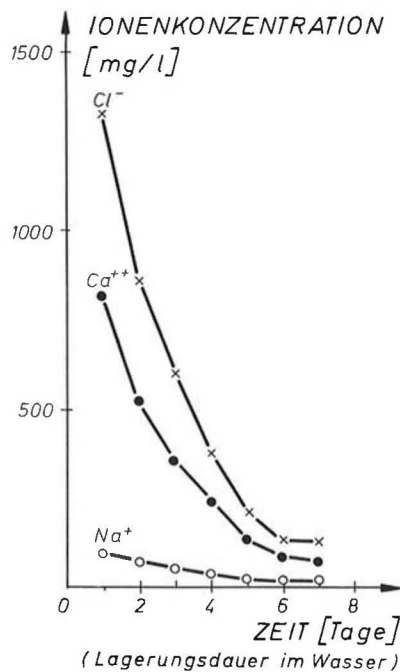


Abb. 44: Zeitliche Abnahme der Konzentration der gelösten Ionen im „Grundwasser“ beim Standversuch (Wasserwechsel nach jeweils 24 Stunden). Injektionsmischung Joosten-III (siehe Tab. 4), Probe 2; Probenalter zu Versuchsbeginn 1 Tag.

Fig. 44: Time dependent decrease of the concentration of dissolved ions in the “groundwater” during test with stagnant water (daily exchange of water). Injection mixture Joosten-III (see Tab. 4), sample 2. Curing of sample at the test-begin: 1 day.

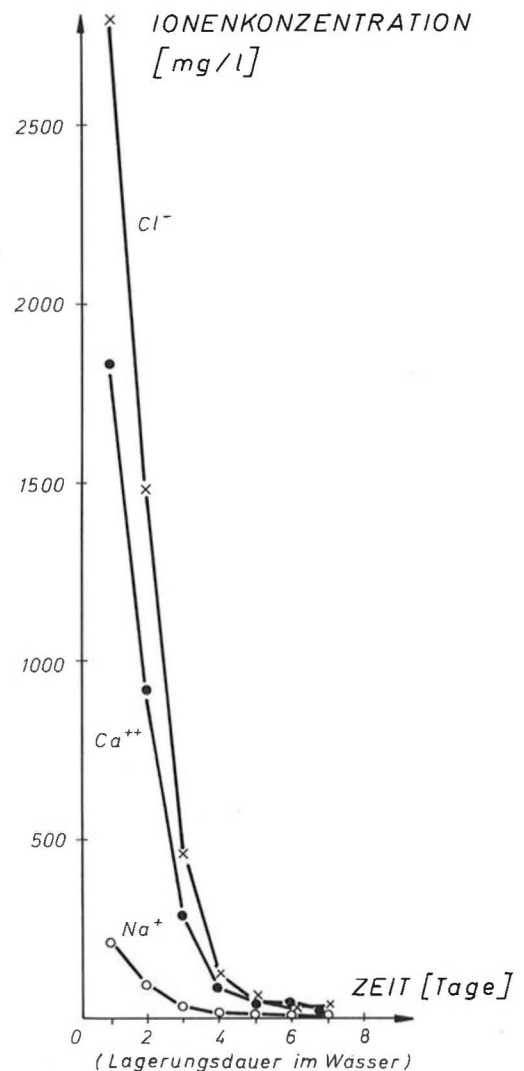


Abb. 45: Wie Abb. 43, 44; Injektionsmischung Joosten-IV, Probe 3; Probenalter 1 Tag.

Fig. 45: Similar to Fig. 43, 44. Injection mixture Joosten-IV, sample 3; curing period of sample 1 day.



men. Demnach waren die Anfangskonzentrationen bei der Mischung I geringer als bei den Mischungen III und IV. Dies überrascht zunächst, weil letztere wasserverdünnte Injektionsmittel darstellen (Tab. 4). Die Ursache dürfte darin liegen, daß beim Standardverfahren (Joosten I) stabilere Verbindungen entstehen als bei den Modifizierungen. Alle Injektionen zeigten jedoch ein rasches und deutliches Absinken der Konzentrationen mit Fortdauer des Versuches; besonders ausgeprägt ist dieses Verhalten bei der verdünnten Mischung IV (Abb. 45).

Die Chlorid-Konzentration nahm innerhalb von 4 bis 5 Tagen auf eine Konzentration  $\leq 200$  mg/l ab (zulässiger Grenzwert für Trinkwasser gemäß ÖNORM M 6250). Der Grenzwert für betonaggressive Wässer (maximal 1500 mg/l gemäß ÖNORM B 3305) wurde bei der Mischung I und III nicht überschritten, bei der Mischung IV nur während der ersten 2 Tage.

Die Calcium-Konzentration sank während der Versuchsdauer auf Werte zwischen 35 bis 130 mg/l. Die Natrium-Konzentration fiel binnen 7 Tagen auf Werte von 3 bis 32 mg/l.

Die Abdampfdruckstände als Summenparameter aller im Wasser gelösten Stoffe zeigten ebenfalls eine deutliche und rasche Abnahme innerhalb der Versuchsdauer (Abb. 46).

Ein direkter Vergleich mit den Injektionen aus Silacsol oder klassischem Gel ist nur teilweise möglich. Qualitativ führt das Joosten-Verfahren zu geringeren  $\text{Na}^+$ -Konzentrationen; die Chlorid-Konzentration liegt in etwa gleicher Größenordnung wie beim Silacsol.

### 3.7 Röntgen-diffraktometrische Untersuchungen

Die injizierten Sandproben wurden zu verschiedenen Zeitpunkten (nach „Normallagerung“) auf ihren Mineralbestand untersucht. Der Schwerpunkt lag hierbei auf den Vergleichen zwischen Silacsol und dem klassischem Silikatgel.

Aus den röntgendiffraktometrischen Untersuchungen ging klar hervor, daß das Gel keine kristalline Struktur aufweist, sondern eine typisch amorphe. Dies erklärt auch die ausgeprägte Kriechtendenz der mit klassischem Gel injizierten Sande.

Bei Injektionen mit Silacsol zeigten sich in den röntgen-diffraktometrischen Diagrammen bereits einen Tag nach der Herstellung eine deutliche Spitze („Peak“) für „Portlandit“ und die Peaks des NaCl. Jene Silacsol-Mischungen, die erst eine Woche nach ihrer Herstellung (oder später) untersucht wurden, lieferten einen Peak an der Stelle des „hydratisierten Calcium-Silikats“. Diese Komponente ist maßgebend für die kristalline Struktur von Silacsol und somit auch für die mechanische Festigkeit.

Das hydratisierte Calcium-Silikat bildet nämlich auch bei einem hydraulischen Bindemittel (z. B. Injektionsmischungen auf Zementbasis) die maßgebende Komponente für die Festigkeitseigenschaften. Der Peak im Bereich des Portlandit trat bei den gealterten Proben nicht mehr auf.

Die Versuche lassen darauf schließen, daß es doch einige Zeit ( $> 1$  Tag) dauert, bis in den Injektionskörpern Reaktionen zum Aufbau von „hydratisiertem Calcium-Silikat“ feststellbar sind.

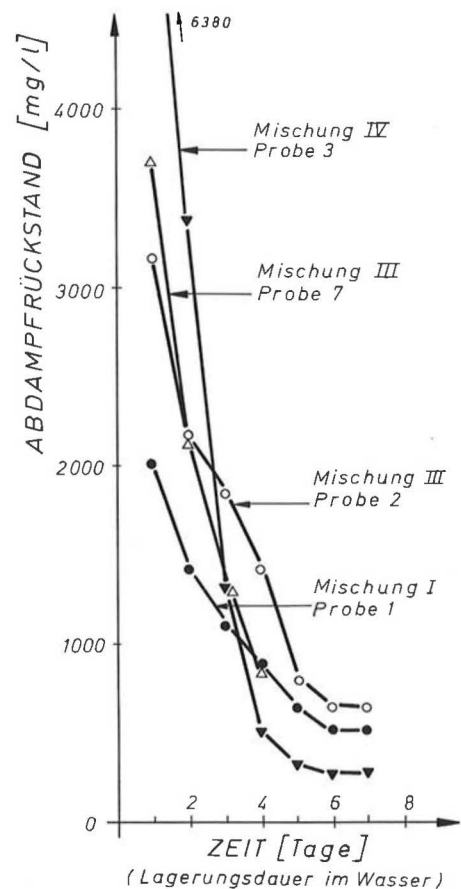


Abb. 46: Zeitliche Abnahme des Abdampfdruckstandes im „Grundwasser“ beim Standversuch (Wasserwechsel nach jeweils 24 Stunden). Proben nach dem Joosten-Verfahren mit verschiedenen Mischungen injiziert (siehe Tab. 4). Probenalter: 2 Tage bei Mischung I, sonst 1 Tag.

Fig. 46: Time dependent decrease of the evaporation residue in the „groundwater“ after test with stagnant water (daily exchange of water). Samples grouted after the Joosten-method with different mixtures (see Tab. 4). Curing: 2 days for mixture I, 1 day for the others.

## 4. Analyse der mechanischen Eigenschaften der Injektionskörper

### 4.1 Allgemeines

Wie generell in der Materialprüfung, liefern auch die vorliegenden Versuchsreihen infolge versuchsspezifischer Randbedingungen zunächst überwiegend nur relative Kennziffern. Es ist daher unumgänglich, die Kennwerte einer neuen Mischung in Relation zu bekannten Mischungen zu bringen, und zwar unter möglichst vergleichbaren Bedingungen.

*Widerstand des injizierten Prüfkörpers gegen äußere Druckbelastung:*

Die einaxialen Druckfestigkeiten unterscheiden sich aufgrund der strukturmechanischen Eigenschaften der injizierten Körper je nach Verwendung von Silacsol, klassischem Silikatgel oder dem Joosten-Verfahren bis um ca. 100%. Sie sind im wesentlichen von folgenden Faktoren abhängig (Reihung nicht gewichtet):

- Alter der Probe
- Lage der Probe innerhalb des Injektionszylinders
- Abmessungen der Probe
- Spannungszustand der Probe bei Druckbelastung
  - Druckversuch bei verhinderter Seitendehnung (Ödometerversuch)
  - Druckversuch bei unbehinderter Seitendehnung (einaxialer Zylinderdruckversuch)
- Druckbelastungsgeschwindigkeit
  - rasch im einaxialen Zylinderdruckversuch
  - langsam im einaxialen Zylinderdruckversuch (Kriechversuch)
  - langsam bei den Laststufen des Ödometerversuches
- Art des verwendeten Sandes
- Auswirkungen des stehenden oder strömenden Wassers.

### 4.2 Alter der Probe

Die Druckfestigkeit ist unter sonst gleichen Versuchsbedingungen vom Alter (Aushärtungszeit) der injizierten Probe abhängig. Für Vergleichsuntersuchungen eignet sich am besten die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit.

Der größte Festigkeitsanstieg erfolgte bei Silacsol-Injektionen binnen 2—5 Tagen, beim „klassischen“ Gel binnen 1—2 Wochen. Die mit Silacsol verpreßten Sande erreichen ihre Endfestigkeit früher als die mit klassischem Gel injizierten. Im allgemeinen trat bei den Injektionen mit Silacsol nach ca. 1—2 Wochen kein nennenswerter Festigkeitszuwachs

mehr auf; beim klassischen Gel betrug die Zeitspanne ca. 4—7 Wochen.

Generell lag die einaxiale Druckfestigkeit der untersuchten Proben bei Silacsol etwa bei einem Drittel bis der Hälfte der Werte der mit klassischem Silicatgel injizierten Proben. Dies dürfte aber vor allem auf die unterschiedlichen, labormäßig bedingten Injektionsmethoden für Silacsol und klassisches Gel zurückzuführen sein (siehe Kapitel 2.3).

### 4.3 Lage der Probe innerhalb des Injektionszylinders

Unter Laborbedingungen konnte in den Injektionskörpern mit Silacsol keine durchgehend gleichmäßige Durchtränkung erzielt werden, was auf die zweiphasige Verpressung bei niedrigem Druck und die schlagartige chemische Reaktion der beiden Komponenten zurückzuführen ist. Bei der Silicatgel-Injektion („Einstoffsystem“) ermöglichte der langsame Ablauf der chemischen Reaktionen eine besser Penetration, obwohl auch hier nur relativ kleine Verpreßdrücke aufgebracht wurden. Beim Joosten-Verfahren konnte der nachteilige Effekt der zweistufigen Injektion und der raschen Reaktion durch einen höheren Verpreßdruck größten-

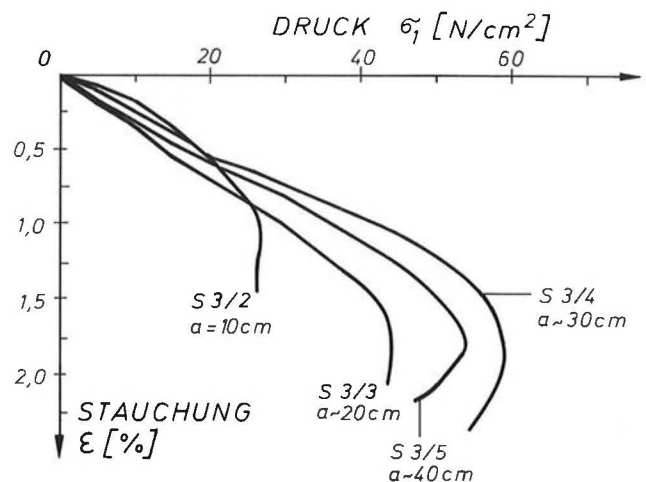


Abb. 47: Einfluß der Lage einer Probe innerhalb des 65 cm hohen Injektionszylinders (Abb. 3) auf das Druckspannungs-Stauchungs-Verhalten.

Aus Injektionskörper S 3 (mit Silacsol injiziert) mehrere Teilproben geschnitten (S 3/1 bis S 3/5) und jeweils einaxialer Druckversuch durchgeführt.

Verhältnis  $h : d = 1,2$ ; Probenalter 5 Tage (siehe Tab. 5).

$a \dots$  mittlerer Abstand der Probe vom Injektionspunkt

Fig. 47: Influence of the location of a sample inside the 65 cm high injection-cylinder (Fig. 3) on the stress-strain behaviour.

The Silacsol-grouted soil cylinder S 3 was cut into samples (S 3/1 to S 3/5), which were used for unconfined compression tests.

Ratio  $h : d = 1,2$ ; curing of sample 5 days (see Tab. 5).

$a \dots$  mean distance of the sample from the injection point.

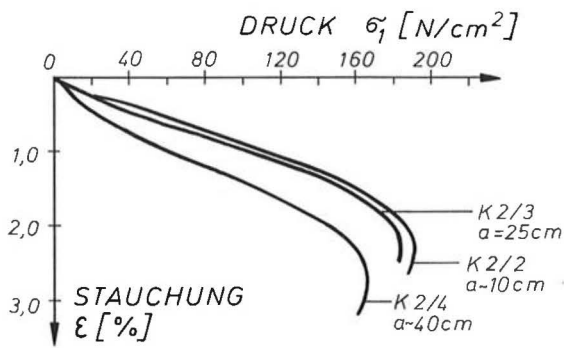


Abb. 48: Einfluß der Lage einer Probe innerhalb des 65 cm hohen Injektionszylinders (Abb. 3) auf das Druckspannungs-Stauchungs-Verhalten. Aus Injektionskörpern K 2 (mit klassischem Gel injiziert) mehrere Teilproben geschnitten (K 2/1 bis K 2/4) und jeweils einaxiale Druckversuche durchgeführt. Verhältnis  $h : d = 1,2$  (K 2/4) bzw.  $1,9$  (K 2/2, K 2/3); Probenalter 15 Tage (siehe Tab. 6).

Fig. 48: Influence of the location of a sample inside the 65 cm high injection-cylinder (Fig. 3) on the stress-strain behaviour. The soil cylinder K 2 was grouted with classical gel and cut into samples (K 2/1 to K 2/4), which were used for unconfined compression tests. Ratio  $h : d = 1,2$  (K 2/4) resp.  $1,9$  (K 2/2, K 2/3); curing of samples 15 days (see Tab. 6).

teils kompensiert werden. Diese Einflüsse sind bei der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse zu beachten, um die relativen Festigkeitsunterschiede zwischen Silacsol und dem klassischem Silicatgel bzw. den Joosten-Injektionen richtig zu interpretieren.

Abb. 47 zeigt beispielhaft an Probe S 3 (Silacsol) den Einfluß der Lage im Injektionskörper auf die einaxiale Druckfestigkeit. Es hat den Anschein, daß die Verfestigung im Nahbereich der Enden des Injektionszylinders nicht optimal erfolgt; die mittleren Proben 3, 4 und 5, welche aus dem Zentrum des 65 cm hohen Injektionskörpers geschnitten wurden (Abb. 3, 4), ergaben meist die größten Druckfestigkeiten.

Bei den mit klassischem Silikatgel injizierten Probekörpern ist die Entfernung vom Injektionspunkt für die Druckfestigkeit nur von geringer Bedeutung. Die Unterschiede betragen weniger als 20%. Die höchsten Werte wurden in der Nähe des Injektionspunktes festgestellt (Abb. 48).

#### 4.4 Abmessungen der Probe

Der Einfluß der Form und Größe von Materialproben auf ihre einaxiale Druckfestigkeit ist sowohl in der Betontechnologie als auch im bodenmechanischen Versuchswesen seit langem bekannt. SZABÓ [17] hat für verschieden hohe Zylinderproben aus Beton Vergleichsformeln entwickelt, die vom Verhältnis Probendurchmesser ( $d$ ) zu Probenhöhe ( $h$ ) ausgehen. Unter der Annahme, daß Knickprobleme bei den verwendeten Probenabmessungen  $h/d \leq 2$  vernachlässigt werden können, ergibt

sich dann die minimale Druckfestigkeit, wenn die Probenhöhe die Ausbildung eines vollständigen Scherbruches ermöglicht, wenn also die Bedingung  $h \geq d \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$  erfüllt ist ( $h_{\text{erf}}$ ).

Für einen Reibungswinkel des injizierten Sandes von  $\varphi = 33^\circ$  läßt sich z. B. die Druckfestigkeit der niedrigen Probe S 4/4 wie folgt auf die Zylinderdruckfestigkeit des schlanken Prüfkörpers (S 4/3) umrechnen:

gemessene Druckfestigkeit bei S 4/4:

$$q_u = 42 \text{ N/cm}^2$$

Probenabmessungen hierzu:  $h \approx d$

$$h_{\text{erf}} \geq d \cdot \tan \psi = 1,84 d$$

$$\psi = 45^\circ + \varphi/2 = 61,5^\circ$$

(Gleitflächenwinkel zur Horizontalen)

Für einen Prüfkörper mit der Höhe

$$h \leq d \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$$

ergibt sich nach [17] ein Abminderungsfaktor  $R$  von

$$R = \frac{6,31 \cdot \varphi^{1,74} + \frac{\tan(45^\circ + \varphi/2)}{\tan(45^\circ - \varphi/2)}}{\frac{2 \tan \varphi}{1 - \tan \varphi} + \frac{1}{\tan(45^\circ - \varphi/2)}}$$

Somit errechnet sich für einen äquivalenten schlanken Prüfkörper von S 4/4 eine Druckfestigkeit von

$$q_u = R \cdot 42 = 29 \text{ N/cm}^2$$

Da bei den Scherversuchen schon ab einem Scherwinkel  $\varphi = 30^\circ$  deutliche Strukturauflockerungen festzustellen waren („Bruch“-Beginn), wurde auch für diesen Grenzwert die äquivalente Druckfestigkeit eines schlanken Prüfkörpers berechnet: für ein  $h_{\text{erf}} = 1,73 d$  ergab sich  $q_u = 32,5 \text{ N/cm}^2$ .

Vergleichsweise dazu lieferte die Messung bei der schlanken Probe S 4/3 ( $h = 1,9 d$ ) eine Druckfestigkeit von

$$q_u = 32 \text{ N/cm}^2$$

Die Ergebnisse der auf einheitliche Probenabmessungen  $d : h$  umgerechneten Druckversuche stimmen somit gut überein.

Für Proben mit  $h \ll d \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$  wird es daher verständlich, daß die Bruchflächen nicht voll zur Entwicklung kommen. Beim Erreichen der maximalen Druckfestigkeit zeigen solche Proben im wesentlichen nur vertikale Spaltrisse am Probenumfang. Erst bei weiterer Stauchung der Probe werden im geschwächten Kern die Schubrisse voll durchgebildet, die dann manchmal bis zum Probenumfang durchbrechen.

Neben dem Schlankheitsgrad spielt auch die Relation von Probendurchmesser zu Größtkorn eine Rolle. Bei einem Verhältnis kleiner 10 : 1 werden in zunehmendem Maße zu kleine Druckfestigkeiten bestimmt. Auf diesen Effekt ist bei der Entnahme von Bohrkernen im Rahmen von Baustellenkontrollen besonders zu achten.



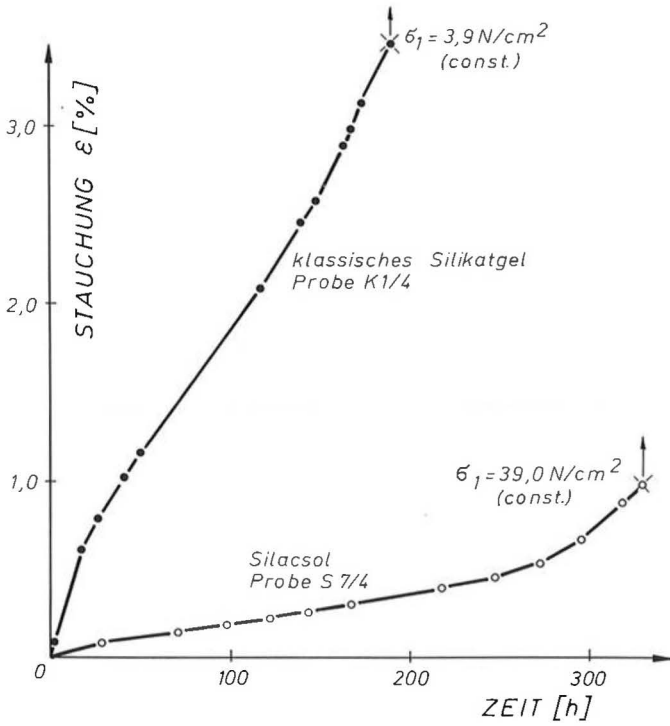
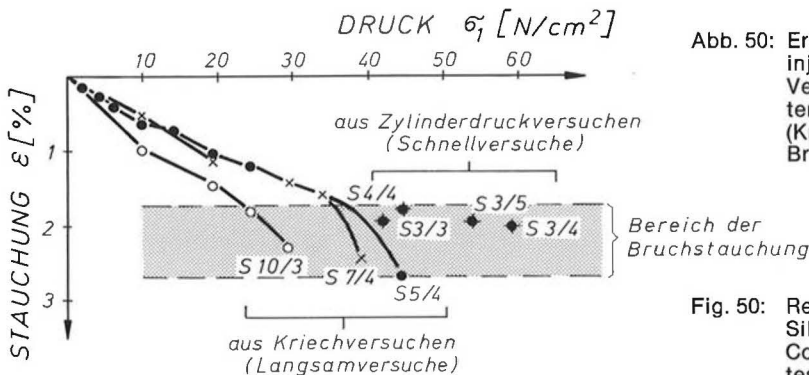


Abb. 49: Signifikant unterschiedliches Kriechverhalten nach Injektionen mit Silacsol (Probe S 7/4) und klassischem Gel (Probe K 1/4).  
Einaxiale Langzeit-Druckversuche mit Proben von  $h : d = 1,1$  und einer konstanten Druckspannung  $\sigma_1$ ; Zunahme der Stauchung mit der Zeit.  
x ... Bruch

Fig. 49: Significantly different creep-behaviour after grouting with Silacsol (sample S 7/4) and classical gel (sample K 1/4).  
Long term unconfined compression tests with samples of a ratio  $h : d = 1,1$ ; and constant stress  $\sigma_1$ . Increase of vertical strain  $\varepsilon$  versus time.  
x ... failure

#### 4.5 Spannungszustand der Probe bei Druckbelastung

Eine „zulässige“ Druckbeanspruchung eines Injektionskörpers im Untergrund kann weder aus dem Ödometerversuch noch aus dem einaxialen Druckversuch allein abgeleitet werden. Trotzdem grenzen beide Versuche die mögliche Festigkeitsbeanspruchung eines Injektionsmaterials in der Natur ab.



Der **Ödometerversuch** als Druckversuch mit veränderter Seitendehnung ist annähernd nur bei Belastung extrem weicher, wassergesättigter Untergrundzonen, die einen quasi isotropen Spannungszustand ( $m = 2$ ) aufbauen können, realistisch: ansonsten ist bei natürlichen Gesteinen wie auch bei allen injizierten Sedimenten die Poissonzahl  $m > 2$ . Der einaxiale Druckversuch repräsentiert nur dann die tatsächlichen Verhältnisse ausreichend, wenn der Injektionskörper in der Natur an mehreren Seiten freigelegt und säulenartig beansprucht wird, was aber selten der Fall ist. Außerdem spielt die Belastungsgeschwindigkeit eine sehr wesentliche Rolle.

Trotz der Einschränkungen, die aus den versuchstechnischen Spannungsbedingungen resultieren, lassen sich aus dem Ödometerversuch je nach Laststufe E-Moduln ableiten, die für die rechnerische Abschätzung der Setzungen oder Entspannungen eines injizierten Untergrundes durchaus brauchbar sind.

In diesem Sinne können die an Fein- bis Mittelsanden im Grundsatzversuch gewonnenen Kompressionsmoduln („Steifeziffern“) für Injektionen mit Silacsol und klassischem Gel (Größenordnung  $E = 1500 \text{ N/cm}^2$  bis  $5000 \text{ N/cm}^2$ ) als Vergleichswerte zu Versuchen von Eignungsprüfungen auf der Baustelle bereits wertvolle Vorinformationen liefern. Die mit Silacsol im Labor hergestellten Proben ergaben keine geringeren Moduln als jene mit klassischer Silikatmischung.

Bei den **einaxialen Zylinderdruckversuchen** muß grundsätzlich unterschieden werden zwischen  
— Schnellversuch bis zur Bruchlast  
— Kriechversuch mit verschiedenen Laststufen.

Bei den **Schnellversuchen** (einaxiale Druckfestigkeit nach ÖNORM B 4415) fällt die geringere Bruchfestigkeit der mit Silacsol injizierten Proben gegenüber den mit klassischem Gel verpreßten auf. Als extremes Beispiel seien die vergleichbaren Proben S 5/3 und K 5/3 herausgegriffen (Alter 14 bzw. 15 Tage;  $h/d \sim 2$ ):

Abb. 50: Ergebnisse der einaxialen Druckversuche mit Silacsol-injizierten Prüfkörpern: Vergleich des Druckspannungs-Stauchungs-Verhaltens bei Schnellversuchen und Langsamversuchen (Kriechuntersuchungen); relativ enger Bereich der Bruchstauchung.

Fig. 50: Results from unconfined compression tests with Silacsol-grouted samples: Comparison of stress-strain behaviour between quick tests and long term tests (creep-tests); relatively narrow range of failure strain  $\varepsilon_B$ .

	S 5/3 (Silacsol)	K 5/3 (Silikatgel)
einaxiale Druckfestigkeit (N/cm <sup>2</sup> )	55	145
Verformungsmodul $E_v$ (N/cm <sup>2</sup> )	8000	10.200

Im Gegensatz zu den einaxialen Druckfestigkeiten ist demnach die Größenordnung der E-Moduln bei beiden Verfahren ungefähr gleich, was auch mit den Ergebnissen der Ödometerversuche übereinstimmt.

Bei den *Kriechversuchen* traten zwischen den mit Silacsol und den mit klassischem Silikatgel injizierten Proben grundlegende Unterschiede auf. Die Belastbarkeit und die Gestaltsbeständigkeit sind bei Silacsol wesentlich höher als bei klassischem Gel. Ein besonders anschauliches Vergleichsbeispiel zeigt die Abb. 49: Obwohl die mit Silacsol injizierte Probe einer 10fachen Druckbeanspruchung ausgesetzt war, zeigte sie ein besseres Kriechverhalten als die mit klassischem Gel injizierte Probe.

#### 4.6 Druckbelastungsgeschwindigkeit

Die Kriechversuche haben deutlich auf den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit bei einer injizierten Probe hingewiesen. Da in der Praxis viele Belastungsprobleme von Injektionskörpern Langzeitbetrachtungen erfordern, ist die Gestalts- und Volumenbeständigkeit von injizierten Proben von großer Bedeutung. Wenn es möglich wäre, das zeitabhängige Last-Verformungsverhalten einem rheologischen Modell eindeutig zuzuordnen, könnten aus diesem strukturmechanischen Modell mit ausreichender qualitativer Genauigkeit Druckfestigkeitsaussagen für den Injektionskörper getroffen werden. Als Näherung bieten sich Materialgleichungen an, welche sowohl Eigenschaften des Hookeschen Festkörpers als auch des Newtonschen Fluids und des St. Venantschen Reibungselementes berücksichtigen.

##### **Silacsol:**

Abb. 50 zeigt eine Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen an direkt vergleichbaren Prüfkörpern mit einem Verhältnis von  $h:d \sim 1,1$ . Die Druckzusammendrückungslinien der Proben S 5/4, S 7/4 und S 10/3 wurden aus den Stauchungen der abgeklungenen Kriechkurven entnommen und den Schnellversuchen der Zylinderdruckversuche S 3/3, S 3/4, S 3/5 und S 4/4 gegenübergestellt. Es fällt der verhältnismäßig enge Bereich der Bruchstauchung auf. Die Schnellversuche ergaben

zwar höhere Druckfestigkeiten, aber im wesentlichen nur geringfügig kleinere Bruchstauchungen als die Langsamversuche (Kriechversuche). Dieses Verhalten ist charakteristisch für den Bruch des rheologischen Modells eines Kelvin-Körpers. Er zerbricht bei Gestaltsänderung, wenn die Stauchung einen bestimmten Grenzwert erreicht. Doch besteht kein Grenzwert für die Belastungsgeschwindigkeit, da die Spannung, bei der das Material zerbricht, mit der Stauchungsgeschwindigkeit anwächst. Verzögerte Elastizität (Retardation) kann daher das Material eines rasch belasteten Kelvin-Körpers fester erscheinen lassen als das eines langsam belasteten. Sobald aber der Bereich der Bruchstauchung erreicht ist, bricht der Körper sofort.

Die einaxialen Zylinderdruckfestigkeiten aus den Schnellversuchen liegen in Abhängigkeit von der Lage der Probe innerhalb des Injektionszylinders (siehe Kapitel 4.2) ca. 10% bis 50% über den Langzeitdruckfestigkeiten. Dieser Umstand wird bei der Kontrolle von Eignungsversuchen besonders zu beachten sein.

Obwohl das Kriechverhalten von Silacsol-Injektionen wesentlich günstiger als jenes von vergleichbaren Silicatgel-Injektionen ist, besteht eine grundsätzliche Ähnlichkeit im Ablauf der zeitabhängigen Verformungen. Somit können die für Silicatgel-Injektionen auf der Grundlage rheologischer Modelle entwickelten Kriechgesetze näherungsweise auch auf die Silacsol-Injektionen angewendet werden. Strebt die Stauchung asymptotisch einem Grenzwert zu, so kann die Gesamtstauchung ohne Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufes vereinfacht mit der folgenden Formel beschrieben werden [12]:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_k = \frac{\sigma_1}{E_{el}} + \frac{\sigma_1}{E_k}$$

$E_{el}$  ... Elastizitätsmodul für die elastische Sofortverformung

$E_k$  ... Elastizitätsmodul für die zeitabhängigen Kriechverformungen

##### **Klassisches Silikatgel:**

Die Abb. 51 zeigt direkt vergleichbare Ergebnisse aus Schnell- und Langsamversuchen: Bei den Proben K 2/2, K 2/3 und K 5/3 betrug das Verhältnis  $h/d \sim 2,0$ . Bei allen übrigen ist  $h/d \sim 1,1$ . Aus den Kriechversuchen wurden die genäherten Langzeituntersuchungen den Laststufen entsprechend entnommen.

Das ausgeprägte Kriechverhalten der Proben mit klassischem Silikatgel ist unverkennbar, und zwar bei jeder Laststufe. Die Langzeitfestigkeit sinkt im Kriechversuch auf etwa  $\frac{1}{10}$  der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit. Abb. 51 veranschaulicht demnach sehr deutlich den gravierenden Unterschied zwischen den Schnell- und Langsamversuchen.

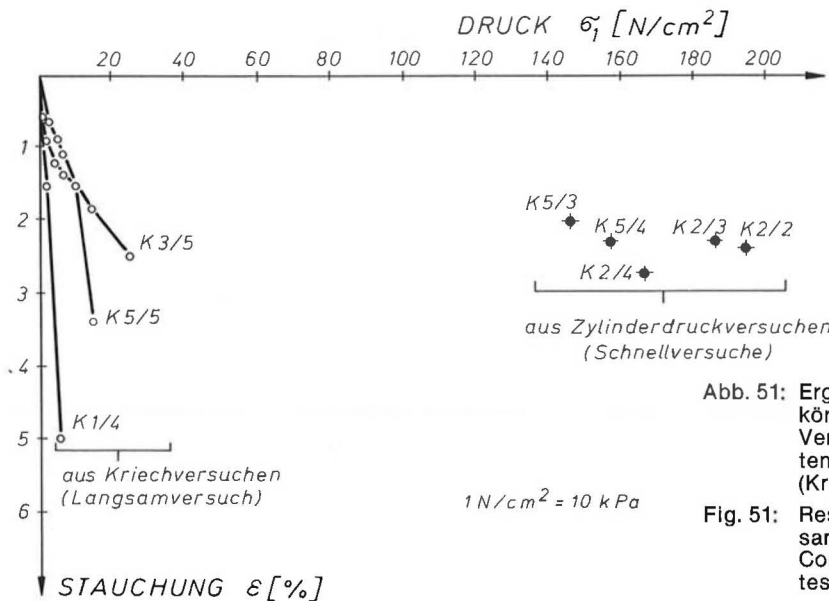


Abb. 51: Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen an Prüfkörpern, welche mit klassischem Gel injiziert wurden: Vergleich des Druckspannungs-Stauchungs-Verhaltens bei Schnellversuchen und Langsamversuchen (Kriechuntersuchungen).

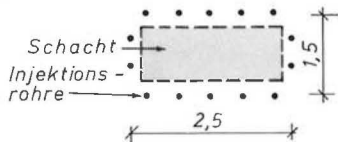
Fig. 51: Results from unconfined compression tests with samples grouted with classical gel: Comparison of stress-strain behaviour between quick tests and long term tests (creep tests).

Die strukturelle Analyse eines solchen Verhaltens unter Druck und Zeit charakterisiert das Zerreißen einer Maxwell'schen Flüssigkeit. Diese zerreißt bei Gestaltsänderung, wenn die Spannung einen gewissen Grenzwert erreicht. Es gibt jedoch keine Grenze der gestaltsändernden Stauchung, da die Stauchungsgeschwindigkeit, bei der das Material die Beanspruchung nicht mehr aushält, mit der Lastaufbringungsgeschwindigkeit anwächst. Dies bedeutet, daß eine injizierte Probe, die dem rheologischen Verhalten einer Maxwell'schen Flüssigkeit entspricht, bei rascher Belastung hohe Zylinder-

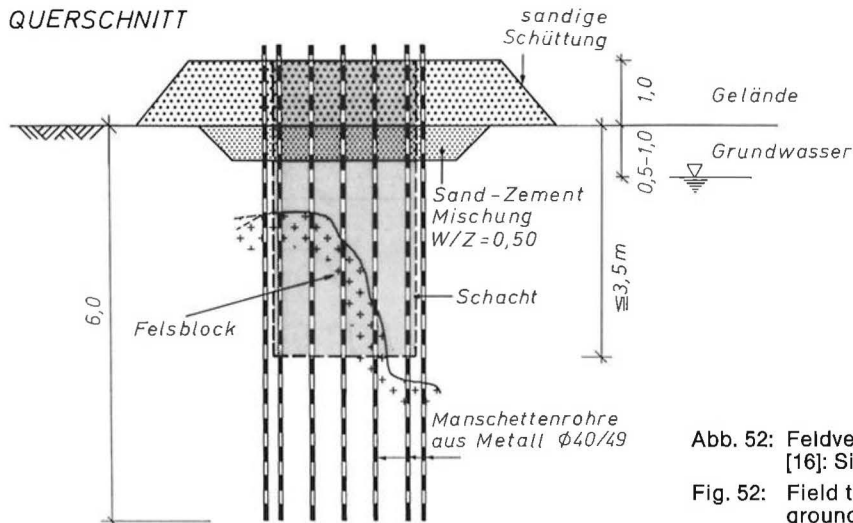
druckfestigkeiten zeigt; hingegen kriecht sie bei Dauerbelastung schon bei kleinen Laststufen bis zur Zerstörung.

Abgesehen von möglichen Ungleichmäßigkeiten bei der Injektion der verwendeten Sande bestätigten die Versuche deutlich die bekannten Kriecherscheinungen der klassischen Silikatgele. Beim Joosten-Verfahren ist die Dauerfestigkeit zwar auch geringer als die Kurzzeitfestigkeit, doch tritt kein echtes Kriechen auf. Die Unterschiede sind vielmehr durch unterschiedliche Strukturänderungen während der Schnell- und Langsamversuche bedingt. Bei Eignungsversuchen oder Kontrollen zur Baustellenabnahme ist daher das charakteristische Verhalten der diversen Injektionsmaterialien besonders zu berücksichtigen.

GRUNDRISS



QUERSCHNITT



Joosten-Verfahren:

Im statistischen Mittel betragen die Bruchstauchungen der nach dem Joosten-Verfahren verfestigten Prüfkörper:

Abb. 52: Feldversuch mit Silacsol-Injektionen in Flamanville [16]: Situation und Versuchsanordnung.

Fig. 52: Field test with Silacsol-injections in Flamanville [16]: ground plan and cross section.



$\epsilon_B = 0,42$  (schnelle Druckversuche)  
 $\epsilon_B = 0,49$  (Kriechversuche)

Dabei handelt es sich um rechnerische Durchschnittswerte, welche ein Probenalter von 2 Stunden bis 30 Tage umfassen und für einen Schlankheitsgrad von ca.  $h : d \approx 2$  gelten. Unter Probenalter wird die Zeitspanne zwischen Beendigung der Injektionsarbeiten und Beginn der Druckversuche verstanden. Weiters enthält die Statistik sämtliche Mischungen (I bis IV); nur offensichtliche „Ausreißer“ wurden ausgeschieden.

Der geringe Unterschied zwischen den Bruchstauungen beim Schnell- und Langsamversuch ist ein weiteres Indiz dafür, daß Joosten-Verfestigungen unter Dauerbelastung nicht kriechen. Das rheologische Verhalten derartiger Bodeninjektionen kann daher näherungsweise mit dem Gedankenmodell eines Hooke-Kelvin-Körpers beschrieben werden.

#### 4.7 Art des injizierten Sandes

Für einige Injektionskörper (z. B. S 5 und S 6) wurden feinere, schluffhaltige Sande von einer Baustelle in Wien-Erdberg verwendet (Abb. 1). Trotzdem konnten gleich große Druckfestigkeiten erreicht werden wie beim Normensand, was einen entsprechend weiten Anwendungsbereich von Silacsol erwarten läßt.

Folgende Bodenkennziffern beeinflussen die Qualität der Injektion am meisten:

- Porenvolumen
- Durchlässigkeit (Verteilung und gegenseitige Verbindung der Poren)
- Kornform, Ungleichkörnigkeitsgrad (implizit auch im Porenvolumen und  $k$ -Wert enthalten).

## 5. Feldversuch

### 5.1 Allgemeines

Über Feldversuche bei Injektionen mit klassischen Silikatgelen oder nach dem Joosten-Verfahren wurde bereits anderweitig berichtet. Das folgende Kapitel bezieht sich daher ausschließlich auf die Neuentwicklung „Silacsol“.

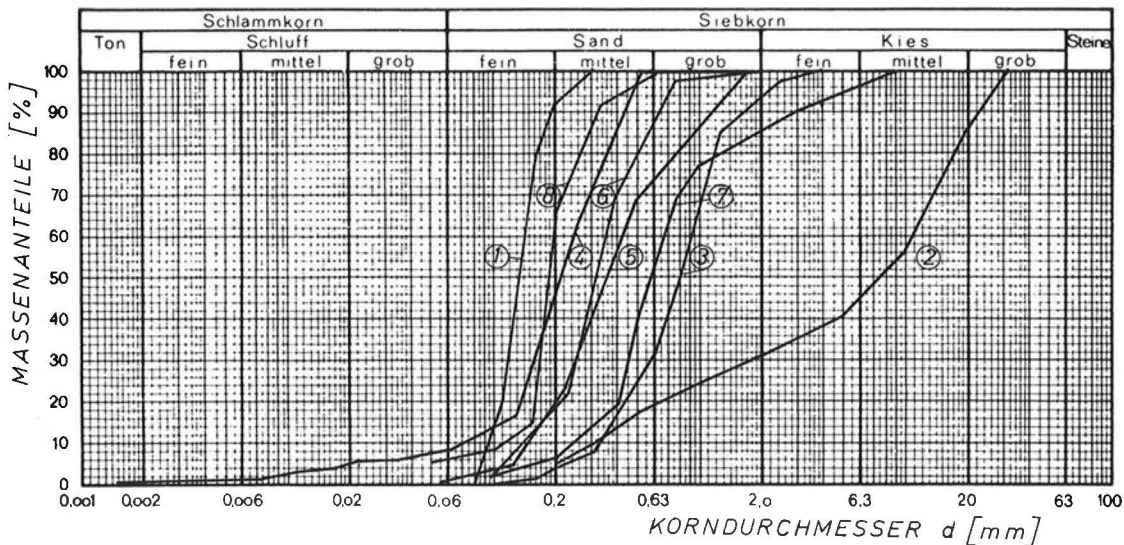
Anläßlich eines Injektionsprojektes für das Kernkraftwerk Flamanville in der Normandie wurde im Juli 1983 ein Injektionsversuch durchgeführt. Es sollte dabei die prinzipielle Eignung von Silacsol-Injektionen zur Verfestigung und Abdichtung des im Baubereich anstehenden Bodens überprüft werden [16]. In der Konzeption des Kraftwerkes war die Rückgabe des Kühlwassers durch einen unter dem felsigen Meeresboden gelegenen Stollen mit einer Länge von ca. 500 m vorgesehen. Die Schächte des Auslaufbauwerkes mußten bis auf die Felsoberkante in sandigen Lockerböden ausgehoben werden. Für die Abdichtung und Verfestigung dieser Bereiche waren Injektionen bis in Tiefen von ca. 30 m sowohl am Ufer als auch vor der Küste erforderlich.

### 5.2 Untergrundverhältnisse

Die Versuchsanordnung wurde entsprechend dem Injektionsprojekt für das Auslaufbauwerk gewählt. Um ein Ansteigen des Injektionsgutes zu verhindern, wurde auf den Untergrund eine 50—80 cm mächtige Zementschicht aufgebracht und darauf noch ein ca. 1 m hoher Ballast aus Feinsand (Abb. 52). Im Bereich des Versuchsfeldes weisen die Aufschüttung und der Untergrund folgende Schichtung auf:

**Tabelle 23/ Table 23:** Feldversuch mit Silacsol-Injektion in Flamanville: Ergebnisse der Wasseranalysen [16]  
 Field test with Silacsol-injection in Flamanville: Results of chemical wateranalyses [16]

Entnahmedatum	Ca <sup>++</sup> (mg/l)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)	Na <sub>2</sub> O (mg/l)	SiO <sub>2</sub> (mg/l)	NaCl (mg/l)	CaCl <sub>2</sub> (mg/l)	pH
unbeeinflusstes Grundwasser: 1. 8. 1983	1.780	12.300	30	11	20.300		8,8
Sickerwasser aus dem Injektionskörper: 1. 8. 1983	57.900	131.030	30	22	46.500	160.800	9,2
2. 8. 1983	54.700	127.300	30	20	49.800	151.800	9,3
22. 9. 1983	1.780	68.800	37	25	93.100		8,8



- 0,0—1,0 m Feinsand (Ballastschüttung)
- 1,0—1,8 m Zementschicht
- 1,8—1,9 m Feinsand
- 1,9—2,6 m grober Muschelsand
- 2,6—3,1 m kiesiger Grobsand
- 3,1—4,4 m Steine und Grobsand
- ab 4,4 m geklüfteter Fels

Um die Grundwasser- und Bodenverhältnisse in der Umgebung möglichst genau zu erfassen, wurde in einer Entfernung von 15 bis 20 m vom Injektionsfeld eine Probeschürfung vorgenommen. Dabei zeigte sich, daß der Sand nur eine sehr geringe Standfestigkeit aufwies. Der Grundwasserspiegel schwankte zwischen 0,5 und 1,0 m unter Gelände. Da die Versuchsstelle sehr nahe dem Ufer lag, war die chemische Beschaffenheit des Grundwassers stark vom Meerwasser beeinflusst (siehe Tabelle 23).

Im Versuch sollten der Grobsand, dessen Körnungslinie im Bereich von 0,1 bis 2,0 mm liegt (Abb. 53), und der in Oberflächennähe gelegene Feinsand injiziert werden.

### 5.3 Injektionsarbeiten

#### Injektionsbohrungen:

Auf einer Fläche von 2,5 x 1,5 m wurden insgesamt 17 Injektionsbohrungen bis auf eine Tiefe von 7,0 m abgeteufelt. Der Bohrlochabstand betrug bei den außen gelegenen Bohrungen 50 cm, bei den im Zentralbereich gelegenen ca. 60 cm (Abb. 52).

In die 14 äußeren Bohrungen wurden Stahlmanschettenrohre mit 50 cm Manschettenabstand, in die 3 innen gelegenen Bohrungen Plastikrohre mit 33 cm Manschettenabstand eingebaut. Die Herstellung der Bohrungen erfolgte im Spülverfahren; der Austeilungsraster und die Injektionseinrichtung wurden entsprechend dem Projekt für die Abdichtungs- und Verfestigungsinjektionen bei der Herstellung des Auslaufbauwerkes gewählt.

Abb. 53: Kornverteilung repräsentativer Böden, mit denen vergleichende Feld- und Laborversuche mit verschiedenen Injektionen durchgeführt wurden.

- 1 FONTAINEBLEAU
- 2 Seine-Sand, MONTEREAU
- 3 Meeressand, FLAMANVILLE
- 4 Erdbergsand, WIEN
- 5 Marchsand, WIEN
- 6 Feinsand, JAPAN
- 7 Utsunomiya-Feldversuch, JAPAN
- 8 Usinor, Dünkirchen/FRANKREICH

Fig. 53: Grain size distribution of representative soils which were grouted with Silacsol and other mixtures in field and laboratory tests.

- 1 FONTAINEBLEAU
- 2 Seine-sand, MONTEREAU
- 3 Maritime sand, FLAMANVILLE
- 4 Erdbergsand, VIENNA
- 5 Marchsand, VIENNA
- 6 Fine sand, JAPAN
- 7 Utsunomiya-Field test, JAPAN
- 8 Usinor, Dunkerque/France

#### Injektionsprogramm:

In einer 1. Phase wurde zur Verfüllung der Klüfte und offener Strukturen Zement mit einem W/Z-Faktor von 2,0 verpreßt. Die Injektionsmenge betrug 50 l/lm Bohrung.

Die 2. Phase umfaßte die Injektion von Calciumchlorid als anorganischen Härter; die Injektionsmenge betrug 35% des theoretischen Porenvolumens des zu verfestigenden Bodenkörpers. In einer 3. Phase wurde Silacsol (Silizium-Natrium-Lösung) ebenfalls in einer Menge von 35% des theoretischen Porenvolumens injiziert.

Die Injektionsmengen betragen für die Phasen 2 und 3 jeweils

- 100 l pro lfm Bohrung im Fels
- 200 l pro lfm Bohrung im Bereich der Sande.

#### Injektionsmittel:

Als *anorganischer Härter* wurde technisches  $\text{CaCl}_2$  mit 78—80%  $\text{CaCl}_2$ -Gehalt und einem Verdün-

nungsverhältnis von 600 kg  $\text{CaCl}_2/\text{m}^3$  Wasser eingesetzt.

Dichte: 1,30 g/cm<sup>3</sup>  
 Viskosität: 3,4 cP

Für die *Silacsol-Lösung* wurde handelsübliches Natronwasserglas mit 35 Gew.-% Gesamtfeststoffgehalt (35—37° Be-Nerosil) und einem Molverhältnis  $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O} = 3,3$  verwendet.

Durch Zugabe eines weiteren chemischen Produktes (Patent der Firma Soletanche) wurde das erforderliche Molverhältnis von  $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O} = 1,8$  der Lösung hergestellt.

Dichte: 1,33 g/cm<sup>3</sup>  
 Viskosität: 18 cP

### Durchführung der Injektion:

Die Injektionen wurden von unten nach oben in Passen von 50 cm durchgeführt und die einzelnen Komponenten nacheinander verpreßt. Zwischen den einzelnen Injektionsphasen wurden die Rohre mit Wasser gespült.

Die Injektionsgeschwindigkeit betrug für die jeweilige Phase 0,6—0,8 m<sup>3</sup> pro Stunde. Die beiden Injektionsmischungen wurden im Verhältnis 1:1 verpreßt. Unterschiede bei der injizierten Menge von  $\text{CaCl}_2$  und der *Silacsol-Lösung* ergaben sich aus der Tatsache, daß einzelne Passen nicht oder kaum verpreßbar waren. Zur Kontrolle des Injektionserfolges wurden in allen Bohrungen systematisch Nachinjektionen (nach jeder Phase) durchgeführt. Die Injektionsdrücke betragen 10—20 bar. Bei der Primärinjektion ( $\text{CaCl}_2$ ) wurde nur in 50% der Fälle ein geringerer Druck als bei der Sekundärinjektion (*Silacsol-Lösung*) registriert. Die Reaktion der beiden Injektionsmittel, die im Labor spontan und sehr rasch vor sich geht, läuft in der Natur offensichtlich langsamer ab. Dementsprechend konnte keine nennenswerte Drucksteigerung bei der Sekundärinjektion festgestellt werden.

### 5.4 Kontrolluntersuchungen im Feld

Zur Kontrolle des Injektionserfolges wurde im Zentralbereich des Injektionsfeldes ein Schacht mit einer Grundrißfläche von 1,0 x 2,0 m und einer Tiefe von 4,4 m ausgehoben (Abb. 52). Aus der Schachtwand wurden Probekörper entnommen, um die mechanischen Eigenschaften der injizierten Sande im Labor zu untersuchen. Zur Beurteilung der Grundwasserkontamination dienten Wasseranalysen des Grundwassers und des Sickerwassers, das durch den injizierten Bereich in das Innere des Schachtes eindrang.

Die visuelle Beurteilung des Schachtes ergab, daß die sandigen Bereiche unterhalb der künstlich hergestellten Zementschicht ordnungsgemäß injiziert waren. Aufsprengungen konnten nicht festgestellt

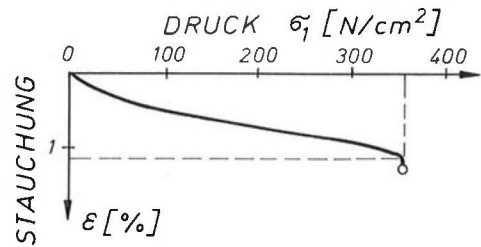


Abb. 54: Druck-Stauchungs-Diagramm für den mit *Silacsol* injizierten Sand aus Flamanville.  
 Probenhöhe  $h = 11,1$  cm,  
 Probendurchmesser  $d = 10,0$  cm,  
 einaxiale Druckfestigkeit  $q_u = 3,55$  MN/m<sup>2</sup>  
 Verformungsmodul  $E_v = 470$  MN/m<sup>2</sup>

Fig. 54: Stress-strain-diagramm for *Silacsol*-grouted sand from in situ test in Flamanville.  
 Height of sample  $h = 11.1$  cm, diameter  $d = 10.0$  cm.  
 Unconfined compressive strength  $q_u = 3.55$  MN/m<sup>2</sup>  
 Modulus of deformation  $E_v = 470$  MN/m<sup>2</sup>

werden. Lediglich im oberflächennahen Feinsandbereich (Schichtstärke 10—20 cm) wurden Mikrorisse beobachtet.

Bei einer Druckhöhe von 2,9 m des freien Grundwasserspiegels gegenüber der Schachtsohle trat nur die geringe Sickerwassermenge von 1,4—1,7 l/h in das Schachtinnere ein.

## 5.5 Versuchsergebnisse

### 5.5.1 Einaxiale Druckfestigkeiten

Druckversuche wurden an jeweils 3 Proben aus einer Tiefe von 2,1 m und 3,3 m (bezogen auf die Oberkante der Auflast) durchgeführt, und zwar nach vorangehender zweimonatiger Wasserlagerung.

Die einaxiale Druckfestigkeit der aus 2,1 m Tiefe entnommenen Proben schwankte zwischen  $q_u = 400—650$  N/cm<sup>2</sup> (Mittel: 492); aus 3,3 m Tiefe ergaben sich Werte von  $q_u = 262—448$  N/cm<sup>2</sup> (Mittel: 349). Der Schlankheitsgrad der Prüfkörper lag unter  $h : d = 1,8$ ; das Probenalter betrug 2—2,5 Monate.

Ergänzend dazu wurden an weiteren repräsentativen Proben von  $h : d = 11,1 : 10,0$  cm im Erdbaulaboratorium der Technischen Universität Wien einaxiale Druckfestigkeiten von im Mittel  $q_u = 355$  N/cm<sup>2</sup> gemessen (Abb. 54). Dieser Wert stimmt mit den Daten aus Frankreich recht gut überein.

Eine Umrechnung der an relativ gedungenen Prüfkörpern ermittelten Druckfestigkeiten auf einen Schlankheitsgrad von  $h : d = 2,0$  liefert (gemäß Kap. 4.4) je nach Reibungswinkel des injizierten Korngemisches folgende Werte:

$$\begin{aligned} \varphi = 35^\circ \dots q_u &= 220 \text{ N/cm}^2 \\ \varphi = 37,5^\circ \dots q_u &= 190 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$



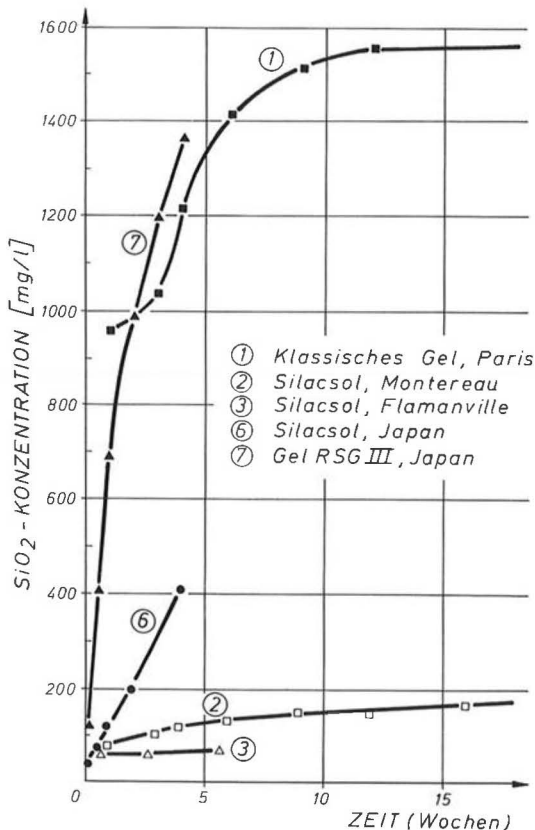


Abb. 55: Feldversuch mit Silacsol in Flamanville und Vergleich mit anderen Injektionen; Nr. der verpreßten Sande gemäß Abb. 53 (Mittelwerte).  
Wasseranalysen an injizierten Sanden beim Standversuch [16]: Zunahme der  $\text{SiO}_2$ -Konzentration mit der Zeit (Summenkurven — ohne Wasserwechsel).  
Verhältnis Gewicht der injizierten Probe: Gewicht des Wassers = 0,3.

Fig. 55: Field test with Silacsol in Flamanville and comparison with other injections; No. of grouted sands according to Fig. 53 (mean values).  
Water analyses of grouted sands after storage tests in stagnant water [16]: Increase of  $\text{SiO}_2$ -concentration versus time (summation-curves, no water exchange).  
Ratio weight of grouted sample: weight of water = 0.3.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Laborversuche gemäß Kapitel 3.1.1 (auch Tabelle 24) zeigt klar, daß der größere Injektionskörper im Feld höhere Festigkeiten aufweist als die kleinen, im Labor hergestellten Proben. Nur die Druckstauchungen stimmen annähernd überein.

### 5.5.2 Wasserdurchlässigkeit

Zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes wurden keine Laborversuche durchgeführt, sondern die  $k$ -Werte aus den Sickerwassermengen zurückgerechnet. Entsprechend den verschiedenen Annahmen über die geometrischen Abmessungen des Injektionskörpers ergaben sich Werte von  $k = 2,0 \cdot 10^{-9}$  bis  $7,5 \cdot 10^{-9}$  m/s.

### 5.5.3 Wasseranalysen

Chemische Analyse des Sickerwassers im Schachtinneren:

Die wichtigsten Ergebnisse sind in Tabelle 20 zusammengefaßt. Es zeigt sich, daß der  $\text{SiO}_2$ - und  $\text{Na}_2\text{O}$ -Gehalt durch die Injektion kaum beeinflusst wurde; die Konzentrationen liegen sogar deutlich unter den für Trinkwasser zulässigen Grenzwerten. Die  $\text{Ca}^{++}$ - und  $\text{Cl}^-$ -Konzentrationen stiegen jedoch um ein Vielfaches an. Während der Calciumgehalt nach den Verpreßarbeiten relativ rasch wieder auf den Normalwert absank, blieb die Chloridkonzentration mehrere Monate deutlich erhöht.

Wasseranalysen nach Standversuchen:

Die injizierten Proben wurden ähnlich wie bei den Versuchen gemäß Kapitel 3.6 in Wasser gelagert (Verhältnis Probengewicht : Wassergewicht = 0,3). Die Entnahme von Wasserproben erfolgte periodisch nach händischem Durchmischen des Kontaktwassers. Die Versuche wurden ohne Wasserwechsel durchgeführt. Der zeitliche Verlauf der diversen chemischen Konzentrationen ist den Abb. 55 bis 57 zu entnehmen. In diesen Abbildungen werden die Analysenwerte von Proben aus

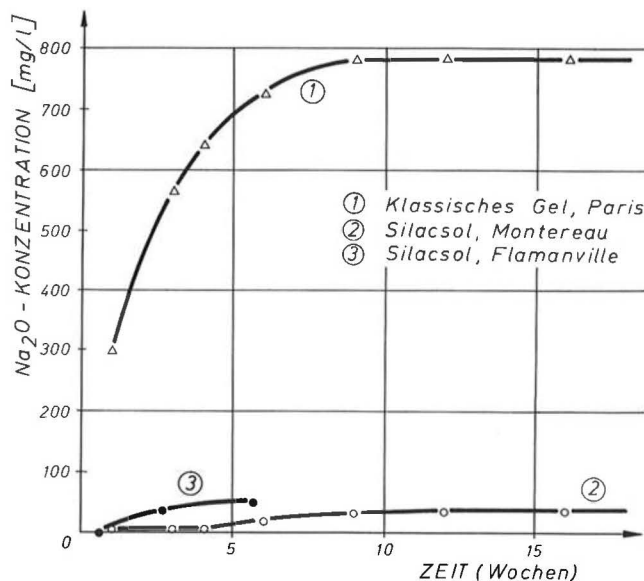
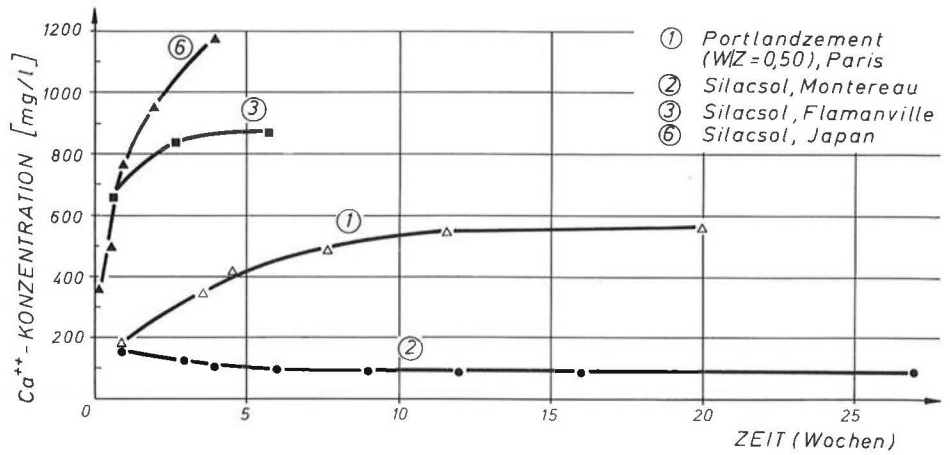


Abb. 56: Feldversuch mit Silacsol in Flamanville und Vergleich mit anderen Injektionen; Nr. der verpreßten Sande gemäß Abb. 53 (Mittelwerte).  
Wasseranalysen an injizierten Sanden beim Standversuch [16]: Zunahme der  $\text{Na}_2\text{O}$ -Konzentration mit der Zeit (Summenkurven — ohne Wasserwechsel).  
Verhältnis Gewicht der injizierten Probe: Gewicht des Wassers = 0,3.

Fig. 56: Field test with Silacsol in Flamanville and comparison with other injections; No. of grouted sands according to Fig. 53 (mean values).  
Water analyses of grouted sands after storage tests in stagnant water [16]: Increase of  $\text{Na}_2\text{O}$ -concentration versus time (summation-curves, no water exchange).  
Ratio weight of grouted sample: weight of water = 0.3.

Abb. 57: Wie Abb. 55, 56 — für Ca<sup>++</sup>-Konzentration.  
 Fig. 57: Similar to Fig. 55, 56— for Ca<sup>++</sup>-concentration.



Flamanville denen von anderen Baustellen bzw. Laborversuchen gegenübergestellt; neben Silacsol-injizierten Proben sind auch die Konzentrationsverläufe für klassisches Gel (organische Härter) und Zementinjektionen angegeben. Allerdings liegen nicht für alle Proben detaillierte Angaben über die injizierten Sande und Mischungen vor (Abb. 53).

Die Laborversuche ergaben, daß es je nach Bodenart, Mischungen usw. zunächst zu einem sehr raschen Ansteigen der Konzentrationen im ruhenden Wasser kommt. Nach etwa 2 Monaten war im allgemeinen der Grenzwert erreicht. Die Ca<sup>++</sup>-Anreicherung infolge von Portlandzement verlief ähnlich, dauerte allerdings länger. Die Cl<sup>-</sup>-Ionenkonzentration lag bei diesen Standversuchen in einem Bereich von 3300—4700 mg/l. Der obere Grenzwert von 4700 mg/l wurde nach einer Lagerdauer von ca. 6 Wochen erreicht.

Ein Vergleich der Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen zeigt nur eine beschränkte Übereinstimmung, was auf Grund der unterschiedlichen Randbedingungen auch nicht anders zu erwarten war. Während aber bei der Calciumkonzentration eine beträchtliche Diskrepanz vorliegt, stimmen bei den Na<sub>2</sub>O- und SiO<sub>2</sub>-Konzentrationen die Größenordnungen annähernd überein:

	maximale Konzentration (mg/l)	
	SiO <sub>2</sub>	Na <sub>2</sub> O
Standversuch (Labor)	70	50
Sickerwasser (Feldversuch)	25	37
Grenzwert für Trinkwasserqualität	40	70

Hinsichtlich der SiO<sub>2</sub>- und Na<sub>2</sub>O-Belastung des Grundwassers liegen demnach die Laborversuche auf der sicheren Seite. Inwieweit diese Feststellung zu verallgemeinern ist, können erst weitere Vergleichsuntersuchungen klären.

Die Abb. 58 und 59 bringen Vergleiche von Injektionen mit Silacsol und „klassischem“ Silikatgel, und zwar sowohl für den Versuch von Flamanville als auch für andere Baustellen (vgl. Sande in Abb. 53). Als Vergleichsparameter wurden das lösliche Silizium und die freie Lauge herangezogen. In allen Fällen sind die Ergebnisse klar zugunsten der Silacsol-injektion, wobei sich ein einheitlicher Langzeitrend nicht erkennen läßt.

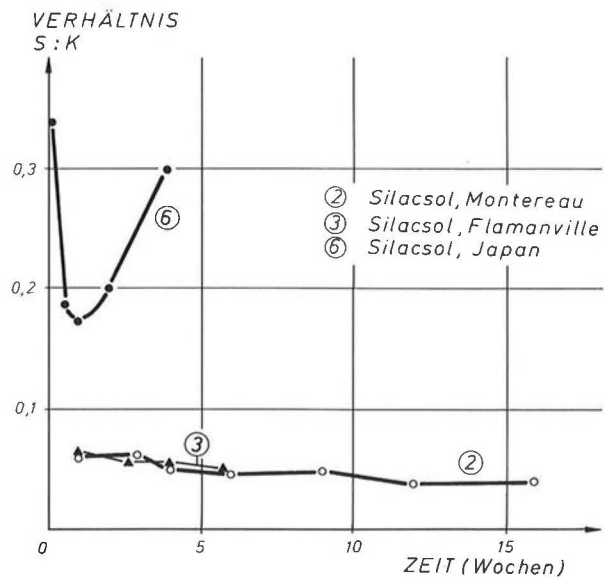


Abb. 58: Feldversuch mit Silacsol in Flamanville und Vergleich mit anderen Injektionen; Nr. der verpreßten Sande gemäß Abb. 53 (Mittelwerte).  
 Wasseranalysen an injizierten Sanden beim Standversuch [16]: Vergleichsstudien mit Silacsol und klassischem Gel.  
 Verhältnis S : K = lösliches Silizium (Silacsol) : lösliches Silizium (klassisches Gel).

Fig. 58: Field test with Silacsol in Flamanville and comparison with other injections; No. of grouted sands according to Fig. 53 (mean values).  
 Water analyses of grouted sands during tests in stagnant water [16]: comparative studies with Silacsol and classical gel.  
 Ratio S : K = dissolved silica (Silacsol) : dissolved silica (classical gel).

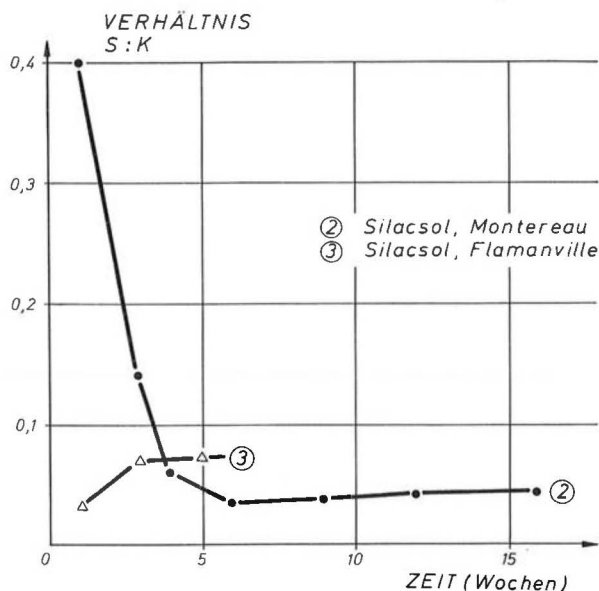


Abb. 59: Wie Abb. 58 — für das Verhältnis S : K = freie Lauge (Silacsol) : freie Lauge (klassisches Gel).

Fig. 59: Like Fig. 58—for the ratio S : K = alkaline solution (Silacsol) : alkaline solution (classical gel).

#### 5.5.4 Röntgendiffraktometrie und chemische Analyse des Reaktionsproduktes

An bestimmten Stellen des Kontrollschachtes konnten einige Proben entnommen werden, die fast zur Gänze aus dem reinen Reaktionsprodukt der Calciumchloridlösung und der Silizium-Natriumlösung bestanden. Die röntgendiffraktometrischen Untersuchungen zeigten einen hohen Gehalt an Calciten (z. B.  $\text{CaCO}_3$ ) und nur geringe Mengen an Natriumchlorid ( $\text{NaCl}$ ). Bei der chemischen Analyse des Reaktionsproduktes wurden folgende Hauptanteile festgestellt:

$\text{CaCO}_3$	29,05%
$\text{SiO}_2$	40,96%
$\text{Na}^+$	3,95%
$\text{Cl}^-$	3,5 %

Unter der Annahme einer vollständigen Reaktion der  $\text{Na}^+$ - und  $\text{Cl}^-$ -Ionen beinhaltet das Reaktionsprodukt 5,77%  $\text{CaCl}$ .

#### 5.6 Resümee

Der Feldversuch hat klar gezeigt, daß mit der Injektion von Silacsol im sandigen Untergrund eine ausreichende Verfestigung (Druckfestigkeiten von 300—600  $\text{N/cm}^2$ ) und entsprechende Abdichtung ( $k \sim 10^{-9}$  m/s) erzielt wurden. Er bestätigte auch die Erfahrungstatsache, daß mit sorgfältig durchgeführten Baustelleninjektionen Verpreßkörper hergestellt werden können, deren Spannungs-Verformungs-Verhalten günstiger ist als bei kleinen, im Labor injizierten Proben. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wiesen die Prüfkörper aus den Feldversuchen etwa die 2- bis 2,5fache einaxiale Druckfestigkeit der im Laboratorium verpreßten Proben auf (in standardmäßigen Schnellversuchen).

Die Belastung des umgebenden Grundwassers erfolgte vor allem durch die hohe Chloridkonzentration, die sich nur langsam abbaute. Ob die Chloride vorwiegend aus der Injektionsphase mit  $\text{CaCl}_2$  herührten oder vom  $\text{NaCl}$  (das sich während der Reaktion der beiden Injektionskomponenten bildet), konnte nicht eindeutig festgestellt werden. Die Verunreinigung mit  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  war minimal und lag durchwegs unter den für Trinkwasser zulässigen Grenzwerten.

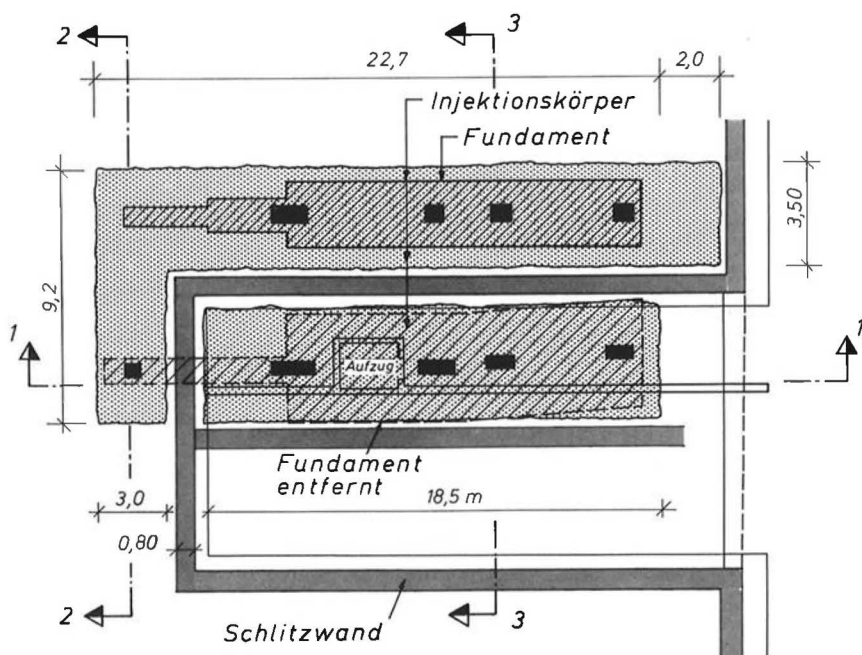


Abb. 60: Grundriß der Maßnahmen zur Unterfangung des Bahnhofsgebäudes Wien-Mitte im Zuge des U-Bahnbaues (Ausschnitt Bauteil D). Verfestigungsinjektionen mit Silacsol und Schlitzwände; Schwarz: Stützen des zu unterfangenden Bauwerks.

Fig. 60: Ground-plan of the underpinning measures for the railway station "Wien-Mitte" during the construction works for the underground (section D). Soil improvement by grouting with Silacsol, and diaphragm walls; black: columns of the building to be underpinned.



## 6. Baustellenuntersuchungen

### 6.1 Injektionen mit Silacsol

Als Beispiel aus der Baupraxis wird ein Projekt aus dem Wiener U-Bahn-Bau herausgegriffen. Dabei ging es in erster Linie um eine detaillierte Untersuchung der Grundwasserbeeinflussung durch Silacsol-Injektionen in einem städtischen Ballungszentrum.

#### Projekt:

Für die Herstellung einer direkten Verbindung zwischen der bestehenden U-Bahn-Linie U 4 und der neu zu errichtenden Linie U 3 waren im Bereich des Bahnhofes Wien-Mitte umfangreiche Grundbaumaßnahmen erforderlich. Die Führung der Fußgängerströme soll vom tiefer gelegenen Geschoß der U 3 über ein Zwischengeschoß auf das Niveau des Bahnhofes und der Linie U 4 erfolgen. Für den Einbau dieser direkten Verbindung (Bauteil D, Stiege 24) mußten 5 Stützen des Bahnhofgebäudes ausgewechselt und die Lasten über eine Unterfangungskonstruktion auf Schlitzwände umgelagert werden. Die Stützen des Bahnhofgebäudes sowohl innerhalb als auch außerhalb der Schlitzwandumschließung sind auf Streifenfundamente gegründet; diese binden in mitteldichte sandige Kiese ein und weisen eine Sohldruckung von  $\sigma \leq 45 \text{ N/cm}^2$  auf. Der tiefere Untergrund besteht aus tertiären Sedimenten (Sande, Schluffe, Tone). Das Gebäude selbst stellt eine sparsam dimensionierte Stahlbetonskelettkonstruktion dar und ist dementsprechend empfindlich gegenüber Setzungsdifferenzen. Die errechneten zulässigen Set-

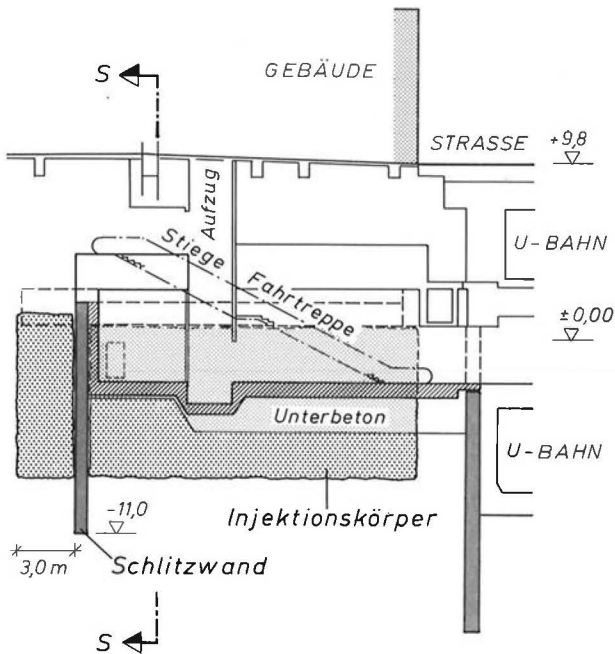
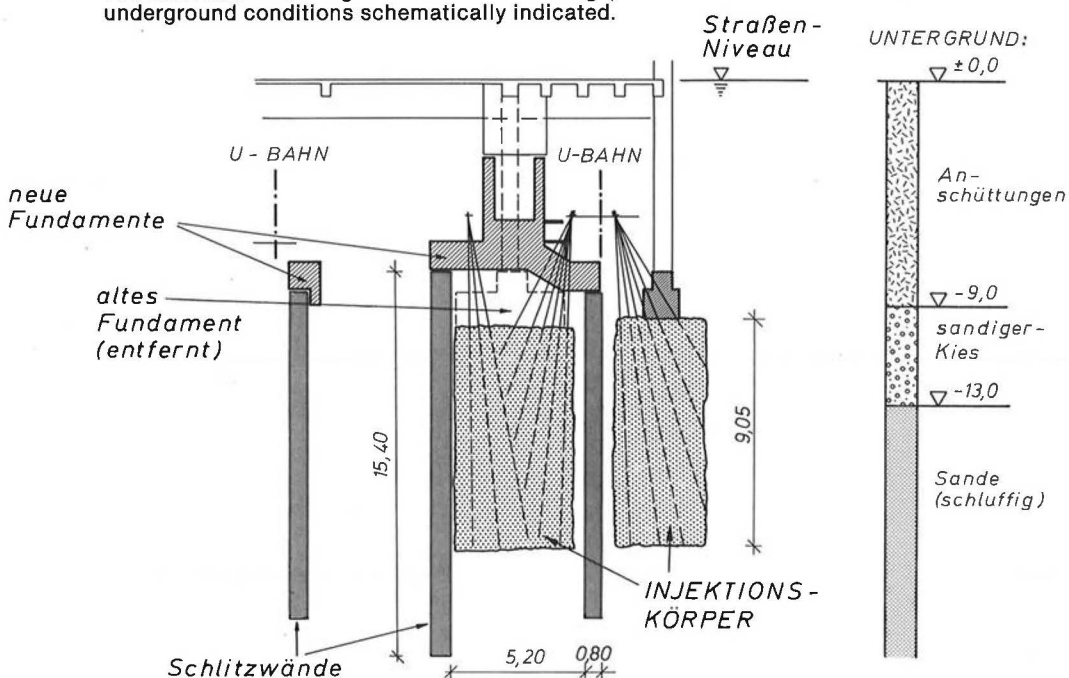


Abb. 61: Schnitt 1-1 zur Abb. 60 im Bereich der projektierten Verbindung zwischen den unterschiedlichen Niveaus der Linie U 3 und der bestehenden U 4. Der Injektionskörper wurde teilweise ausgehoben (bis UK Unterbeton), um die neue Bauwerkssohle herstellen zu können.

Fig. 61: Cross-section 1-1 to Fig. 60 in the part of the projected connection between the different levels of the new line U 3 and the existing line U 4. Grouted soil was partially excavated (to the bottom of the sub concrete) when constructing a new foundation for the building.

Abb. 62: Schnitt S-S zur Abb. 61 mit Darstellung der Unterfangungskonstruktion nach dem Abtrag der Streifenfundamente; Untergrundverhältnisse schematisch angedeutet.

Fig. 62: Cross-section S-S to Fig. 61 with underpinning construction after wrecking the continuous footings; underground conditions schematically indicated.



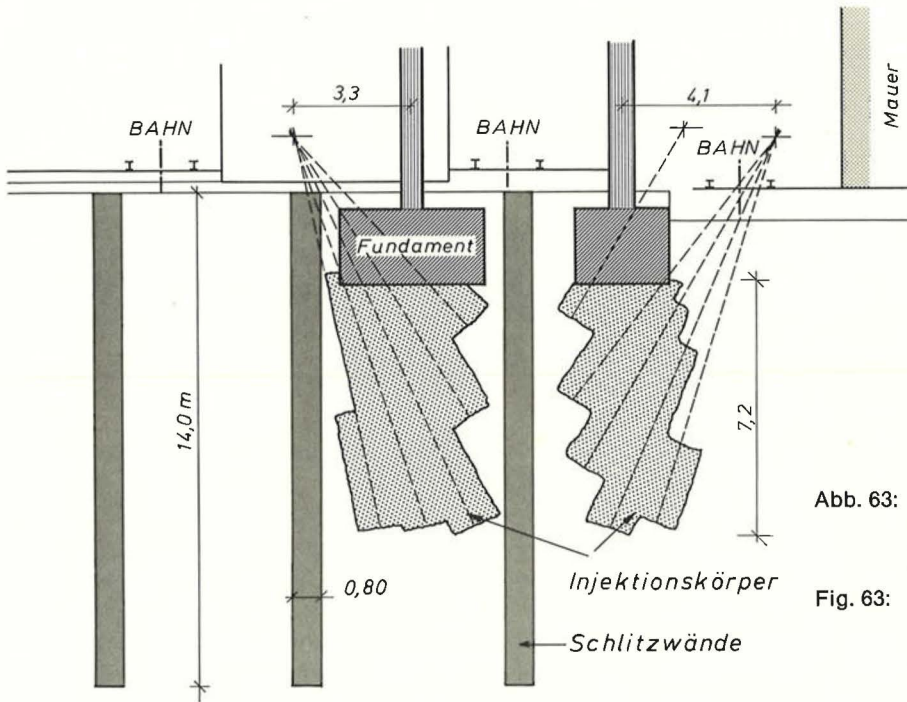


Abb. 63: Querschnitt 3-3 zur Abb. 60 mit Injektionskörpern zur Fundamentunterfangung und Schlitzwänden für den Stiegenabgang in die unteren U-Bahn-Geschoße.

Fig. 63: Cross-section 3-3 to Fig. 60 with grouted soil for underpinning the continuous footings, and diaphragm walls for the stairway to the lower story of the underground.

zungsdifferenzen betragen weniger als 16 mm und waren im Hinblick auf die geplanten Spezialtiefbaumaßnahmen äußerst gering.

Die Abb. 60 bis 64 zeigen die Situation im Bereich des Bauteiles D:

Für die Herstellung der Schlitzwandumschließung und der innen gelegenen Schlitzwand, die zur Abstützung der bestehenden Pfeiler dienen sollte, war eine ausreichende Sicherheit gegen das Einstürzen der offenen suspensionsgefüllten Schlitzte zu gewährleisten. Auf Grund der hohen Auslastung der

Streifenfundamente und des geringen Abstandes zwischen den Fundamenten und der geplanten Schlitzwand wurde als Bauhilfsmaßnahme eine Verfestigung des Untergrundes durch Silacsol-Injektionen durchgeführt. Die Verfestigung sollte sowohl die quartären Kiese als auch die darunter liegenden tertiären Mittelsande und schluffigen Feinsande umfassen. In der Ausschreibung waren vom Bauherrn einaxiale Druckfestigkeiten von 100 bis 200 N/cm<sup>2</sup> für 30 x 30 cm-Würfelproben aus dem Injektionskörper gefordert worden [6].

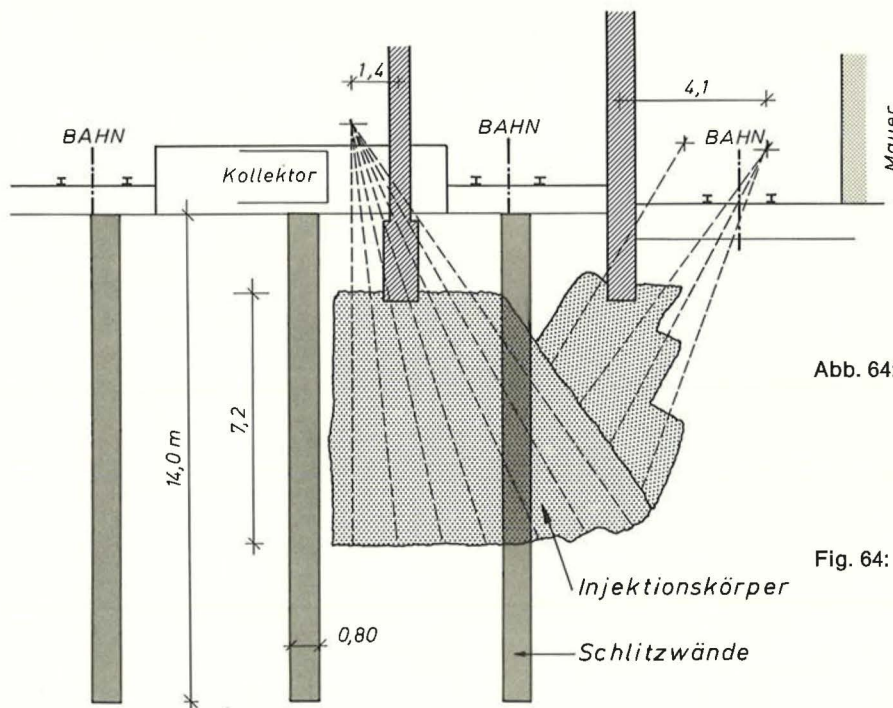


Abb. 64: Querschnitt 2-2 zur Abb. 60 mit Injektionskörpern zur Fundamentunterfangung und Schlitzwänden für den Stiegenabgang in die unteren U-Bahn-Geschoße. Injektionskörper auch zur Erhöhung der Sicherheit gegenüber unzulässigen Bodenverformungen beim Herstellen der Schlitzwände.

Fig. 64: Cross-section 2-2 to Fig. 60 with grouted soil for underpinning the continuous footings, and diaphragm walls for the stairway to the lower story of the underground. Grouted soil also to increase safety factor against unallowable deformations during trenching the diaphragm walls.



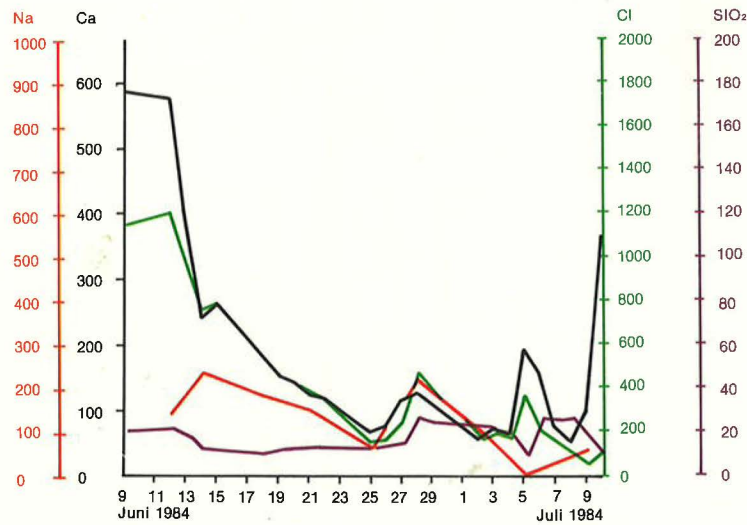
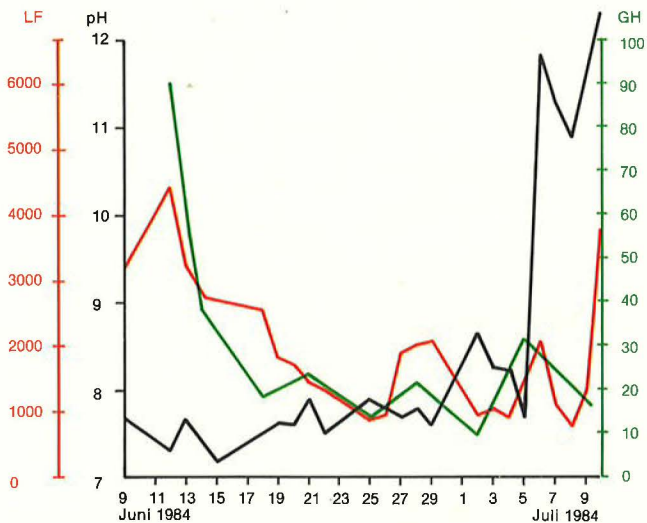


Abb. 65: Silacsol-Injektionen im Grundwasser-Beobachtungsfeld des U-Bahn-Bauabschnittes U 3/5 [1]; Zeitlicher Verlauf der Meßwerte in der Sonde 3 Q (Wasserentnahme aus dem Quartär) unmittelbar ab Beendigung der Silacsol-Injektionen im Nahbereich der Sonde (Dauer der Injektion ca. 2,5 Wochen).

- a) pH-Wert ..... schwarz  
 Gesamthärte ..... grün  
 Leitfähigkeit ..... rot
- b) Calcium-Ionenkonzentration ..... schwarz  
 Chlorid-Ionenkonzentration ..... grün  
 Natrium-Ionenkonzentration ..... rot  
 Gehalt an Siliziumdioxid ..... violett

Fig. 65: Silacsol-injections in the groundwater test field at the construction site of the Vienna underground, section U 3/5 [1];

Time dependent parameters in piezometer 3 Q (water from Quaternary formations) immediately after the end of the injection works close to the piezometer.

- a) pH-value ..... black  
 total hardness ..... green  
 conductivity ..... red
- b) concentration of calcium-ions ..... black  
 concentration of chlorid-ions ..... green  
 concentration of natrium-ions ..... red  
 content of siliciumdioxid ..... violet

### Injektionsarbeiten:

Die Injektionsarbeiten wurden in der Zeit von Mai bis Juli 1984 durchgeführt, danach erfolgte die Schlitzwandherstellung. Die Injektionsabfolge bestand aus einer Vorinjektion mit einer Zement-Bentonit-Mischung und einer nachfolgenden chemischen Zwei-Phasen-Injektion. Insgesamt wurden bei einem theoretischen Injektionsvolumen von ca. 1800 m<sup>3</sup> 65 t SiO<sub>2</sub>, 28 t Ca<sup>++</sup> und 50,3 t Cl<sup>-</sup> injiziert. Im Zuge des weiteren Ausbaues des Stationsbauwerkes erfolgte dann die Lastumlagerung von den Stützen des Bahnhofgebäudes in die Unterfangungskonstruktion und in die Schlitzwände. Dabei wurden die alten Fundamente abgetragen und der darunter liegende Injektionskörper im Bereich der sandigen Kiese freigelegt. Dadurch ergab sich die Möglichkeit einer unmittelbaren Kontrolle von Teilen der injizierten Kies-Sand-Schichten (visuell und durch Probenentnahme).

### Ergebnisse der in-situ Untersuchungen:

Der Injektionskörper erwies sich im Hinblick auf die Verfestigung und die Kornstruktur des Bodens als durchwegs homogen.

Wegen der großen Schwierigkeiten bei der Entnahme und Bearbeitung von Probekörpern wurde auf systematische labormäßige Festigkeitsprüfungen verzichtet. Die Kontrolle des Injektionserfolges erfolgte durch den grundbautechnischen Berater des Bauherrn und bestand im wesentlichen aus folgenden Punkten:

- detaillierte Aufnahme der Untergrundverhältnisse;
- Beurteilung des Penetrationserfolges in den unterschiedlich sandigen Kiesschichten und den eingelagerten Sandbändern;
- Abtasten des Injektionskörpers von Hand oder mit Werkzeugen im Hinblick auf die kohäsive Wirkung des Injektionsmittels.

Da der Injektionskörper fast zur Gänze unter dem Grundwasserspiegel zu liegen kam, wurde zur Erfassung der Kontaminierung des Grundwassers ein Pegelnetz, bestehend aus 9 Beobachtungssonden, hergestellt [6]. Der Ausbau der Pegel erfolgte derart, daß jeweils ein Pegelrohr die Entnahme von Wasserproben im Bereich der Kiese und eines im Bereich der Sande ermöglichte. Die Trennung der Wasserhorizonte erfolgte durch eine Tonkugelabdichtung.

Vor Beginn der Injektionsarbeiten wurde die Grundwasserqualität in allen Sonden überprüft. Das Grundwasser hatte weitgehend Trinkwasserqualität. Die Entnahme von Wasserproben erfolgte während der Injektionsarbeiten im wöchentlichen bis 14tägigen Rhythmus; die Messungen werden bis zum heutigen Tage, wenn auch in einer wesentlich geringeren Dichte, durchgeführt. Die entnommenen Grundwasserproben wurden auf die Parameter



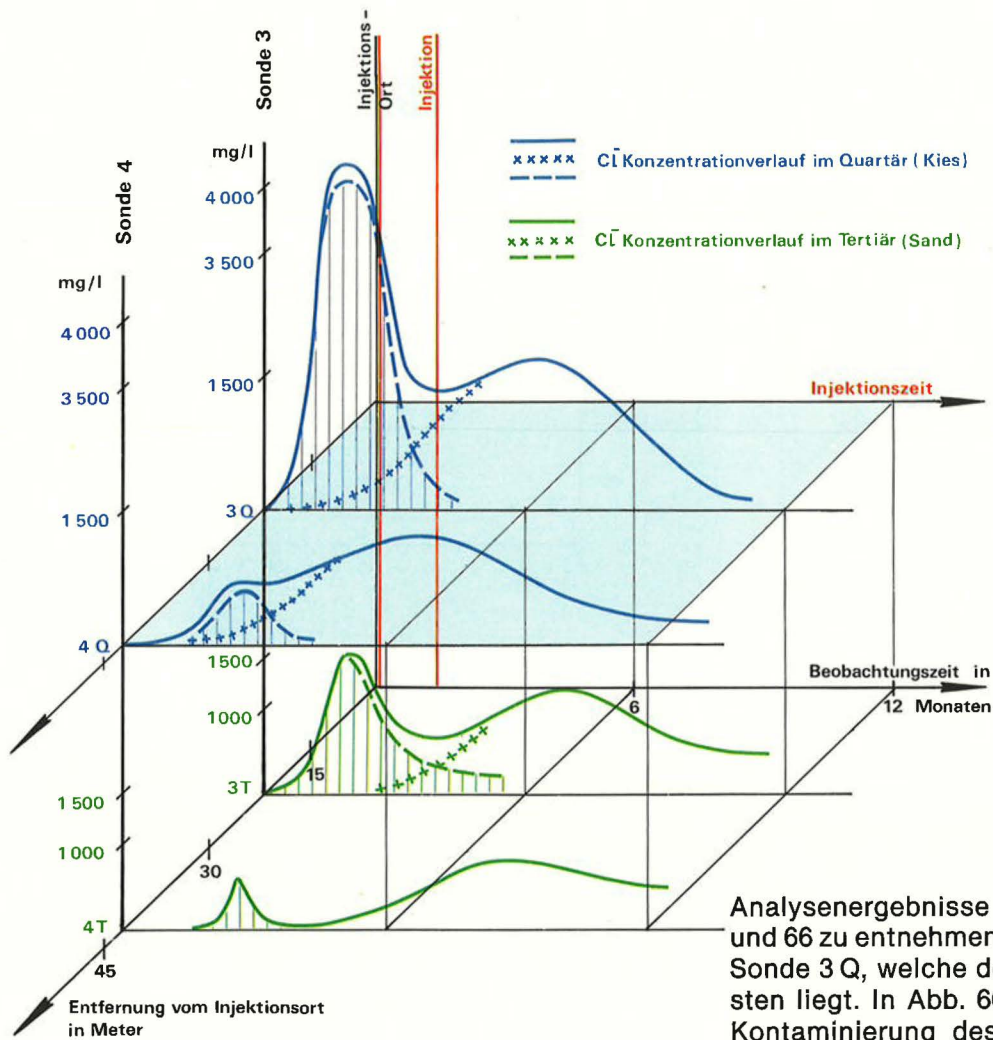


Abb. 66: Silacsol-Injektionen im Grundwasser-Beobachtungsfeld des U-Bahn-Bauabschnittes U 3/5 [6]: Vereinfachte Darstellung der Grundwasserbeeinflussung durch Diffusions-Strömungsvorgänge am Beispiel der  $\text{Cl}^-$ -Konzentration für die Sonden 3 und 4; Konzentrationsverlauf im Quartär und Tertiär in Abhängigkeit von der Zeit und der Entfernung der Sonden vom Injektionsort.  
 Quartär / Kies : blau  
 Tertiär / Sand : grün  
 ———— unmittelbar während der Injektionsarbeiten  
 xxxxxxxxxxxx aus dem fertigen Injektionskörper  
 ———— Summe der beiden Konzentrationen

Fig. 66: Silacsol-injections in the groundwater test field at the construction site of the Vienna underground, section U 3/5 [6]: Simplified graphical representation of the groundwater-contamination through diffusion and water circulation in the ground: for example chlorid-concentration for piezometers 3 and 4; concentration in Quarternary and Tertiary formations versus time and versus distance of the piezometers from the grouted area.  
 Quarternary formations / gravel : blue  
 Tertiary formations / sand : green  
 ———— during injection work  
 xxxxxxxxxxxx from grouted soil  
 ———— sum of both concentrations

Analysenergebnisse sind beispielhaft den Abb. 65 und 66 zu entnehmen: dabei handelt es sich um die Sonde 3 Q, welche dem Injektionskörper am nächsten liegt. In Abb. 66 ist der zeitliche Verlauf der Kontaminierung des Grundwassers durch Diffusions- und Strömungsvorgänge am Beispiel der Chlorid-Ionenkonzentration dargestellt.

In der Regel wurden die Grenzwerte für Trinkwasser bei den Analysenwerten pH-Wert,  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Ca}^{++}$ -Gehalt nur fallweise überschritten. Die Chlorid-Ionenkonzentration erreicht allerdings oft eine Größenordnung von 1000 mg/l; außerdem gingen die Werte mit der Zeit vielfach nur langsam zurück. Abgesehen von Umweltfragen können die relativ hohen Chloridkonzentrationen wegen der großen Stahlaggressivität einen negativen Einfluß auf das Bauwerk selbst oder auf tiefliegende Gebäudeteile in der Umgebung darstellen (Bewehrungen, Grundwassernutzung, Klimaanlage, usw.).

Bis Ende 1984 trat die Grundwasserbeeinflussung nur im Quartär auf. Infolge einer Grundwasserabsenkung im Jänner 1985 fiel dort die Konzentration in den meisten Sonden deutlich ab. Parallel dazu kam es zu einem Anstieg der Werte in den Tertiärsonden. Die Konzentrationen im Tertiär erreichten allerdings bei weitem nicht jene in den quartären Kiesen und lagen durchwegs unter den zulässigen Grenzwerten. Ein Jahr nach Beendigung der Injektionsarbeiten hatten sich die Meßwerte weitgehend stabilisiert; es traten keine nennenswerten Schwankungen in den Ganglinien mehr auf. Die Ausgangskonzentrationen des Grundwassers waren allerdings immer noch nicht erreicht.

pH-Wert, Leitfähigkeit, Säurekapazität, Basenkapazität, Gesamthärte, Chlorid-, Natriumsilikat- und Calciumgehalt untersucht. (Die elektrische Leitfähigkeit bildet ein überschlägiges Maß für die Ionenstärke und den Salzgehalt des Wassers.)

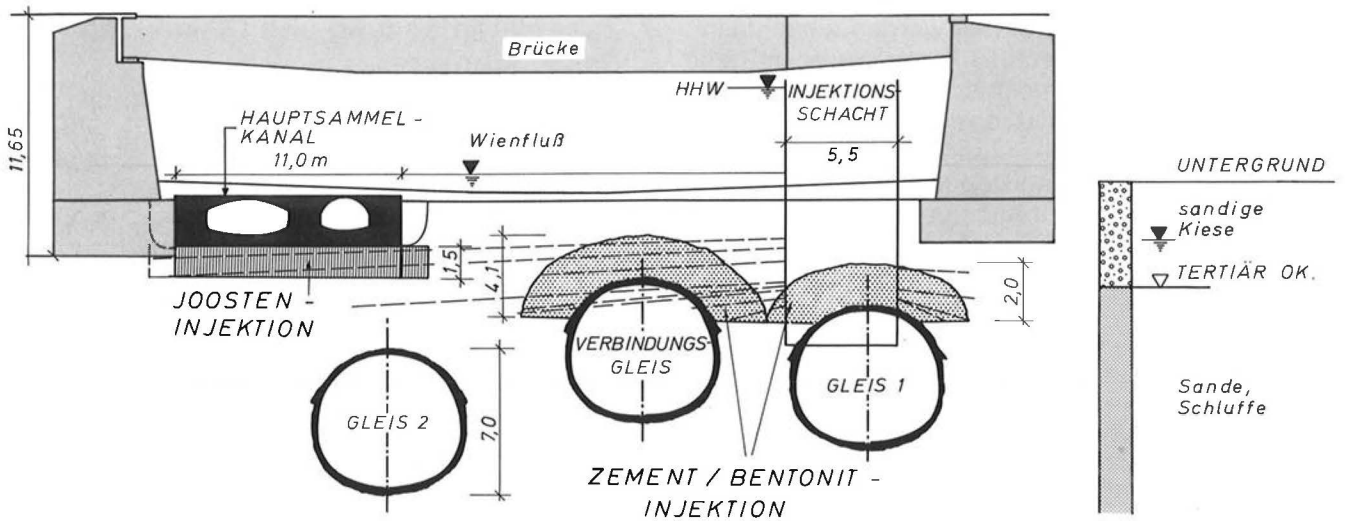


Abb. 67: Querschnitt der Injektionsmaßnahmen für den Vortrieb der U-Bahn-Röhren nach der NÖT unter Druckluft im Bauabschnitt U 3/6 + 7 (Stubentor)

Fig. 67: Cross section of grouting measures for the underground construction (New Austrian Tunneling Method with compressed air) under the river Wien, Section U 3/6 + 7 (Stubentor).

Detaillierte Angaben über die Festigkeitseigenschaften und die Grundwasserbeeinflussung durch Injektionen mit Silacsol werden in einem der nächsten Hefte dieser Schriftenreihe folgen.

## 6.2 Injektionen nach dem (modifizierten) Joosten-Verfahren

Im Nahbereich jener Baustelle, bei welcher mit Silacsol verpreßt wurde (Kap. 6.1), waren im Rahmen des Wiener U-Bahn-Baus weitere Injektionen erforderlich. Gemäß den Abb. 67 und 68 handelt es sich um zwei Einsätze:

- als Verfestigungskörper unterhalb des bestehenden Hauptsammelkanales, der von der U-Bahn unterfahren werden mußte;
- als Abdichtungskörper im Firstbereich, der nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise unter Druckluft herzustellenden U-Bahn-Röhren unterhalb des Wienflusses.

Der aus dem Jahre 1898 stammenden Beton des Hauptsammelkanals war bereits so minderwertig geworden und von zahlreichen Rissen durchzogen, weshalb Ausbläser beim Druckluftbetrieb für den Tunnelausbruch zu befürchten waren. Die Verfestigungsinjektionen dienten somit zur Verbesserung der Kanalbettung (Herstellung einer 1,5 m dicken Unterfangungsplatte) und zur Erhöhung der Sicherheit beim Tunnelvortrieb. Die Zement-Bentonit-Injektionen waren in erster Linie zur Abdichtung erforderlich: die geringe Tunnelüberdeckung und die

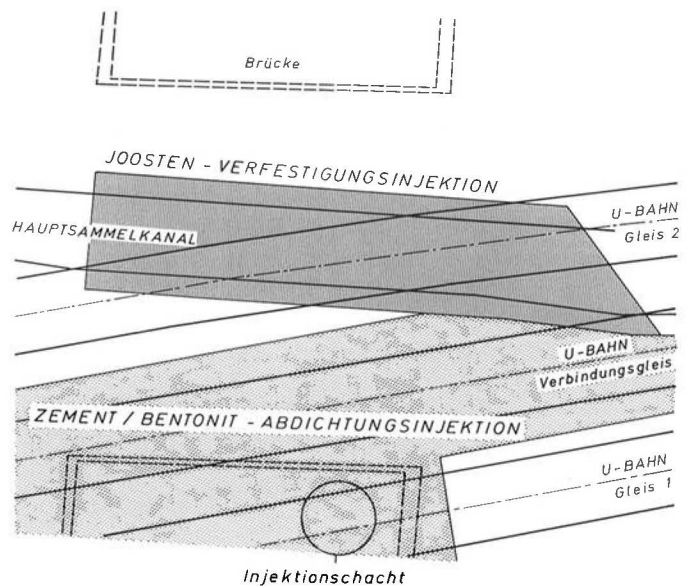


Abb. 68: Grundriß zu Abb. 67.

Fig. 68: Ground plan to Fig. 67.

große Durchlässigkeit der sandigen Kiese hätten ansonsten einen zu starken Druckluftverbrauch beim Tunnelvortrieb bewirkt. Von den insgesamt auf ca. 1000 m Länge hergestellten Abdichtinjektionen wurden ca. 250 m auch zur Verfestigung extrem rolliger Kiese herangezogen. Der eigentliche Verfestigungskörper ist dort 90 cm dick und reicht von der Tunnelfirste bis zur Tertiär-Oberkante; er besteht ebenfalls aus Zement-Bentonit-Injektionen. Für die Abdichtung der fertigen Tunnelröhren sind die Injektionskörper ohne Belang. Diese erfolgt durch eine Innenschale aus wasserdichtem Beton. Die Untergrundverhältnisse sind in Abb. 67 schematisch dargestellt. Demnach mußten in erster Linie sandige Fein- bis Mittelkiese, im Bereich der Abdichtinjektionen auch Schluffe verpreßt werden. Die Böden wiesen überwiegend eine mitteldichte Lagerung auf.

Von der Sohle des Wienflusses wurden zunächst Injektionsschächte abgeteuft. Diese waren mittels Spundwandkästen gegenüber Hochwässern zu sichern. Von den Schächten aus wurden in relativ flacher Neigung bis zu 30 m lange Injektionsbohrungen vorgetrieben und mit Doppelmanschetten ausgebaut. Um einen guten Anschluß an den Kanal zu gewährleisten, erfolgte die Injektion von oben nach unten. Die insgesamt 17 Injektionsschächte wurden auf ein Projekts-Hochwasser von ca. 0,6 m unter der Brücke dimensioniert (Abb. 67). Wegen der Einengung des Durchflußquerschnittes infolge der Schächte und einer teilweisen Ballastschüttung in der Flußsohle reichten die Oberkanten der Spundwandkästen noch etwas höher.

Beim modifizierten Joosten-Verfahren für den Verfestigungskörper kamen die Injektionsmischungen I (als Vorlage) und dann IIIa gemäß Tabelle 4 zum Einsatz; die Mischung IIIa wurde nur über jedes 2. Manschettenrohr nachträglich eingebracht.

Grundsätzlich erfolgte die Injektion der beiden Komponenten Wasserglas und Chlorcalcium getrennt über die Doppelmanschetten, so daß die Reaktion der beiden Injektionskomponenten erst nach Eintritt der Injektionsmaterialien in den Baugrund stattfand. Durch unterschiedliche Konzentration von Wasserglas und Duropur wurden die Injektionsparameter modifiziert, um den gewünschten Abdichtungs- bzw. Verfestigungserfolg sicherzustellen.

Mit dem angewendeten Doppelmanschettenrohrverfahren war auch eine unkontrollierte Ausbreitung des Injektionsgutes zu verhindern. Insgesamt wurden ca. 600 m<sup>3</sup> Boden nach dem modifizierten Joosten-Verfahren verfestigt. Das Besondere dabei war der horizontale Aufbau des Injektionskörpers von 30 m entfernten Schächten aus.

Die Baustellenkontrolle bei den Verfestigungsinjektionen war praktisch nur durch ein ständiges Registrieren von Injektionsdruck und -mengen möglich; hierzu kam eine Überwachung mittels Entlastungsrohren, welche aus dem Verfestigungskörper nach oben reichten. Eine optische Überprüfung und die Entnahme von Bohrkernen war nicht möglich; der Verfestigungserfolg wurde ausschließlich am Verhalten des zu unterfangenden Bauwerkes gemessen.

Die Abdichtungskörper für die Tunnelröhren wurden zum Teil von denselben Manschettenrohren aus hergestellt wie der Verfestigungskörper: nach Fertigstellung der Joosten-Injektionen erfolgte die Zement-Bentonit-Injektion gemäß den Abb. 67 und 68. Insgesamt kamen somit auf einen begrenzten Bauabschnitt der Wiener U-Bahn-Linie U 3 vier verschiedene Injektionsverfahren zum Einsatz:

- Silacsol-Injektionen
- Silicatgel-Injektionen
- Joosten-Injektionen (z. T. modifiziert)
- Zement-Bentonit-Injektionen.

## 7. Zusammenfassung und Diskussion der Ergebnisse

### 7.1 Allgemeines

Chemische Injektionen des sandigen Untergrundes werden vorwiegend als Silicatinjektion auf der Basis von Wasserglas durchgeführt. Dabei können bisweilen Probleme mit dem Langzeitverhalten und der Grundwasserbelastung auftreten. Um diese Schwierigkeiten möglichst zu reduzieren, wurde von der Firma Soletanche ein neues Injektionsmittel entwickelt, welches die Bezeichnung „*Silacsol*“ trägt.

Im Rahmen von Grundsatz- und Eignungsprüfungen für den Wiener U-Bahn-Bau wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, um die Festigkeits- und Verformungseigenschaften, Wasserstabilität und Umweltverträglichkeit dieser neuen Injektionsmischung zu ermitteln. Als direkte Vergleiche dienten konventionelle Injektionen mit *Silicatgel* (Durcisseur 600 B als Reaktiv) und nach dem *Joosten*-Verfahren. Das laufende Forschungsprogramm umfaßt Versuchsreihen im Laboratorium, Feldversuche und Baustellenmessungen.

Von der Verpreßtechnik und den chemischen Reaktionen her unterscheiden sich die untersuchten Injektionsmittel wie folgt:

**Silacsol:**

Injektion in 2 Phasen, da schlagartige Reaktion der Kieselsäure (SiO<sub>2</sub>-Lösung) mit dem Reaktiv (Calciumchlorid). Bildung einer kristallinen Struktur ähnlich hydraulischen Bindemitteln (allmählich; wenige Tage nach der Injektion beginnend und dann länger andauernd).

Im Rahmen der Weiterentwicklung des *Silacsol*-Verfahrens kann heute in zunehmendem Maße auf Calciumchlorid als Reaktiv verzichtet werden, was einerseits eine Injektion in einer Phase ermöglicht und andererseits eine weitere Verbesserung in bezug auf die Umweltverträglichkeit darstellt.

„klassisches“ Silicatgel:

Injektion in einer Phase, da langsame Reaktion von Natronwasserglas mit dem Reaktiv (Durcisseur). Bildung eines amorphen Gels.

**Joosten-Verfahren:**

Injektion in 2 Phasen, da schlagartige Reaktion der Natronwasserglaslösung mit dem Reaktiv (Calciumchlorid). Bildung eines amorphen Gels und einer mischkristallinen Struktur.

Beim modifizierten Joosten-Verfahren mit „*Duropur*“ wird durch Alkalisierung die Viskosität reduziert, und damit eine Ausweitung der Anwendungsgrenzen erreicht.



Eine Gegenüberstellung der aus Laborversuchen und Feld- bzw. Baustellenuntersuchungen erhaltenen Ergebnisse zeigt unter anderem folgende Unterschiede:

- Bei Silacsol laufen die chemischen Reaktionen in großräumigen Injektionskörpern langsamer ab als in kleinen Laborproben.
- Der beim Verpressen vorhandene Spannungszustand im Boden hat einen großen Einfluß auf den Injektionserfolg. Je größer der Überlagerungsdruck an der Baustelle ist, desto höhere Festigkeiten sind erzielbar (unter ansonsten gleichen Bedingungen).
- Bei der Herstellung der Injektionskörper im Laboratorium konnte nur beim Joosten-Verfahren ein höherer Verpreßdruck aufgebracht werden. Bei den Proben mit Silacsol und Silicatgel war dies aus versuchstechnischen Gründen nicht möglich; die gemessenen mechanischen und chemischen Eigenschaften an labormäßig hergestellten Proben sind daher schlechter als in der Natur. Dies betrifft vor allem die zweiphasigen Silacsol-Injektionen, bei denen die schlagartige Reaktion beim Verpressen des Calciumchlorids eine vollständige Durchtränkung des Sandes stark behinderte. Bei den unter Baustellenbedingungen möglichen Injektionsdrücken wird dieser Effekt (deutlich) abgeschwächt, wie die hohen Festigkeiten aus in-situ-Verpreßkörpern klar bestätigen.
- Für den Neutralisationsgrad von chemischen Injektionen besteht je nach Boden und Injektionsmittel sowie -zweck ein Optimum. Ein hoher Neutralisationsgrad verbessert die Langzeitbeständigkeit, insbesondere das Kriechverhalten von Silicatgel-Injektionen und führt zu einer raschen sowie intensiven Aushärtung, was auch eine geringe Grundwasserverunreinigung bewirkt. Andererseits erschwert ein zu hoher Neutralisationsgrad die Verarbeitbarkeit an der Baustelle und bewirkt eine Zunahme der auswaschbaren Bestandteile. Diese zusätzlichen Belastungen sind die Reaktionsprodukte des Härters, da dieser für höhere Neutralisationen stärker konzentriert eingesetzt wird. Eine weitgehend homogene und vollkommene Durchtränkung des Bodens mit Chemikalien ist bei einem kleinen Neutralisationsgrad eher möglich (bzw. hängt von der Verarbeitbarkeit und der Gelzeit ab). Bei einer zu geringen Neutralisation hingegen sinkt nicht nur die Dauerfestigkeit, sondern auch die Wasserbeständigkeit des Injektionskörpers; außerdem kommt es dann zu einer stärkeren Gel-Synärese. In der Praxis wird daher in der Regel mit Neutralisationsgraden zwischen (40%)  $60\% \leq N \leq 80\%$  gearbeitet. Die erforderliche Mindestkonzentration des eingesetzten Reaktivs hängt auch sehr stark

von dessen Beschaffenheit (Äquivalentgewicht) ab [12]. Sie ist z. B. bei Durcisseur größer als bei Ethylacetat. Im allgemeinen wird ein Neutralisationsgrad um 60% gewählt.

- Wegen des Bestrebens der Kolloidteilchen nach elektrostatischer Absättigung verläuft deren Aggregationsprozeß bei Silicatgel-Injektionen auch nach der eigentlichen Gelierung weiter. Dabei beginnt das Gel unter teilweiser Verdrängung des Kapillarwassers zu schrumpfen, was als Synärese bezeichnet wird [12]. Aber auch als Folge der Polykondensation geben die mit Silicatgel verfestigten Böden noch längere Zeit Synäresewasser ab. Die Porosität des Injektionskörpers nimmt somit allmählich zu und das Grundwasser wird verunreinigt. Dieser Effekt tritt vor allem in grobporigen Böden auf. Bei großem Wasserüberschuß kann es sogar zu einem gewissen Auflösungsprozeß des Gels und zu einer Umkehrreaktion zwischen Gel und Sol kommen [15]. Andererseits tritt bei Feinsanden oder Schluffen praktisch keine Synärese auf.
- Röntgendiffraktometrische Untersuchungen ergaben, daß bei Silacsol-Injektionen binnen 24 Stunden Portlandit-ähnliche Reaktionsprodukte entstehen, welche ab einer Aushärtungsdauer von wenigen Tagen in zunehmendem Maße durch kristallwasserhaltiges Calcium-Silicat ersetzt werden. Dieses ist den Endprodukten bei der Hydratisierung von Portlandzementen sehr ähnlich und bewirkt die kristalline Struktur des erhärtenden Injektionsmittels. Mit zunehmendem Kristallwachstum steigen die Dauerfestigkeit und Wasserbeständigkeit des Verpreßkörpers. Außer Kochsalz bilden sich keine weiteren umweltbelastenden Nebenprodukte wie bei den Silicatgel-Injektionen. Es tritt auch keine Synärese auf. Insgesamt weisen somit Silacsol-Injektionen ein wesentlich günstigeres Langzeitverhalten auf als Silicatgel-Injektionen.

Sowohl beim Joosten-Verfahren als auch bei den Silacsol-Injektionen erfordert die schlagartige Reaktion beim Aufeinandertreffen der Chemikalien ein getrenntes Verpressen der Injektionskomponenten. Da die beiden Arbeitsgänge relativ aufwendig sind und auch eine gleichmäßige Durchtränkung des Bodens erschweren, liegt der industrielle Forschungsschwerpunkt derzeit auf der Entwicklung von langsamer reagierenden Silacsolmischungen, welche in einer Phase injiziert werden können. Grundsatzversuche sind derzeit bereits in verschiedenen Instituten im Gange. Weitere Versuchsreihen betreffen die Entwicklung von Ultrafeinzementen, um die Nachteile des Kriechens und der Grundwasserbelastung von chemischen Injektionen auszuschließen.

## 7.2 Parameterstudien

Im Laboratorium wurde der Einfluß zahlreicher Parameter auf die Eigenschaften der injizierten Proben untersucht. Dabei zeigte sich, daß nicht nur das Injektionsverfahren und die Mischungen (Chemismus; Mischungsverhältnisse, Verdünnungsgrad, Neutralisationsgrad) sowie eine allfällige Nachinjektion von Bedeutung sind, sondern auch eine Vielzahl anderer Faktoren:

- bodenphysikalische Kennwerte des Prüfsandes und dessen Porenvolumen (absolute Größe, Form und Verbindungswege) beim Einbau;
- Art der Herstellung des Injektionskörpers;
- Verpreßdruck;
- Menge des eingepreßten Injektionsgutes und dessen Verteilung im Injektionskörper; somit auch die Lage der Probe innerhalb des Injektionskörpers (Abstand vom Injektionspunkt);
- Form und Abmessungen der Probe (Zylinder—Wüfel; Schlankheitsgrad);
- Alter der Probe;
- Art der Probenlagerung (unter Luftabschluß, in ruhendem oder strömendem Wasser usw.);
- Lagerungstemperatur.

Bei den mechanischen Eigenschaften kommen noch folgende Einflußfaktoren hinzu:

- Belastungsart (einaxial, dreiaxial);
- Belastungsgeschwindigkeit und -dauer;
- Auslastung (Abstand zur Bruchspannung).

Die Ergebnisse von Versuchen mit chemisch injizierten Bodenproben sind daher nur unter Einhaltung der diversen Randbedingungen reproduzierbar. Trotz sorgfältiger Versuchsdurchführung im Laboratorium weisen die Ergebnisse stets starke Streuungen auf, so daß klare Gesetzmäßigkeiten nur aus umfangreichen Versuchsreihen abgeleitet werden können; dabei ist auf die Einflüsse bzw. Wechselwirkungen der diversen Parameter besonders zu achten.

Hinsichtlich der Baupraxis ergibt sich daraus, daß die Anzahl an Einzelversuchen bei konkreten Projekten für eine einwandfrei statistische Analyse meist nicht ausreicht; der ingenieurmäßigen Interpretation bleibt daher stets ein gewisser Spielraum.

## 7.3 Spannungs-Verformungsverhalten unter Kurz- und Langzeitbelastung

Zur Erfassung des Spannungs-Verformungsverhalten von chemisch verfestigten Korngerüsten wurden folgende Versuche durchgeführt:

- einaxiale Zylinderdruckversuche
- Ödometerversuche
- Triaxialversuche

Der Schwerpunkt lag auf den einaxialen Druckversuchen, da sie trotz des geringen Aufwandes eine hohe Aussagekraft, vor allem im Rahmen von Parameterstudien, haben.

Bei der Interpretation der Ergebnisse ist die Erfahrungstatsache zu berücksichtigen, daß Injektionskörper, welche auf Baustellen unter (höherem) Druck verpreßt wurden, meist eine bessere Qualität aufweisen als die im Laboratorium hergestellten Prüfkörper. Voraussetzung hierfür sind gleichartige Bodenverhältnisse. Der Injektionserfolg im Labor ist häufig durch die versuchstechnischen Randbedingungen (Prüfkörper, Druck, Injektionspumpe usw.) begrenzt.

Aufgrund der kristallinen Struktur von Silacsol und der amorphen Masse bei den Silicatgelen waren deutliche Unterschiede in den mechanischen Eigenschaften der injizierten Sande zu erwarten.

### **Kurzzeitbelastung:**

Tabelle 24 ermöglicht einen direkten Vergleich des Spannungs-Verformungsverhaltens der diversen Injektionen unter Kurzzeitbelastung (schnelle einaxiale Druckbelastung). Die gerundeten Mittelwerte beziehen sich auf einen Schlankheitsgrad der Prüfkörper von ca.  $h : d = 2$ . Aus der Gegenüberstellung ist klar ersichtlich, daß die Injektionen mit klassischem Silicatgel zwar den größten Verfestigungsgrad aufweisen, aber auch die stärksten Bruchstauchungen. Diese können in Ausnahmefällen infolge der Synärese mit der Zeit sogar zunehmen. Dabei handelt es sich um einen Kondensationsprozeß, bei dem es durch die Rückbildung des Gels zu Flüssigkeitsabsonderungen kommt, was zu einer allmählichen prozentuellen Volumenverminderung des Gels führt.

Die Neuentwicklung „Silacsol“ bewirkt geringere Bruchstauchungen als das „klassische“ Silicatgel. Im Laufe der Zeit sinken die Verformungen weiterhin ab, weil sich die kristalline Struktur weiter ausbildet bzw. es zu Kristallverfilzungen kommt. Die einaxialen Druckfestigkeiten sind zwar geringer als beim klassischen Gel und beim Joosten-Verfahren, doch ist dies in erster Linie versuchstechnisch bedingt: Unter Laborbedingungen konnte in den Injektionskörpern mit Silacsol keine besonders gleichmäßige Durchtränkung erzielt werden, was auf die zweiphasige Verpressung bei niedrigem Druck und die schlagartige chemische Reaktion der beiden Komponenten zurückzuführen ist. Bei der Silicatgel-Injektion („Einstoffsystem“) ermöglichte der langsame Ablauf der chemischen Reaktionen eine besser Penetration, obwohl auch hier nur relativ kleine Verpreßdrücke aufgebracht wurden. Beim Joosten-Verfahren konnte der nachteilige Effekt der zweistufigen Injektion und der raschen Reaktion durch einen höheren Verpreßdruck weitgehend kompensiert werden. Diese Einflüsse sind bei der

**Tabelle 24/Table 24:** Ergebnisse der einaxialen Druckversuche für verschiedene Injektionsmittel: Normallagerung (unter Luftabschluß) der mit Normensand (N in Abb. 1) injizierten Proben; Schlankheitsgrad der Prüfkörper  $h : d = 1,7-2,0$ . Statistische Mittelwerte (gerundet) aus vergleichbaren Versuchsreihen; „Ausreißer“ ausgeschlossen.  
 Results of unconfined compression tests for different grout mixtures: Standard curing (airtight) of samples grouted with standard sand (N in Fig. 1); ratio  $h : d = 1.7$  to  $2.0$ .  
 Arithmetical mean values (rounded) from comparable test series; statistical “outliers” eliminated.

Probenalter (Tage)	Silacsol			klassisches Gel			Joosten-Verfahren (Standardmischung I)			Joosten-Verfahren (verdünnte Mischungen)		
	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$q_u/\varepsilon_B$ 10 <sup>3</sup> (N/cm <sup>2</sup> )	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$q_u/\varepsilon_B$ 10 <sup>3</sup> (N/cm <sup>2</sup> )	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$q_u/\varepsilon_B$ 10 <sup>3</sup> (N/cm <sup>2</sup> )	$q_u$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_B$ (%)	$q_u/\varepsilon_B$ 10 <sup>3</sup> (N/cm <sup>2</sup> )
< 1	25	2,0	1,3	25	3,5	0,7	30	0,60	5,0	45	0,50	9,0
1—7	50	1,5	3,3	100	2,5	4,0	90	0,40	22,5	70	0,40	17,5
7—14	70	1,3	5,4	170	2,2	7,7	130	0,35	37,1	100	0,35	28,6
14—45	85	1,1	7,7	210	1,9	11,0	150	0,25	60,0	115	0,30	38,3

$q_u$  ... einaxiale Druckfestigkeit  
 unconfined compressive strength  
 $\varepsilon_B$  ... Bruchstauchung  
 failure strain

1 N/cm<sup>2</sup> = 10 kPa

Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse zu beachten, um die relativen Festigkeitsunterschiede zwischen Silacsol und dem klassischen Silicatgel bzw. den Joosten-Injektionen richtig zu interpretieren.

Beim Joosten-Verfahren werden relativ hohe Festigkeiten bei gleichzeitig sehr niedrigen Bruchstauchungen erzielt. Mit zunehmendem Probenalter kommt die Höherwertigkeit der Standardmischung gegenüber den verdünnten Mischungen mehr zur Geltung. Dem günstigen Spannungs-Verformungsverhalten steht die relativ hohe Viskosität des Injektionsmittels gegenüber, weshalb das Joosten-Verfahren im allgemeinen auf Böden mit einer Durchlässigkeit von  $k > 10^{-5}$  m/s beschränkt wird. Zudem ist die Grundwasserbelastung durch Chemikalien etwas anders als bei Silicatgel-Injektionen. Silicatgele enthalten organische Reaktionsprodukte, Joosten nur anorganische wie z. B. Ca(OH)<sub>2</sub> und NaCl (Calciumhydroxid und Kochsalz). Die „Sprödigkeit“ definiert als das Verhältnis von Bruchspannung zur Bruchstauchung ( $q_u : \varepsilon_B$ ) ist bei den mit Silacsol injizierten Proben am geringsten; die nach dem Joosten-Verfahren verfestigten Sande weisen entsprechend den kleineren Verformungen mit Abstand das sprödeste Verhalten auf. Dieses an labormäßig hergestellten Proben festgestellte Verhalten ist vor allem auf die unterschiedlichen Herstellungsbedingungen zurückzuführen. An sich wäre eine etwa gleich große „Sprödigkeit“ für Silacsol und Joosten zu erwarten. In allen Fällen nimmt die Sprödigkeit mit dem Aushärtungsalter der injizierten Prüfkörper signifikant zu.

Die Werte der Tabelle 24 sind nicht kritiklos zu verallgemeinern, da sie von mehreren Parameter beeinflusst werden. Dementsprechend sind weniger die Absolutgrößen, sondern vielmehr die relativen Unterschiede zwischen den einzelnen Injektionsmethoden von Interesse. Eine absolute, quantitative Bewertung kann letztlich nur in Verbindung mit Baustellenbeobachtungen oder Feldversuchen erfolgen. Dabei ist zu beachten, daß mit anderen Reaktiven bzw. Mischungsverhältnissen durchaus höherwertige Silicatgel-Injektionen hergestellt werden können. Allerdings sind sehr hohe Festigkeiten manchmal sogar unerwünscht: besonders beim U-Bahn-Bau kann dies zu Erschwernissen beim teilweisen Abtrag von Injektionskörpern führen. Heute wird bereits vermehrt Durcisseur 1000 als Härter eingesetzt, womit ein günstigeres Kriechverhalten (Langzeitfestigkeit) zu erzielen ist. Das Spannungs-Verformungsverhalten von chemisch injizierten Böden hängt unter anderem auch von der Lagerungsdichte vor dem Verpressen ab. Bei Silicatgel-injizierten Sanden besteht für Lagerungsdichten von  $0,45 < D < 0,75$  ein annähernd linearer Zusammenhang mit der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  (vgl. auch [15]). Eine dichte Lagerung der Ausgangsböden kann jedoch wiederum zu einem Absinken der Druckfestigkeit des Injektionskörpers führen, weil die Durchtränkung des Porenhohlraumes mit Chemikalien erschwert ist. Die aus dem Proportionalitätsbereich der Druck-Stauchungslinien abgeleiteten Verformungsmoduln (Elastizitätsmoduln)  $E_v$  waren bei den Injektionen mit Silacsol etwas kleiner als für Silicatgel, beim Joosten-Verfahren deutlich höher. Die



Größenordnungen vergleichbarer Ergebnisse an ca. 14 Tage alten Proben betragen (gerundete Mittelwerte):

Injektion	$E_v$ (MN/m <sup>2</sup> )
Silacsol	60
„klassisches“ Gel	100
Joosten	450

Die vergleichsweise geringen Werte für Silacsol sind in erster Linie durch die ungünstigen Herstellungsbedingungen im Laboratorium bedingt. Unter Baustellenverhältnissen wurden Moduln von  $E_v = 250\text{--}400$  MN/m<sup>2</sup> registriert (Mittel ca. 300 MN/m<sup>2</sup>; ebenfalls nach 14 Tagen Aushärtungszeit).

Die aus Ödometerversuchen ermittelten Zusammendrückungsmoduln (Steifeziffern  $E_s$ ) sind für Injektionen mit Silacsol und Silicatgel praktisch gleich. Die stark spannungsabhängigen Werte liegen unter den Verformungsmoduln aus einaxialen Druckversuchen, was durch die längere Versuchsdauer bedingt ist (Abbau des viskosen Widerstandes).

### Dauerbelastung:

Das Kriechverhalten unter Langzeitbeanspruchung der Injektionskörper wurde mittels langsamer einaxialer Druckversuche (Retardationsversuche) untersucht, welche bis zu 200 Tagen dauerten. In Tabelle 25 sind die ungefähren Extremwerte angeführt, allerdings ohne offensichtliche „Ausreißer“. Trotz der diversen Parameter, welche die Einzelergebnisse beeinflussen, liefert die Übersicht brauchbare qualitative Aussagen und vor allem die Möglichkeit eines direkten Vergleiches der verschiedenen Injektionsmethoden.

Demnach kann die Dauerfestigkeit von *Silicatgel*-Injektionen auf einen Bruchteil der Kurzzeitfestigkeit absinken. Die Größenordnung von  $\sigma_{1,\max.}:q_u = 20\%$  bedeutet für die Praxis, daß Kriechversuche für die Bemessung von Silicatgel-Verfestigungen unumgänglich sind; es reicht nicht aus, bloß den Sicherheitsfaktor — bezogen auf die Druckfestigkeit aus Kurzzeitversuchen — zu erhöhen, z. B. auf  $\eta > 5$ . Zudem ist bei deartigen Injektionen unter Dauerbeanspruchung eine sehr ausgeprägte Verformungstendenz mit großen Bruchstauchungen zu beobachten. Der Druckfestigkeitsabfall zwischen hoher und niedriger Belastungsgeschwindigkeit ist häufig schon bei geringer Beanspruchung stark ausgeprägt und das Kriechverhalten dementsprechend ungünstig. Diese Materialeigenschaften sind seit langem bekannt; sie führen beim Einsatz der Silikatgele zu den mehrfach festgestellten Problemen des Kriechens und Schwindens bei gleichzeitiger Abgabe des Synäresewassers. Injektions-

körper mit Silicatgelen sind daher — bezogen auf ihre einaxiale Druckfestigkeit — nur gering auslastbar, will man Kriecherscheinungen in Grenzen halten. Durch Verwendung von Hartgelen, die die Verarbeitungszeit herabsetzen, lassen sich zwar die Kriechvorgänge reduzieren (z. B. Durcisseur 1000), gänzlich vermeidbar sind sie jedoch nicht, da die Injektionskörper das amorphe Gefüge fließfähiger Massen aufweisen.

Bei *Silacsol* sinkt die Druckfestigkeit unter Dauerbeanspruchung ebenfalls ab, jedoch nicht so gravierend wie bei Silicatgelen. Die Bruchstauchungen sind vergleichsweise geringer.

Die mit Silacsol injizierten Sande wiesen bei den Versuchsreihen einen relativ engen Bruchstauchungsbereich auf, welcher unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. der Dauer der Lasteinwirkung in einer Größenordnung von  $\varepsilon_B = 2\%$  lag (z. B. Abb. 50). Für den Einsatz von Silacsol in der Praxis bedeutet dies eine hohe Belastbarkeit (Auslastung) des Injektionskörpers bei relativ kleiner Verformung und geringen Langzeitreaktionen. Falls bei den Sicherheitsnachweisen von der Kriechbruchspannung ausgegangen wird, ist nur noch bei eindeutig einaxialen Spannungen an der Baustelle ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor einzu-

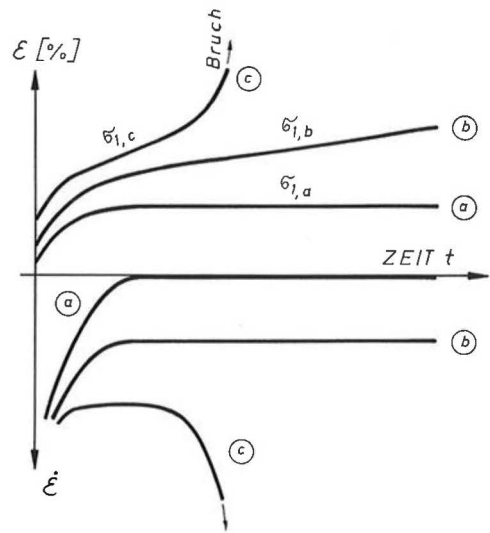


Abb. 69: Schematische Darstellung der mit einaxialen Kriechversuchen bestimmten Zeit-Verformungslinien für chemisch injizierte Böden.  
 einaxiale Spannungen  $\sigma_{1,a} < \sigma_{1,b} < \sigma_{1,c}$   
 a ... stabiles Verhalten  
 b ... quasi-stabiles Verhalten  
 c ... instabiles Verhalten

Fig. 69: Schematical results from creep-tests (unconfined compression tests) with chemically grouted soils: different strain-time behaviour.  
 $\dot{\varepsilon}$  ... rate of vertical strain  
 $\sigma_{1,a} < \sigma_{1,b} < \sigma_{1,c}$  ... uniaxial stresses  
 a ... stable behaviour  
 b ... quasi-stable behaviour  
 c ... failure

**Tabelle 25/ Table 25:** Ergebnisse der Kriechversuche für verschiedene Injektionsmittel: Normallagerung (unter Luftabschluß) der mit Normensand (N in Abb. 1) injizierten Proben. Ungefähre Extremwerte je nach Probenalter, Mischungen, Injektionserfolg und Schlankheitsgrad der Proben. Statistische „Ausreißer“ ausgeschlossen. Results from creep tests with different grout liquids: Standard curing (airtight) of samples grouted with standard sand (N in Fig. 1). Approximate extreme values according to age of sample, grout mixtures, success of grouting, and ratio h : d. Statistical “outliers” eliminated.

Injektion	$\frac{\sigma_{1,max.}}{q_u}$ (%)	$\varepsilon_B$ (%)
Silacsol	45—75	1,3 —2,8 (2,2)
„klassisches“ Gel	15—25	1,6 —5,2 (3,5)
Joosten-Verfahren	60—80	0,25—0,7 (0,5)

$\sigma_{1,max.}$  . . . . . Grenzspannung (Bruchspannung) beim Kriechversuch  
stress at failure in long-term unconfined compression tests (creep tests)  
 $q_u$  . . . . . einaxiale Druckfestigkeit beim Schnellversuch (ÖNORM B 4415)  
unconfined compressive strength from quick tests  
 $\varepsilon_B$  . . . . . Bruchstauchung zu Beginn des Versagens beim Kriechversuch  
compressive strain ( $\Delta h/h$ ) at the beginning of failure in creep tests

Klammerwerte: arithmetische Mittel  
in brackets: arithmetical mean values

kalkulieren. Dabei reichen je nach Baustellenrisiko und Berechnungsansätzen relativ kleine Werte aus ( $\eta = 1,2$  bis  $1,5$ ).

Die für silikatgelverfestigten Korngerüste schon länger bekannten [8], prinzipiell unterschiedlichen Zeitverformungslinien haben auch für Injektionen mit Silacsol Gültigkeit. Gemäß Abb. 69 kommt es bei einer Lastaufbringung zunächst zu einer elastischen Sofortverformung, dann zur Phase der abnehmenden Verformungsgeschwindigkeit („Selbstverfestigung“) und schließlich zur dritten Phase, welche grundlegend unterschiedlich verlaufen kann:

- Abklingen der Verformungsgeschwindigkeit (stabiler Injektionskörper)
- Übergang in eine konstante Verformungsgeschwindigkeit (begrenzt tolerierbar)
- Beschleunigung der Verformungsgeschwindigkeit (bis zum Versagen des Injektionskörpers)

Wie aus den strukturmechanischen Analysen zu folgern ist, wird das mechanische Verhalten von Injektionskörpern mit Silacsol sehr ähnlich den mit Zement-Bentonit injizierten Böden sein. Diese bilden mit einem Korngerüst von sandigem Kies bekanntlich Festkörper hoher Druckfestigkeit und geringer Deformation. Die Druck- bzw. Kriechversuche lieferten auf mechanischer Grundlage den Beweis für die Prognosen aus den mikroskopischen Untersuchungen über die kristalline Struktur von Silacsol.

Das Joosten-Verfahren liefert auch bei einer Langzeitbelastung der Prüfkörper die besten Ergebnis-

se. Dies gilt zumindest für die verwendeten, relativ hohen Konzentrationen. Da das verfestigte Korngerüst praktisch nicht kriecht, ist die Lastaufnahme bei schnellem und langsamem Druckversuch relativ ähnlich. Der Festigkeitsabfall ist vorrangig durch unterschiedliche Strukturänderungen infolge der Querverformungen bedingt und hat nichts mit einem echten Kriechen zu tun. Aufgrund ihres großen Verformungswiderstandes haben nach dem Joosten-Verfahren hergestellte Injektionskörper sehr geringe Bruchstauchungen; die Werte für Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung unterscheiden sich nur wenig. Frühzeitige Versagensanzeichen in Form von stark anwachsenden Verformungen sind daher in der Praxis nicht zu erwarten.

**Allgemeines:**

Je länger die Last auf den Injektionskörper einwirkt, desto kürzer wird der linear-elastische Bereich im Spannungs-Stauchungsdiagramm; die Proportionalitätsgrenze liegt niedriger. Dies ist vor allem bei den Verfestigungen mit Silicatgel zu beobachten, weniger bei Silacsol und am wenigsten beim Joosten-Verfahren.

Mit abnehmender axialer Verformungsgeschwindigkeit geht das spröde Bruchverhalten der mit Silicatgelen oder Silacsol injizierten Proben allmählich in ein plastisches über. Beim Kriechversuch kommt es schließlich zu einer vollen Plastifizierung des Prüfkörpers. Das unterschiedliche Bruchverhalten steht mit der Spannungs-Relaxation des Silicatgels bzw. des Silacsols in Zusammenhang. Demnach tritt Materialbruch auf, sobald die Belastungs-

schwindigkeit des verfestigenden Injektionsmittels die maximal mögliche Relaxationsgeschwindigkeit des Materials überschreitet. Für Silicatgel hat bereits Koenzen [8] Relaxationsversuche durchgeführt; Silacsol zeigt ein qualitativ ähnliches Verhalten wie die Silicatgele, allerdings wesentlich abgeschwächer (geringerer Spannungsabbau).

Ähnlich wie das amorphe Silicatgel besitzt auch das kristalline Silacsol alleine wesentlich geringere Festigkeiten als der verpreßte Injektionskörper. Dieser Effekt tritt vor allem bei hoher Lagerungsdichte des Korngerüstes auf. Die unmittelbare Lastübertragung erfolgt daher vorwiegend über Korn-zu-Korn-Kontakte, und die Porenfüllung mit Injektionsgut dient mehr zur Behinderung der gegenseitigen Bewegungen der Körner.

Allgemein gültige Relationen zwischen der Kurzzeitfestigkeit  $q_u$  und der Kriechbruchbeanspruchung  $\sigma_{1,max}$  bestehen weder bei den Silicatgelen noch beim Silacsol. Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, daß bei bestimmten Injektionsmischungen die Bruchspannung  $q_u$  ansteigt,  $\sigma_{1,max}$  hingegen sinkt; das Verhältnis  $\sigma_{1,max}:q_u$  ist demnach rezepturabhängig (Feststoffkonzentration : Wassergehalt) und für den Einzelfall kaum zu schätzen (vgl. auch [2]).

Ein unmittelbarer Rückschluß von der einaxialen (Kurzzeit-)Druckfestigkeit auf die Dauerstandfestigkeit von Silicatgel-injizierten Böden ist nicht möglich. Bei Silacsol-Injektionen sind die Zusammenhänge zumindest fragwürdig; am ehesten liefern noch beim Joosten-Verfahren auch die Kurzzeitversuche — in Verbindung mit jahrelangen Erfahrungen — brauchbare Anhaltspunkte über das Langzeitverhalten des verfestigten Korngerüstes. Je mehr die Injektionen zum Kriechen neigen, desto unerläßlicher sind Retardationsversuche im Laboratorium. Es besteht allerdings die Möglichkeit, die Versuchsdauer wesentlich zu kürzen, indem als Beurteilungskriterium ein „Kriechmaß“ eingeführt wird, wie in [15] bereits vorgeschlagen. Diese Vorgangsweise hat sich z. B. bei der Prüfung von Verpreßankern schon seit langem ausgezeichnet bewährt.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei den Vergleichsuntersuchungen das Injektionsmittel „Silacsol“ zu günstigeren Festigkeits-Verformungseigenschaften der verpreßten Sande führte als die Silicatgele. Dies gilt vor allem für das Langzeitverhalten, welches für den Tiefbauingenieur von besonderem Interesse ist. Die besten Ergebnisse lieferte das Joosten-Verfahren, und zwar auch bei einer Reduktion der Wasserglaszugabe bis zu 15 Vol.-% („modifiziertes“ Joosten-Verfahren). Die Verdünnung mit Wasser bewirkt eine verbesserte Penetration, was den begrenzten Qualitätsverlust der Injektionsmischung in der praktischen Auswirkung weitgehend kompensiert.

## 7.4 Stoffgesetze; statische Berechnungen

Unter *Kurzzeitbeanspruchung* weisen die verfestigten Korngerüste bei allen untersuchten Injektionsmitteln einen ausgeprägten linear-elastischen Bereich auf. Das Spannungs-Verformungsverhalten von mindestens einen Tag alten Injektionskörpern kann daher mit hinreichender Genauigkeit durch das Hooke'sche Gesetz beschrieben werden. Sobald die Spannungen die Proportionalitätsgrenze überschreiten, wird der Verformungsmodul in zunehmendem Maße spannungsabhängig und sinkt bis zum Bruch ab. Bei Dauerbeanspruchung kommt es zu einer Verkleinerung des Proportionalitätsbereiches, und zwar umso mehr, je stärker der Injektionskörper zum Kriechen neigt und je höher er ausgelastet ist.

Obwohl das *Kriechverhalten* von Silacsol-Injektionen wesentlich günstiger ist als jenes von vergleichbaren Silicatgel-Injektionen, besteht eine grundsätzliche Ähnlichkeit im Ablauf der zeitabhängigen Verformungen. Somit können für beide Injektionsmittel prinzipiell gleichartige Kriechgesetze angewendet werden, welche die Elastizitätsmoduln für die Sofort- und Kriechverformung ( $E_{el}$ ,  $E_k$ ) enthalten. Strebt die Stauchung asymptotisch einem Grenzwert zu, so gilt für die Gesamtstauchung ohne Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufes vereinfacht [12]:

$$\varepsilon_{ges} = \frac{\sigma}{E_{el}} + \frac{\sigma}{E_k}$$

Der Elastizitätsmodul  $E_{el}$  kann aus der Sofortverformung  $\varepsilon_{el}$  ( $\varepsilon_o$ ) bzw. aus Ent- und Wiederbelastungsverformungen bestimmt werden.

Bei einer Verallgemeinerung des dreidimensionalen Spannungszustandes mittels des Hooke'schen Gesetzes sind zusätzlich die Poissonzahlen  $\nu_{el}$  und  $\nu_k$  zu berücksichtigen.

Die Querdehnzahl von Silacsol-Injektionen liegen für den kurzzeitigen, elastischen Bereich um  $m = 3,5-5,5$  und sinken bei langzeitlichem Kriechen je nach Relation von  $\sigma_{vorh}:\sigma_{1,max}$  auf  $m = 2$  bis 4 (Poissonzahl  $\nu_k = 0,25-0,5$ ) bei Druckspannungen und auf  $m = \infty$  ( $\nu_k = 0$ ) bei Zug. Diese Größenordnungen sind auch von Silicat-verfestigten Böden bekannt [2].

*Relaxationsversuche* sind zur Bestimmung der struktur-mechanischen Modellparameter erforderlich, falls das Langzeitverhalten der Injektionskörper rechnerisch abgeschätzt werden soll. Dementsprechend wurde den injizierten Proben eine rasche Stauchung  $\varepsilon_o$  bei einer einaxialen Anfangsspannung  $\sigma_{1,0}$  aufgezungen. Ähnlich wie bei den Kriechversuchen zeigten auch hier die mit Silicatgel verfestigten Sande die stärkste Relaxation; beim Silacsol ist sie etwas geringer, und beim Joosten-Verfahren wirkt sie sich vergleichsweise am



längsten aus. Das Absinken der Anfangsspannung auf die Restspannung tritt infolge einer Ionenwanderung und gegenseitigen Verschiebung der Molekülketten im verfestigten Korngerüst auf. Infolge der Kriecheigenschaften ist somit auch beim Silacsol mit einem Abbau der maximalen Spannungen innerhalb des Injektionskörpers zu rechnen. Dadurch ergibt sich unter Baustellenbedingungen eine zusätzliche Sicherheit gegenüber dem Erreichen der Bruchgeraden im  $\sigma$ — $\tau$ -Diagramm.

Im allgemeinen genügt es für die Praxis durchaus, Injektionskörper nach den *Berechnungsverfahren* der konventionellen Statik bzw. Bodenmechanik zu dimensionieren; dabei ist der Einfluß zeitlich veränderlicher Parameter in den verfestigten Querschnitten näherungsweise durch Analysen für unterschiedliche Zeitpunkte zu erfassen. Grundlage hierfür bilden entsprechende Laboruntersuchungen, welche je nach Baustellenbedingungen auch Retardations- und Relaxationsversuche zu umfassen haben. Der statischen Berechnung können dann mit hinreichender Genauigkeit jene zulässigen Spannungen zugrunde gelegt werden, welche im stabilen Bereich liegen bzw. ein vorgegebenes Verformungskriterium erfüllen. Bei größeren oder kritischen Bauvorhaben werden in zunehmendem Maße Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente vorgenommen, welche verbesserte Stoffgesetze für die verfestigten Korngerüste benötigen, um die Spannungen und zeitabhängigen Verformungen der Injektionskörper in situ ermitteln zu können.

Zur theoretischen Erfassung des Kriechverhaltens von Silacsol-injizierten Böden können — sinngemäß wie bei Silicatgel-Injektionen — rheologische Modelle herangezogen werden, welche sowohl Eigenschaften des Hooke'schen Festkörpers (elastische Moduln) als auch der Newton'schen Flüssigkeit (Zähigkeitsbeiwert oder Viskositätskoeffizient  $\eta$ ) bzw. St.-Venant-Körpers (Reibungselemente) berücksichtigen. Die Retardationsfunktion ergibt sich als Lösung einer zeitlichen Differentialgleichung. Während in der Anfangsphase der Verfestigung sich noch die Eigenschaften einer zähen „Flüssigkeit“ (Newton'sche Elemente) stärker auswirken, kommen mit zunehmendem Kristallwachstum von Silacsol die Hooke'schen Eigenschaften immer mehr zur Geltung. Sowohl bei Silicatgel- als auch bei Silacsol-injizierten Böden müßten demnach zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens verschiedenste Modellkombinationen herangezogen werden. Das Spannungs-Verformungsverhalten des Gesamtsystems kann näherungsweise als Verschiebungs-additive Superposition zeitunabhängiger elastischer, verzögert elastischer, viskoser und plastischer Deformationen aufgefaßt werden [8]. Dabei sind die Fließgrenze, die Retardation und Relaxation des verfestigten Korngerüsts zu berücksichtigen.

Rheologische Gedankenmodelle gehen zwangsläufig von Idealisierungen aus und stellen kein wirklichkeitstreuendes Abbild der inneren Struktur der kleinsten Teilchen von Injektionskörpern dar. Weiters ist die Übertragung der Ergebnisse von Laboruntersuchungen auf Baustellenverhältnisse problematisch, weil schon relativ geringe Änderungen der Randbedingungen (Bodenkennwerte, Dosierung, Verpreßdruck usw.) die Qualität der Injektion erheblich beeinflussen können.

## 7.5 Wasserbeständigkeit

Die Wasserbeständigkeit der Injektionskörper wurde in erster Linie mittels einaxialer Druckversuche in Verbindung mit folgenden Beanspruchungsarten ermittelt:

- Durchströmung der Proben
- Umströmung der Proben
- Lagerung der Proben in ruhendem Wasser

Bei den Durchströmungsversuchen betrug das hydraulische Gefälle  $i = 50$ — $200$ , um bewußt eine möglichst extreme Beanspruchung der Prüfkörper zu erzeugen. Der Großteil der Proben, welche zu Versuchsbeginn jünger als 7 Tage waren, widerstand dieser Strömung nicht und zerfiel nach dem Ausbau. Bei längerer Reaktionsmöglichkeit kam es im Vergleich zur Normallagerung (unter Luftabschluß) zu keinen gravierenden Festigkeitseinbußen für Silacsol; vor allem Nachinjektionen mit Calciumchlorid wirkten sich positiv aus. Bei Silicatgel-Injektionen traten infolge von Auslaugungen stärkere Beeinträchtigungen auf: Abfall der einaxialen Druckfestigkeit und des Verformungsmoduls bis nahezu 50%.

Bei den Umströmungsversuchen lassen die starken Streuungen der Ergebnisse keine quantitativen Aussagen zu, doch ähneln die Tendenzen jenen der Durchströmungsversuche.

Die Lagerung in ruhendem Wasser ergab, daß Injektionen mit Silacsol keine Qualitätsminderung erfahren; vielfach führte diese sogar zu höheren Druckfestigkeiten als bei luftdichter Normallagerung. Die in den Bodenporen entstehenden hydratisierten Calciumsilikate verhalten sich somit ähnlich den Hydratisierungsprodukten von Portlandzementen. Demgegenüber zeigten die mit Silicatgel injizierten Proben einen deutlichen Festigkeitsabfall infolge der Wasserlagerung. Bei Joosten-Injektionskörpern kam es nur zu einem unwesentlichen Qualitätsverlust, sofern die Verpressung in feuchten Sanden durchgeführt worden war. Injektionen von trockenem Sand erwiesen sich hingegen als wesentlich weniger wasserbeständig.

Der zeitliche Gewichtsverlust von Proben, welche in ruhendem Wasser gelagert werden, liefert eben-

falls brauchbare Anhaltspunkte über die Wasserbeständigkeit injizierter Korngerüste. Auch hierbei zeigten die Verfestigungen mit Silacsol ein günstiges Verhalten.

Insgesamt kann anhand der Vergleichsuntersuchungen die Wasserbeständigkeit der diversen Injektionen wie folgt gereiht werden:

- Silacsol
- Joosten
- Silicatgel

Darüber hinaus erwies sich bei Silacsol eine Nachinjektion mit Calciumchlorid als besonders wirksam, eine Verdünnung der  $\text{CaCl}_2$ -Beigabe von 600 g/l auf 500 g/l bewirkte hingegen eine deutliche Verschlechterung der Stabilitätseigenschaften selbst bei erhöhter Dosierung der Siliziumlösung. Beim Joosten-Verfahren lieferte die Standardmischung wesentlich stabilere Injektionskörper als die Verdünnungen, und auch bei Silicatgelen bestehen deutliche Unterschiede zwischen den diversen Mischungen und Reaktivs. Die vorstehende Reihung kann daher nicht als allgemein gültiges Werturteil auf alle Verhältnisse übertragen werden.

## 7.6 Wasserdurchlässigkeit

Im Laboratorium konnte die Wasserdurchlässigkeit des Sandes durch die Injektionen signifikant gemessen werden.

Folgende Größenordnungen wurden gemessen:

unbehandelter Sand	$k = 10^{-4} - 10^{-5}$ m/s
Silacsol-Injektionen	$k = 10^{-8} - 10^{-10}$ m/s
Silicatgel-Injektionen	$k = 10^{-6} - 10^{-8}$ m/s
Joosten-Injektionen	$k = 10^{-6} - 10^{-8}$ m/s
	( $k = 10^{-5} - 10^{-6}$ m/s: wenn in trockenen Sand injiziert)

Der jeweilige Absolutwert hängt u. a. stark von der Lagerungsdichte des Injektionskörpers und der Injektionsart (Mischung, Verpreßdruck, Penetration usw.) ab. Mit zunehmendem Probenalter sinkt der  $k$ -Wert unter sonst gleichen Bedingungen beim Silacsol ab, da die Porenräume durch die fortschreitende Kristallbildung verkleinert werden. Beim Joosten-Verfahren war nur ein geringer Zeiteinfluß feststellbar, und bei den Silicatgel-Injektionen blieb er vernachlässigbar.

Eine starke Erhöhung des hydraulischen Gefälles führt in der Anfangsphase der chemischen Reaktionen zu einem Ansteigen des  $k$ -Wertes. Zu einem späteren Zeitpunkt wirken sich erhöhte Strömungsdrücke weniger aus, sind aber bei den Gelen infolge von Auslaugungen noch deutlich registrierbar. Beim Silacsol verhindert die kristalline Struktur eine spätere Zunahme der Durchlässigkeit. Unter

Baustellenbedingungen treten allerdings keine derart hohen hydraulischen Gefälle auf wie im Labor ( $i = 50 - 200$ ).

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsprüfungen an verschiedenen Injektionskörpern dienen in erster Linie zu Vergleichszwecken. Im vorliegenden Fall kam die Überlegenheit der Silacsol-Injektion gegenüber den anderen Verfahren sehr klar zum Ausdruck. Eine Übertragung der Labordaten auf Baustellenverhältnisse ist nur begrenzt möglich, weil in der Natur meist der Einfluß bevorzugter Wasserwegigkeiten dominiert.

## 7.7 Grundwasserbeeinflussung

Da die auf Baustellen hergestellten Injektionskörper meist zur Gänze im Boden verbleiben, sind systematische Untersuchungen über eine mögliche Auswirkung der verpreßten Chemikalien auf die Grundwasserqualität von besonderem Interesse. Bei der Gelbildung von Wasserglaslösungen entstehen nämlich auch Spalt- und Abbauprodukte; hiezu kommt der Langzeiteffekt der Synärese. Bei Silacsol bildet sich kein Siliziumgel, sondern eine dauerbeständige Kristallstruktur; es tritt auch keine Synärese auf. Dennoch entstehen bei der chemischen Reaktion auch hier Nebenprodukte (lösliches Kochsalz) bzw. Rückstände [ $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ,  $\text{CaCl}_2$ ,  $\text{SiO}_2$ ]. Insgesamt ist daher bei jeglicher Art von chemischen Injektionen mit einer Grundwasserbeeinflussung zu rechnen.

Zur Erfassung der Grundwasserbeeinflussung wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Laborversuche an künstlich hergestellten Injektionskörpern,
  - Durchströmung
  - Umströmung
  - Ruhezustand (stehendes „Grundwasser“)
- Feldversuche (Kontrolle von Sickerwasser),
- Baustellenbeobachtungen (Kontrolle von Grundwasser aus Pegelrohren).

Bei den Wasseranalysen wurde in erster Linie der Gehalt an Chloriden, Calcium, Silicium (gelöste Kieselsäure), Natrium und organischen Kohlenstoffen ermittelt. Weitere Hinweise lieferten der Abdampfungsrückstand als Summenparameter aller gelösten Stoffe, der pH-Wert, die elektrische Leitfähigkeit, Säure- und Basenkapazität und die Gesamthärte.

Es ist bekannt, daß das Joosten-Verfahren zu geringeren Grundwasserverunreinigungen führt als die Silicatgelinjektionen mit den reaktiven Durcisseur und Ethylacetat. Das Ziel der Neuentwicklung Silacsol lag daher darin, die Grundwasserbeeinflussung unter jene des Joosten-Verfahrens zu senken. Infolge des anders gearteten chemischen Aufbau-

es entfallen bei Silacsol jene Probleme, die bei Silicatgelen durch die Abgabe von gelösten organischen Kohlenwasserstoffen von Bedeutung sind (insbesondere in Hinblick auf die Trinkwasserqualität). Andererseits gibt es bei Injektionen mit Silicatgelen keine Korrosionsprobleme mit leicht löslichen Chloriden.

Die Durchströmungsversuche wurden mit einem hydraulischen Gefälle von  $i = 49$  bis 122 durchgeführt. Die Laborbedingungen waren demnach wesentlich strenger als die Baustellenverhältnisse. Wasseranalysen ergaben, daß die pro Stunde ausgelaugte  $\text{SiO}_2$ -Menge beim Silicatgel um ein Vielfaches größer war als beim Silacsol, der  $\text{Na}_2\text{O}$ -Gehalt lag sogar um zwei bis drei Zehnerpotenzen höher. Nach den anfänglichen Spitzenwerten kam es jedoch in allen Fällen zu einem raschen Absinken der Wasserverunreinigungen. Der im Laboratorium festgestellte zeitliche Verlauf ist infolge des großen hydraulischen Gefälles günstiger als in der Natur, wo die Grundwasserbeeinflussung länger anhält.

Bei den Umströmungsversuchen zeigte sich, daß die für eine Trinkwasserqualität empfohlenen Richtwerte von  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  sowohl beim Silicatgel als auch beim Silacsol meist überschritten wurden. Während aber die Spitzenwerte für die ausgelaugten Stoffe beim Silacsol gleich zu Beginn auftraten und dann rasch absanken, erreichte die Wasserverunreinigung beim Silicatgel erst nach einigen Tagen ihren Höhepunkt. Die Chlorid-Ionenkonzentration lag beim Silacsol und beim Joosten-Verfahren durchwegs unter den für Trinkwasser zugelassenen Werten und weit unter den Grenzwerten der Betonaggressivität. Während die  $\text{Cl}^-$ -Konzentration mit der Zeit abfiel, nahm die  $\text{Ca}^{++}$ -Konzentration sowohl beim Silacsol als auch beim Joosten-Verfahren allmählich zu, ohne jedoch die zulässige Grenze jemals zu erreichen. Beim Silicatgel überstieg der gelöste organische Kohlenstoff den für Trinkwasser empfohlenen Richtwert während der gesamten Versuchsdauer.

Bei den Auslaugungsversuchen in ruhendem Wasser wurden beim Silacsol zwar größere Mengen an  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  gelöst als beim Silicatgel, doch lag die maximale Konzentration für  $\text{SiO}_2$  nur anfänglich über dem Grenzwert für Trinkwasserqualität, jener für  $\text{Na}_2\text{O}$  niemals. Die  $\text{Ca}^{++}$ -Abgabe in das Wasser blieb innerhalb der Versuchszeit beim Silacsol annähernd konstant, beim Joosten-Verfahren sank sie hingegen allmählich; in beiden Fällen waren die Mengen tolerierbar. Bei wiederholtem Austausch des Wassers im Versuchbehälter kam es bei allen Injektionen zu einer raschen und deutlichen Abnahme an gelösten Chemikalien. Dabei fiel auf, daß die Anfangskonzentrationen bei den modifizierten (wasserverdünnten) Joosten-Mischungen höher waren als bei der Standard-Rezeptur; letztere führt offensichtlich zu beständigeren Verbindungen.

Eine absolute Bewertung der im Laboratorium registrierten Mengen an ausgelaugten Chemikalien kann nur in Verbindung mit entsprechenden Eichungen erfolgen. Eine Normung der Laborversuche ist daher unerlässlich; diese hat bereits die Probenherstellung einzubeziehen und muß die diversen Einflußfaktoren in ausreichendem Maße berücksichtigen. Zulässige Streuwerte für die labormäßige Wasserverunreinigung sind in Zusammenhang mit Baustellenmessungen bzw. Feldversuchen so festzulegen, daß noch ein entsprechender Spielraum für die projektspezifischen Umweltbedingungen bzw. Anforderungen bleibt (Einführung von zwei bis drei Güteklassen). Dabei ist zu beachten, daß in der Natur häufig eine Verzerrung der Labordaten durch die Art der Bauausführung, durch heterogene sowie anisotrope Bodenverhältnisse und verschiedene hydraulische Gefälle auftritt.

Beim *Feldversuch* mit Silacsol-Injektionen für das Kernkraftwerk Flamanville zeigt sich nur eine geringe Beeinflussung des Grundwassers mit  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$ ; die Konzentrationen lagen deutlich unterhalb der Toleranzgrenze für Trinkwasser.

Die  $\text{Ca}^{++}$ - und  $\text{Cl}^-$ -Konzentrationen stiegen jedoch sehr stark an. Während aber der Calciumgehalt nach den Verpreßarbeiten relativ rasch wieder auf den Normalwert absank, blieb die Chloridkonzentration mehrere Monate deutlich erhöht. Ein Vergleich der im Labor (Standversuche) und im Feldversuch erhaltenen Ergebnisse zeigt nur für  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  eine befriedigende Übereinstimmung; die  $\text{Cl}^-$ -Konzentration hingegen war in der Natur wesentlich größer, was u. a. auf die unterschiedlichen Randbedingungen zurückgeführt werden kann (Baustelle an Meeresküste).

Im Rahmen des Wiener U-Bahn-Baues wurden umfangreiche *Baustellenmessungen* zur Grundwasserkontrolle durchgeführt. Die Entnahme von Wasserproben erfolgte entlang eines Pegelnetzes schon vor Beginn der Injektionsarbeiten und wird bis heute weitergeführt.

In der Regel wurden die für Trinkwasser empfohlenen Grenzwerte nur beim pH-Wert, den  $\text{SiO}_2$ - und  $\text{Ca}^{++}$ -Konzentrationen fallweise überschritten. Der  $\text{Cl}^-$ -Gehalt erreichte allerdings oft eine Größenordnung von 1000 mg/l, was deutlich über der Trinkwasserqualität lag ( $\leq 200$  mg/l) und dem Grenzwert für betonaggressive Wässer nahe kam ( $\leq 1500$  mg/l). Außerdem ging die Verunreinigung mit der Zeit vielfach nur langsam zurück. Ein Jahr nach Beendigung der Injektionsarbeiten hatten sich die Meßwerte weitgehend stabilisiert: die Ganglinien bildeten mehr oder minder abfallende Kurven, und es traten keine nennenswerten Schwankungen mehr auf. Die Ausgangskonzentrationen des Grundwassers waren allerdings noch immer nicht erreicht.



## Resümee:

Die Laborversuche und Baustellenmessungen haben gezeigt, daß von den Versuchsergebnissen im Laboratorium nur begrenzt auf die Grundwasserbeeinflussung in der Natur geschlossen werden kann. Die Versuche liefern zwar brauchbare Anhaltspunkte über tendenzielle Veränderungen, aber keine quantitativen Aussagen über die zu erwartende Verunreinigungsfähigkeit im Grundwasser. So simulieren die Auslaugungsversuche im Laboratorium (Durchströmung, Umströmung) das Auswaschverhalten von in situ-Injektionskörpern im Grundwasser in vieler Hinsicht recht gut. Bei analoger Zusammensetzung der Laborproben und Bauobjekte kann die primäre Wasserbeeinträchtigung grundsätzlich auf eine Änderung der gleichen Analysenparameter zurückgeführt werden, wenn auch die registrierten Spitzenwerte oft unterschiedlich sind [12]. Der markanteste Unterschied zwischen Labor- und Baustellenuntersuchungen liegt darin, daß das Absinken der Grundwasserbelastung im Labormaßstab wegen der kleineren Dimensionen und fehlenden störenden Einflüsse wesentlich einheitlicher und auch rascher erfolgt. Die Ausbreitung der gelösten Substanzen, ihre Konzentration und deren zeitlicher Verlauf hängen von einer Vielzahl von Parametern ab, weshalb bei größeren Bau-

stellen bzw. bei strengen Umweltbedingungen in situ-Großversuche oder zumindest Grundwasserkontrollen vor, während und nach der Injektion stets angebracht sind. Insgesamt ist davon auszugehen, daß chemische Injektionen immer in irgendeiner Form das Grundwasser beeinflussen. Dabei ist zu beachten, daß es entlang besonders gängiger Bodenschichten zu einem kaum prognostizierbaren Transport von Einzelkomponenten des Injektionsgutes und wasserlöslicher Reaktionsprodukte kommen kann. Andererseits besteht eine gewisse Möglichkeit, die Grundwasserbeeinflussung durch entsprechende Baumaßnahmen zu reduzieren: vorübergehende Grundwasserhaltung während der Injektionsarbeiten, Ummantelung des Verpreßkörpers usw. Eine rasche und vollständige Aushärtung des Injektionskörpers vermindert ebenfalls die Grundwasserbelastung (z. B. über den Neutralisationsgrad steuerbar).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß größere Injektionskörper auf Wasserglasbasis, ebenso wie viele andere Baumaßnahmen, in Trinkwasserschutzgebieten nach dem heutigen Wissensstand abzulehnen sind. Auch die Anwendung dieser Injektionsverfahren im engeren Einzugsbereich von Wasserversorgungen sollte möglichst vermieden werden.

## Literatur

- [1] AMAN, J.: Silacolinjektion und Einstabpfähle — Zwei Verfahren in Konkurrenz. der Aufbau 10/1985, Wien 1985.
- [2] BORCHERT, K. M.; MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.: Time-dependent strain behaviour of silicate-grouted sand by compressive and tensile stress. VIII European Conference on Soil Mech. and Found. Eng., ISSMFE, Vol. 2, Sess. 4, Helsinki 1983.
- [3] BRANDL, H.: Improvement of Cohesionless Soils. State-of-the-Art Report, VIII European Conference on Soil Mech. and Found. Eng., ISSMFE, Helsinki 1983.
- [4] BUSTAMANTE, M.; GOUVENOT, D.: Grouting: a method improving the bearing capacity of deep foundations. VIII European Conference on Soil Mech. and Found. Eng., ISSMFE, Vol. 1, Sess. 2, Helsinki 1983.
- [5] DONEL, M.: Beeinflussung der Wassergüte durch Umströmung von Injektionskörpern. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 5/81, Gütersloh 1981.
- [6] HILMER, K.: Anwendung der chemischen Bodenverfestigung bei Unterfangungen. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 27, Nürnberg 1975.

- [7] HIRHAGER, R.; MARTAK, L.: Injektionen im Untergrund — Grundwasserbeeinflussung und Festigkeitserfordernis. der Aufbau 10/1985, Wien 1985.
- [8] KOENZEN, J. P.: Rheologische Eigenschaften Silikat-injizierter Korngerüste. Heft 64 der Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana, Karlsruhe 1975.
- [9] KOENZEN, J. P.: Retardationseigenschaften von silikatgelverfestigtem Sand im einaxialen Druckversuch. Heft 87 der Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fredericana, Karlsruhe 1981.
- [10] KUTZNER, Ch.: Über die mechanischen Eigenschaften der mit Silikatgelen injizierten Erdstoffe, Die Bautechnik 3/1986, Berlin.
- [11] LITTLEJOHN, G. S.: Chemical grouting. Ground Engineering, March — April — May 1985, London.
- [12] MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; SAVIDIS, S. A.: Grundwasserbeeinflussung durch Silicatinjektionen. Heft 11 der Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, 1982.
- [13] MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; BORCHERT, K. M.; FRIEDRICH, W.: Veränderung der Grundwasserbeschaffenheit durch Silicatgelinjektionen. Die Bautechnik 4/1985, Berlin.
- [14] POREMPA, H.: Stand der Injektionstechnik bei der Herstellung chemischer Bodenverfestigungen. Vorträge der Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Nürnberg 1976.
- [15] SCHUBERT, A.: Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten Silikatgel-injizierter Sande. Heft 4 der Schriftenreihe für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, 1985.
- [16] Mitteilungen und Versuchsberichte der Fa. SOLETANCHE entreprise, Paris.
- [17] SZABÓ, G.: Die Grundlagen einer neuen Festigkeitslehre. Band 1, Bauverlag Wiesbaden 1971.
- [18] VIPULANANDAN, C.; KRIZEK, R. J.: Mechanical behaviour of chemically grouted sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 9, American Society of Civil Engineers, Sept. 1986.

# Umschließung einer Großdeponie in Theorie und Praxis

von Dipl.-Ing. Fritz Radl  
Ing. Manfred Kiefl

## Inhaltsverzeichnis

	Seite
<b>1. Allgemeines</b> .....	76
1.1 Vorbemerkungen .....	76
1.2 Projektsentstehung .....	76
1.3 Standortbeschreibung .....	77
<b>2. Untergrundverhältnisse</b> .....	77
2.1 Regionale Geologie .....	77
2.2 Detaillierter Schichtaufbau .....	77
2.3 Hydrogeologie .....	80
2.3.1 Großräumiger Bereich .....	80
2.3.2 Grundwasser im Deponiebereich .....	80
<b>3. Bodenphysikalische Untersuchungen</b> .....	81
<b>4. Projektierung, theoretisches Modell</b> .....	81
4.1 Übersicht .....	81
4.2 Grundlagen .....	81
4.2.1 Allgemeines .....	81
4.2.2 Grundwasserstände .....	81
4.2.3 Durchlässigkeit des Baugrundes .....	82
4.2.4 Dichtwände .....	82
4.2.5 Berechnungsmodell .....	82
<b>5. Das Wiener Dichtwandkammersystem</b> .....	84
5.1 Beschreibung des Systems .....	84
5.2 Überprüfung auf Fehlerfreiheit .....	85
5.3 Betriebssystem der Deponiewasserhaltung, Sicherheitsbetrachtung .....	85
5.4 Kostenüberlegungen .....	86
<b>6. Bauausführung</b> .....	86
6.1 Ausschreibung .....	86
6.2 Zeitlicher Ablauf der Bauarbeiten .....	87
6.3 Schmalwandherstellung .....	87
6.4 Schlitzwandherstellung .....	90
6.5 Pegel- und Brunnenherstellung .....	90
6.6 Sondermaßnahmen .....	91
6.7 Dichtwandprüfung .....	91
6.8 Grundwasserbeeinflussung .....	92
6.9 Beurteilung des Gesamtverhaltens der Umschließung .....	92
<b>7. Schlußfolgerungen und Ausblick</b> .....	94
	75



# 1. Allgemeines

## 1.1 Vorbemerkungen

Der Schutz des Grundwassers ist eine zunehmend vordringlicher werdende Aufgabe. Besondere Bedeutung gewinnt dabei die Sicherung bestehender Deponien. Diese wurden in der Vergangenheit vielfach ohne jene Sorgfalt errichtet, mit der heute in Kenntnis der möglichen Gefahren vorgegangen wird.

Grundsätzlich ist das Ziel jeder Maßnahme, vorhandene oder künftig zu erwartende Austritte von schadstoffbeladenen Wässern in Bereiche außerhalb der eigentlichen Deponie mit Sicherheit und kontrollierbar zu verhindern. Welche Vorgangsweise im einzelnen Fall zur Anwendung gelangt, ist von derart vielen Faktoren abhängig, daß erst eine umfassende Analyse aller maßgebenden Daten den bestmöglichen Weg aufzeigen kann. Die an sich widersprüchliche Forderung nach den geringstmöglich aufzuwendenden Mitteln bei gleichzeitigem Erreichen einer größtmöglichen Sicherheit bringt es mit sich, daß für den jeweiligen Einzelfall eine Vielzahl von technischen Maßnahmen zumindest in ihren Grundzügen überlegt werden muß.

## 1.2 Projektentstehung

Die Gemeinde Wien betreibt am Rautenweg in der Katastralgemeinde Hirschstetten eine Mülldeponie. Diese war vor 20 Jahren ohne besondere Beachtung auf eine Standortbeurteilung eingerichtet worden. Da das Areal die einzige im städtischen Besitz befindliche Mülldeponie ist, wurde 1984 von der Stadt Wien ein Projekt mit einer Vergrößerung der Schütthöhe von derzeit 18 m auf 45 m ausgearbeitet. Hierbei sollte gleichzeitig auch eine Sanierung erfolgen, die zum damaligen Zeitpunkt eine Zwischenabdeckung, Sickerwasserfassung und Entgasungsanlage vorsah.

Aus einem für dieses Projekt erstellten Gutachten ging hervor, daß bei Verwirklichung dieses Projektes langfristig eine Beeinflussung des Grundwassers durch verunreinigte Deponiesickerwässer nicht auszuschließen wäre. Daraufhin wurde eine Umschließung mittels abgeschotteter lotrechter Dichtwände geplant, wie von Prof. H. Brandl bereits im Mai 1985 angeregt worden war. Im Zuge der für das neue Projekt notwendigen Baugrunduntersuchungen wurden Proben aus dem Grundwasser entnommen. Diese zeigten, daß eine Beeinflussung des Grundwassers durch Deponiesickerwässer bereits erfolgt war. Am 5. 12. 1985 ereignete sich in der unmittelbar am westlichen Rand der Deponie liegenden Hofmannsiedlung eine Deponiegasverpufung. Dieses Ereignis unterstrich die Dringlichkeit

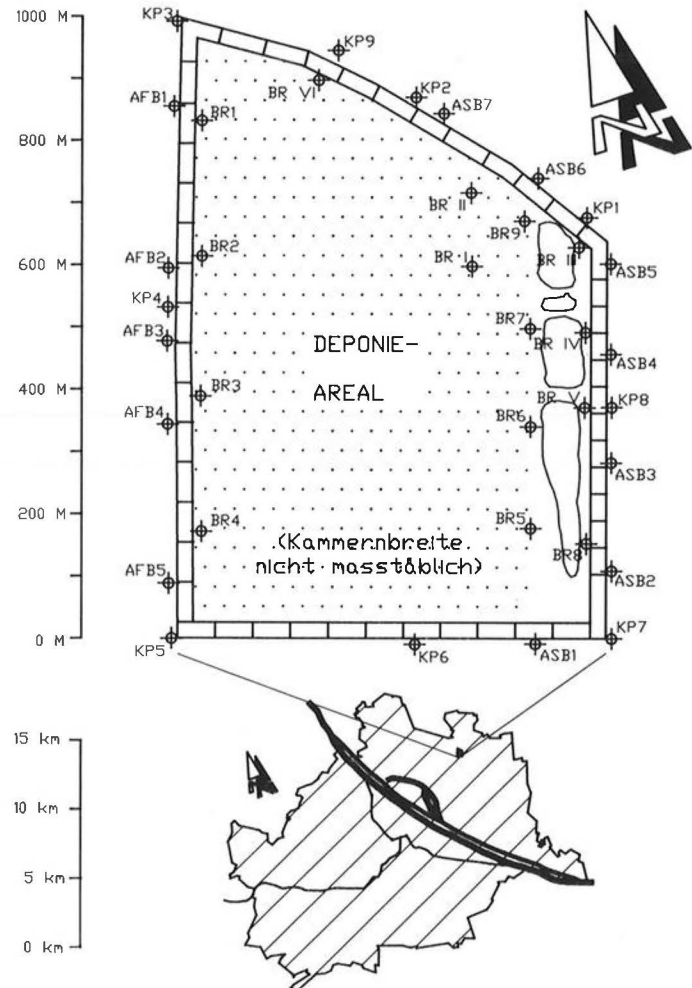


Abb. 1: Lageplan der Deponie mit Situierung innerhalb des Stadtgebietes von Wien

BR 1—BR 9, BR I—BR VI ... Deponiebrunnen zur Wasserhaltung und Wasserstandskontrolle innerhalb der Deponieumschließung (Ausbaudurchmesser 300 mm)

AFB 1—AFB 5 ... Förderbrunnen für den Grundwasserausgleich (Ausbaudurchmesser 150 mm)

ASB 1—ASB 7 ... Schluckbrunnen für den Grundwasserausgleich (Ausbaudurchmesser 150 mm)

KP 1—KP 8 ... Pegel zur Wasserstandskontrolle außerhalb der Deponieumschließung. Jeder Pegel ist zur Kontrolle sowohl des Quartärs als auch des Tertiärs ausgebaut (Ausbaudurchmesser 150 mm)

Die Umschließung besteht aus 49 Dichtwandkammern mit einer Länge zwischen 40 m und 80 m. Die Breite beträgt zwischen 4 m und 7 m. Jede Kammer ist mit einem mittig angeordneten Pegel (Ausbaudurchmesser 150 mm) ausgerüstet.

Fig. 1: Ground-plan of the waste deposit, and situation within the area of Vienna.

BR 1—BR 9, BR I—BR VI ... Deposit-wells for lowering and control of the groundwater level inside the enclosure (well casing diameter 300 mm)

AFB 1—AFB 5 ... Groundwater lowering wells for the groundwater balance (well casing diameter 150 mm)

ASB 1—ASB 7 ... Inverted wells for the groundwater balance (well casing diameter 150 mm)

KP 1—KP 8 ... Wells for monitoring the groundwater level outside the enclosure. Each well enables the measuring of the water level either in the quarternery and the tertiary stratum (well casing diameter 150 mm)

The enclosure consists of 49 chambers with a length between 40 m and 80 m. The width is from 4 m to 7 m. In the middle of each chamber a well is situated (well casing diameter 150 mm).

der Maßnahmen und führte dazu, daß die Umschließung der Deponie letztlich als einzig wirksame Variante anerkannt wurde.

### 1.3 Standortbeschreibung

Die Deponie liegt etwa 10 km nördlich des Zentrums der Stadt Wien im westlichen Teil des Marchfeldes am nördlichen Rand des Donautales (Abb. 1). Geologisch gesehen befindet sich der Deponieplatz am Rand des Wiener Beckens. Im 22. Wiener Gemeindebezirk (Donaustadt, Katastralgemeinde Hirschstetten) wird er im Süden durch den Rautenweg, im Osten durch die „Paxteiche“, im Westen durch die „Hofmannsiedlung“ und im Norden durch das aufgelassene Gelände der Ostbahn begrenzt. Bei der direkt an die Deponie grenzenden Hofmannsiedlung handelte es sich um baubehördlich nicht genehmigte Objekte. Die geringste Entfernung zur nächsten Siedlung (östlich der Deponie) beträgt ca. 250 m.

Die ungestörte Geländehöhe im direkten Umfeld des Deponieareals beträgt ca. 2,2 bis etwa 3,0 m über Wiener Null (= 156,68 m ü. Adria). Die Umgebung ist vorwiegend landwirtschaftlich genutzt. Im unmittelbaren Deponiebereich ist das Gelände zufolge jahrelanger Geländeänderungen durch Abgrabungen (Kiesgruben) und Aufschüttungen (Mülldeponie) deutlich strukturiert. Die Ausdehnung des durch eine Dichtwand zu umschließenden Areals beträgt in nördlicher Richtung etwa 1000 m, in östlicher Richtung etwa 700 m. Die trapezförmige Fläche hat ein Ausmaß von ca. 600.000 m<sup>2</sup>.

## 2. Untergrundverhältnisse

### 2.1 Regionale Geologie

Unter einer geringmächtigen humosen Deckschicht, die auf Resten von Lößlehm bzw. alten Aulehmen liegt, folgt eine mächtige quartäre Schotter-schicht (Donauschotter). Den tieferen Untergrund bilden die jungtertiären Sande und Schluffe des Oberpannon. Diese sind durch tektonische Vorgänge stark zerbrochen. An Zerr- und Scherbrüchen sind sie zu einzelnen, oft unterschiedlich zueinander geneigten Schollen zerlegt. Unter diesen sehr heterogen aufgebauten, bis ca. 400 m unter Gelände reichenden Oberpannon-Schichten folgen die stark tonigen Sedimentpakete des Mittel- und Unterpannon. Die Festgesteine des alpinen Untergrundes treten erst ab ca. 900 m unter Gelände auf.

### 2.2 Detaillierter Schichtaufbau

Die geologischen Schichtverhältnisse an der Deponieumgrenzung wurden durch 22 Aufschlußbohrungen in der Zeit von August 1985 bis April 1986 soweit erkundet, daß ein ausreichend klares Bild über die Schichtverhältnisse und deren Eigenschaften im näheren Deponiebereich gewonnen werden konnte. Von den Bohrungen wurden 6 als Brunnen (Ausbau-durchmesser 300 mm) und 8 als Pegel (Ausbau-durchmesser 150 mm) ausgebaut. Im Regelfall wurde der Aufschluß bis 25 m Tiefe vorgenommen. Auch die Brunnenbohrungen reichen in jedem Fall bis in die Tertiärschicht. Einzelne Bohrungen erreichten eine Endteufe von 49 m. Im eigentlichen Deponiebereich (d. h. durch den bereits bestehenden Müllberg) wurden keine Bohrungen ausgeführt, um nicht eine künstliche Kontaminationsmöglichkeit zu schaffen. Im Zuge der Baugrunderkundung wurden sowohl gestörte als auch ungestörte Bodenproben entnommen.

Die erkundeten Schichten sind im folgenden beschrieben:

#### *Anschüttungen:*

Es handelt sich um ein Gemenge aus Kiesen, Sanden, Mauerwerks- sowie Bauschuttresten.

#### *Lößlehmschichten:*

Unter den Anschüttungen finden sich Reste von stark verwitterten Schluffsand, die oberflächennah anstehende alte Ausande oder Lößlehme darstellen. Die relativ große Porosität dieser Sedimente läßt nicht erwarten, daß sie eine gute Deckschicht gegen das Infiltrieren von Niederschlags-wässern darstellen.

#### *Donauschotter:*

Weitgestufte unterschiedlich sandige runde Mischkiese aus Quarzen, Kristallingeröllen und Karbonatgesteinen. Die unterschiedlich dicht bis mitteldicht gelagerten Donauschotter können je nach Sand- und Schluffgehalt unterschiedliche Kornbindung aufweisen. Der Kornaufbau reicht von sehr sandarmen Schichten (örtlich vollkommen frei von Sand) bis zu sehr sandreichen, etwas schluffigen Kiesen. Entsprechend diesem weitgespannten Spektrum streuen auch die im Labor ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte. Weiters ist darauf hinzuweisen, daß die Kiesschichten eine oder mehrere Lagen von Steinen und Blöcken enthalten. Insbesondere die vereinzelt auftretenden sogenannten Findlinge können beachtliche Dimensionen (ca. Ø 600 mm) aufweisen.

#### *Jungtertiärschichten:*

Diese gehören dem Oberpannon an und stammen aus einem Abschnitt der Erdgeschichte, in dem das Wiener Becken am Ende seiner Meeresbedeckung

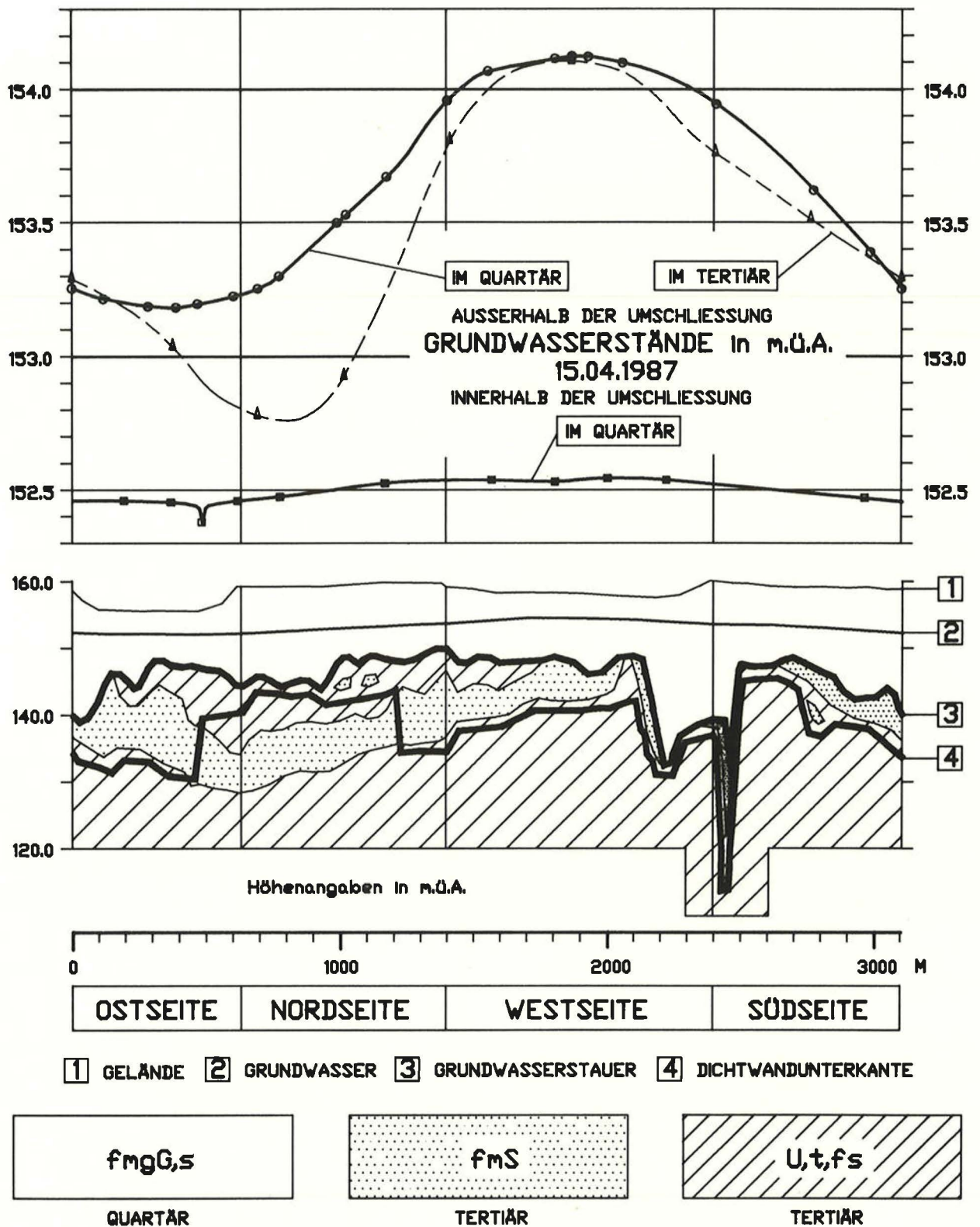


Abb. 2: Grundwasserstände außerhalb und innerhalb der Deponie (Abwicklung entlang der Umschließung) fünf Monate nach Fertigstellung der Dichtwände bei Wasserhaltung innerhalb der Deponie mit 11,2 l/s Fördermenge aus Brunnen BR IV. Geologischer Längenschnitt entlang der Umschließung.

Fig. 2: Groundwater level outside and inside the waste deposit (winding off of the enclosure) five months after construction of the cut-offs. Dewatering takes place in well BR IV with an amount of 11.2 l/sec. Geological longitudinal section along the enclosure. 4... toe of the cut-offs (thin and conventional diaphragm walls)



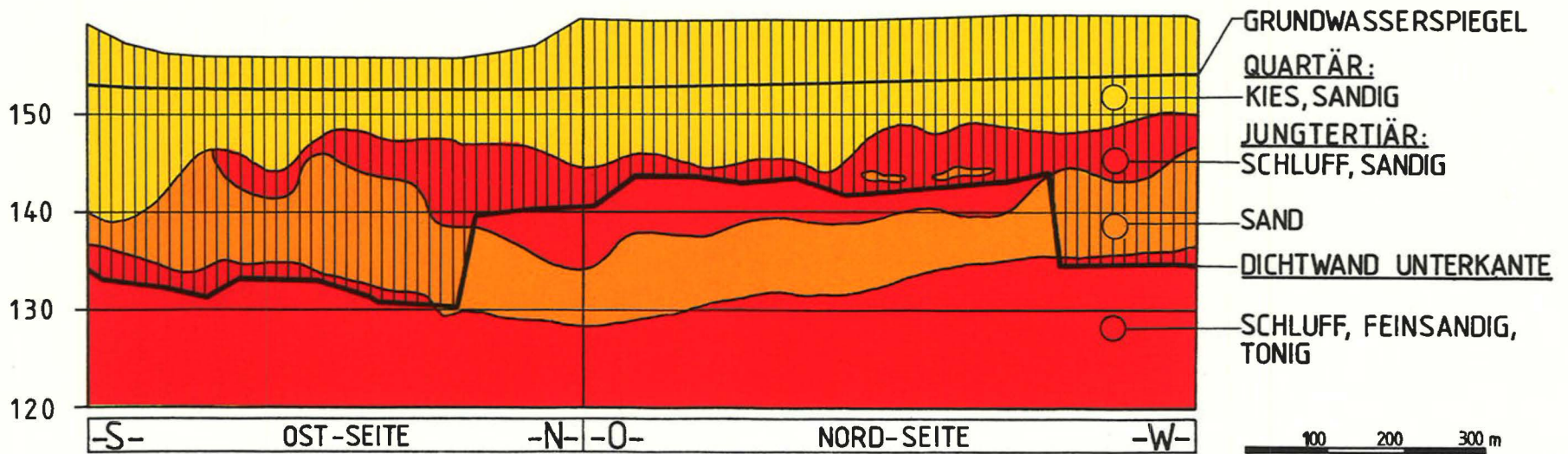
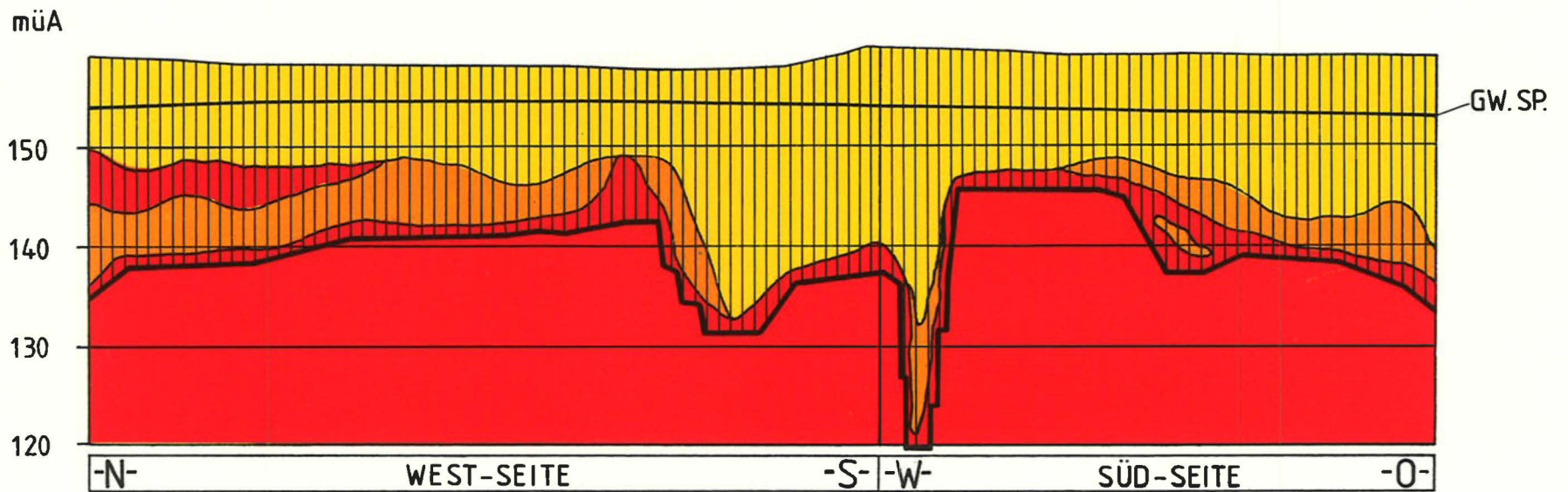


Abb. 2a: Detail zu den Untergrundverhältnissen der Abb. 2.

Fig. 2a: Detail to the subsoil conditions—to Fig. 2.  
Dichtwand-Unterkante = toe of the cut-off

angelangt war. Im Zuge der Verlangsamung der tektonisch bedingten Absenkbewegung trat eine Verlingerung der Wassertiefe und damit verstärkt der Einfluß fluviatiler Ablagerungen (Sedimentation von Sanden und auch Kiesschichten) auf. In dieser Formation dominieren die Sande bzw. sandigen Schluffe. Treten tonige Schluffschichten auf, so erreichen sie keine besonderen Mächtigkeiten. Die oft bröckelige Textur und das Vorhandensein von deutlichen Harnischflächen zeigt den starken tektonischen Zerstörungsgrad der tertiären Schichten. Ein weiteres Indiz für die tektonische Beanspruchung sind die ockerfarbigen Verwitterungszonen, die bis in große Tiefen reichen. Nicht zuletzt weist die stark strukturierte Grenzfläche zwischen den Quartärschichten im Hangenden und den Tertiärschichten im Liegenden auf die große Erosionsphase zu Ende der Tertiärzeit hin, in der besonders an tektonisch geschwächten Zonen der Erdoberfläche Ausräumungen in Form von tiefen Rinnen und Kolken stattgefunden haben. Die Tertiäroberfläche wurde bei den Baugrunduntersuchungen in einer mittleren Tiefe von 12,5 m unter Geländeoberfläche festgestellt. Im südwestlichen Bereich der Deponie hingegen zeigen sich große Eintiefungen. An dieser Stelle wird die Tertiäroberfläche erst in einer Tiefe von 27 m unter Gelände angetroffen (Abb. 2 und 2 a).

## 2.3 Hydrogeologie

### 2.3.1 Großräumiger Bereich

Erstes Grundwasserstockwerk (Grundwasser im Quartär):

Der Deponiebereich liegt in einer Region, die einerseits noch schwach von der Donau im Süden, andererseits vom Hügelland im Norden und Nordwesten beeinflusst wird (Randstrombereich mit Anzeichen von Grundwasserneubildung). Dieses Stockwerk ist durch einige langjährig beobachtete Grundwassermeßstellen einigermäßen gut bekannt. Die generelle Grundwasserfließrichtung erfolgt von West nach Ost mit einem mittleren Spiegelgefälle von 0,7‰. Der in der gesamten Region hauptsächlich nutzbare Anteil an Grundwasser ist in diesen oberflächennahen Quartärschichten anzutreffen.

Zweites Grundwasserstockwerk und weitere:

Beobachtungen über die in den tertiären Schichten anzutreffenden Grundwässer lagen praktisch nicht vor. Erste Hinweise lieferten die Beobachtungen im Zuge der Baugrunduntersuchungen für das Umschließungsprojekt. Erwartungsgemäß zeigten die angetroffenen Grundwässer unterschiedliche, aber starke Aufstiegstendenzen. Die in vier hergestellten Tertiärpegeln gemessenen Wasserstände lagen praktisch in der gleichen Höhe wie die in den Quartärpegeln.

### 2.3.2 Grundwasser im Deponiebereich

In der quartären Überlagerung tritt freies Grundwasser auf. Je nach natürlicher Geländehöhe liegt der Spiegel in etwa 6,6 bis 7,0 m Tiefe. Die Grundwassermächtigkeit zum Zeitpunkt der Bohrungen betrug je nach Stärke des Kiespaketes 3,2 bis 20 m. Die bei den Bohrungen beobachteten Grundwasserintritte im Tertiär erfolgten wegen der verschiedenen Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten in unterschiedlicher Tiefe. Diese Wässer stehen unter Druck. Wie aus den Aufstiegsbeobachtungen bzw. aus den Messungen in den entsprechenden Pegeln hervorgeht, ist der Druck dieser gespannten Wässer praktisch gleich dem Wasserspiegel des Grundwassers in den überlagernden Quartärschichten. Das Grundwasser in den durchlässigen tertiären Schichten tritt in verschiedenen Teilstockwerken auf. Die Verbindung der einzelnen Schichten ist entweder durch direkten Kontakt oder das meist ausgeprägte Kluftsystem der trennenden Dichtschichten gegeben. Es besteht auch die Möglichkeit, daß einige Teilhorizonte, bedingt durch dichte Scherflächen, von umgebenden Sandschichten abgetrennt wurden und isoliert vorliegen. Teilweise stehen die Sandschichten mit den quartären Kiesen in direkter Verbindung. Der Zusammenhang der verschiedenen Grundwasserhorizonte wird auch deutlich durch die sehr tiefreichenden Verockerungen bzw. Braunverfärbungen der Tertiärschichten, hervorgerufen durch den Transport von gelöstem Sauerstoff aus den oberflächennahen Grundwässern in große Tiefen. Die im obersten Grundwasserstockwerk auftretenden Spiegelschwankungen werden den tieferliegenden Horizonten daher aufgeprägt; diese reagieren allerdings wegen der geringeren Durchlässigkeit zeitverschoben.

Bei Betrachtung der Wasserstände in den Paxteichen und einem Vergleich mit den Grundwasserständen der umgebenden Quartärpegel zeigt sich, daß zumindest der nördlichste Teich und vermutlich auch der südlichste wie eine Barriere im Grundwasserstrom wirken dürfte. Dieser durch eine gewisse Sohldichtung auftretende Umstand könnte zumindest zeitweise (vor allem bei sinkendem Grundwasserspiegel) zu einer Ablenkung der Fließrichtung nach Norden geführt haben. Damit ist auch eine Erklärung dafür gegeben, warum die festgestellten Grundwasserverunreinigungen nur im Norden der Deponie festzustellen waren. Aufgrund der großräumigen Grundwasserströmungsrichtung wären diese im Osten zu erwarten gewesen.

### 3. Bodenphysikalische Untersuchungen

Im Zuge der Aufschlußbohrungen wurde vor allem auf die Erkundung der Durchlässigkeit des Baugrundes Wert gelegt. An den dabei gewonnenen Bodenproben wurden die Korngrößenverteilung, der  $k_f$ -Wert und bei ungestörten Proben auch der natürliche Wassergehalt sowie die Lagerungsdichte bestimmt.

Die sandigen Kiese (quartär) sind als weit gestuft anzusehen. Häufig weisen sie ausgesprochen deutliche Fehlkornbereiche auf. Dies bedeutet, daß im Grundwasserleiter bevorzugte Wegigkeiten vorhanden sind. Der mittlere Wert von 14 untersuchten Proben beträgt  $3 \times 10^{-3}$  m/s, wobei die größte Durchlässigkeit mit  $8 \times 10^{-3}$  m/s und die kleinste mit  $8 \times 10^{-6}$  m/s den weitgestreuten Bereich zeigen. Für die geplante Umschließung von ausschlaggebender Bedeutung war allerdings die besonders sorgfältige Erkundung der Durchlässigkeit jener tertiären Schichten, in denen die Dichtwände einbinden. Die direkte Bestimmung durch Pumpversuche ist wegen des heterogenen Aufbaues des Untergrundes und der großen Ausdehnung der Deponiefläche praktisch nicht durchführbar. Daher wurden 80 repräsentative Proben im Labor untersucht. Die dabei ermittelten Durchlässigkeitswerte streuen zwischen  $10^{-5}$  m/s und  $10^{-11}$  m/s. Das rechnerische Mittel aller Proben ergibt einen Wert von  $1,1 \times 10^{-6}$  m/s. Ein in einer, als Tertiärpegel ausgebauten, Bohrung durchgeführter Pumpversuch ergab für einen Bereich von Feinsand die Durchlässigkeit von  $5 \times 10^{-6}$  m/s; die Übereinstimmung zwischen den als repräsentativ ausgewählten Laborproben und dem Feldversuch ist demnach recht gut.

### 4. Projektierung, theoretisches Modell

#### 4.1 Übersicht

Die vorhandene Deponie Rautenweg liegt in einem Gebiet mit ergiebigem Grundwasservorkommen. Zur Verhinderung weiterer Austritte von Deponiesickerwasser sind die verschiedensten technischen Maßnahmen überlegt worden. Die Bandbreite reicht vom Betrieb von Sperrbrunnen bis zur Umlagerung der Altlast in eine neu zu errichtende Deponie. Um mit Sperrbrunnen alleine eine weitere Ausbreitung des bereits kontaminierten Grundwasser sicher zu verhindern, wäre eine dauernde Entnahme von ca. 150 l/s erforderlich geworden. Wenn auch für die Errichtung einer ausreichenden Was-

serfassungsanlage relativ geringe Baukosten erforderlich wären, ist ein derartig großer Eingriff in den Wasserhaushalt der Region auf Dauer nicht zu verantworten. Weiters hätte sich das Problem der Entsorgung derartig großer Wassermengen gestellt. Gegen die Neuerrichtung einer Deponie und Umlagerung der Altlast sprach neben den sehr hohen Kosten auch der Umstand, daß das Grundwasser unterhalb des Müllkörpers als nicht mehr frei von Schadstoffen anzusehen war. Als insgesamt günstigste Lösung wurde die Umschließung der vorhandenen Deponie mit Dichtwänden bei dauernder Wasserhaltung erkannt.

Unabhängig von der technischen Ausführung der Dichtwände mußte eine Lösung gefunden werden, die folgende Parameter beachtet:

- Herstellbarkeit
- Kontrollierbarkeit
- Betriebssicherheit
- Kostenminimierung
- Minimierung der künftigen Wasserhaltung.

#### 4.2 Grundlagen

##### 4.2.1 Allgemeines

Zur rechnerischen Behandlung der geplanten Umschließung war es erforderlich, ein den Gegebenheiten angepaßtes, vereinfachtes Modell zu entwickeln. Grundsätzlich muß festgestellt werden, daß eine Berechnung, welche den genauen Verlauf der Baugrundsichten und die exakte Verteilung der Durchlässigkeiten berücksichtigt, praktisch nicht ausführbar ist, weil sich die tatsächlich an jedem Punkt vorhandenen Parameter nicht ermitteln lassen. Andererseits liefern vereinfachte Modelle ein für die Praxis ausreichend genaues Bild. Unbedingt erforderlich ist aber eine ausreichende Erkundung der örtlichen Baugrundverhältnisse durch objektbezogene Aufschlußbohrungen und die Ermittlung der maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte an im Labor untersuchten Bodenproben.

##### 4.2.2 Grundwasserstände

Da die geplante Umschließung in einem Grundwasserfeld mit relativ großem Spiegelgefälle (0,7‰) liegt, wurde untersucht, welche Auswirkungen die Errichtung der geplanten Umschließung haben kann. In erster Näherung läßt sich aussagen, daß die Geometrie der Dichtwände für die vorher das Feld durchströmenden Grundwasseranteile eine Verdopplung der Sickerwege mit sich bringt. Somit ist bei einem unbeeinflussten Spiegelunterschied von 0,52 m eine Erhöhung auf 1,04 m unmittelbar an den Deponiegrenzen abschätzbar. Bei gleichmäßiger Verteilung ergäbe sich ein Aufstau und eine Ab-



senkung von jeweils 0,26 m. Diese einfache Überlegung ist in einem weiträumigen Grundwasserfeld relativ genau und bei annähernd homogenem Baugrundaufbau grundsätzlich unabhängig von der Durchlässigkeit. Generell kann festgestellt werden, daß die infolge der Dichtwandherstellung zu erwartenden Spiegeländerungen wesentlich kleiner sind als die jahreszeitlich bedingten, natürlichen Wasserstandsschwankungen. Aus wasserrechtlichen Gründen wurden auch genauere Berechnungen nach der FE-Methode durchgeführt. Diese ergaben einen Aufstau von maximal 0,4 m und eine Absenkung von 0,25 m, also gleiche Größenordnungen wie die einfache Näherungsrechnung.

Aus den vorliegenden Grundwasserstandsbeobachtungen und mit Hilfe der oben angeführten Überlegungen wurde der für die Berechnungen maßgebende mittlere Grundwasserstand mit 152,9 m. ü. A. festgelegt. Dabei beträgt der tiefste Grundwasserstand an der Umschließung im östlichen Bereich 152,4 m. ü. A. und der höchste an der Westseite 153,4 m. ü. A.

#### 4.2.3 Durchlässigkeit des Baugrundes

Für die Berechnungen war die Festlegung einer fiktiven mittleren Höhenlage der Tertiäroberkante wesentlich. Aufgrund der Probebohrungen und unter Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse wurde diese Höhenlage mit 146,9 m. ü. A. angesetzt. Die darüber lagernden sandigen Kiese haben eine mittlere Durchlässigkeit von  $3 \times 10^{-3}$  m/s. In dieser Schicht fließt der überwiegende Teil des unterirdischen Wassers des gegenständlichen Gebietes. Die tertiären Schichten darunter besitzen eine mittlere Durchlässigkeit von  $1 \times 10^{-6}$  m/s. Um auf der sicheren Seite zu liegen und die vorhandene Klüftigkeit, auch der tonigen Schichten, zu berücksichtigen, wurde für die Berechnungen im Planungsstadium ein Wert von  $5 \times 10^{-6}$  m/s angenommen.

#### 4.2.4 Dichtwände

Unabhängig von der Herstellungsart lassen sich Dichtwände durch einen Leitfähigkeitsbeiwert beschreiben. Als solcher ist der Quotient aus Materialdurchlässigkeitsbeiwert ( $k$ ) und Wanddicke ( $d$ ) anzusehen. Dem Stand der Technik entsprechend ist bei Verwendung von Hochofenzement und Ca-Bentonit eine Dichtwandmasse herstellbar, die sowohl Angriffen von Deponiewässern gegenüber beständig, als auch auf Dauer haltbar anzusehen ist. Die dabei erzielbaren Durchlässigkeitsbeiwerte können mit  $5 \times 10^{-9}$  m/s angesetzt werden. Bei einer Wandstärke von 0,05 m (Minimum einer Schmalwand) ergibt sich daher, ein für die Berechnungen im ungünstigsten Falle anzusetzender Wert von  $k/d = 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ .

Die Unterkante der Dichtwände wurde ent-

sprechend den Probebohrungen mit im Mittel 138,5 m. ü. A. festgelegt. Damit ist die Gewähr gegeben, daß die obersten tertiären Sandschichten verläßlich durchtrennt werden und noch wirtschaftliche Tiefen möglich sind.

#### 4.2.5 Berechnungsmodell

Das Konzept der Umschließung geht davon aus, daß auch in Zukunft keine Sickerwässer aus der Deponie in das umliegende Grundwasserfeld gelangen dürfen. Dazu ist es erforderlich, den Grundwasserspiegel innerhalb der Dichtwände immer tiefer als außerhalb zu halten. Ein Maß von 0,5 m an der ungünstigsten Stelle (unterstromig) berücksichtigt sowohl die hydrogeologischen Verhältnisse als auch eventuelle Betriebsstörungen der Wasserhaltung. Entsprechend Kapitel 4.2.2 ist damit für die Berechnung ein innerer Wasserspiegel von 151,9 m. ü. A. vorgegeben.

Die Berechnung diente zur Ermittlung der abzapfenden Wassermenge und zur Abschätzung des Einflusses eventueller Fehlstellen in der Dichtwand. Grundsätzlich kann mit ausreichender Genauigkeit der durch die Dichtwände anfallende Sickerwasseranteil von dem aus dem tertiären Baugrund kommenden Qualmwasser getrennt untersucht werden.

Die Durchlässigkeit der sandigen Kiese ist um ein Vielfaches größer als jene der Dichtwand und als die der tertiären Schichten. Daher ist es zulässig, die im quartären Bereich auftretenden Filterwiderstände zu vernachlässigen. Mit dieser Vereinfachung können folgende Gleichungssysteme für die anfallenden Sickerwassermengen aufgestellt werden:

Sickerwassermenge durch die Dichtwände (im Bereich sandiger Kies):

$$Q_1 = U \times (k/d) \times 0,5 \times (H^2 - h^2)$$

Qualmwassermenge aus dem tertiären Baugrund:

$$Q_2 = U \times k_t \times 0,5 \times (H - h) \times \sqrt[3]{T/t - 1}$$

Dabei bedeuten:

$U$ . . . . Umfang der Deponieumschließung	3100 m
$k/d$ . . . Leitfähigkeitsbeiwert der Dichtwand	$10^{-7} \text{ s}^{-1}$
$H$ . . . . Grundwassermächtigkeit im sandigen Kies außerhalb der Umschließung	6,0 m (152,9—146,9)
$h$ . . . . Grundwassermächtigkeit im sandigen Kies innerhalb der Umschließung	5,0 m (151,9—146,9)
$k_t$ . . . . Durchlässigkeit des tertiären Untergrundes	$5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
$T$ . . . . für die Berechnung maßgebende Tiefe des tertiären Untergrundes	

$t$  . . . . . Einbindetiefe der Dichtwände im tertiären Untergrund 8,4 m (146,9—138,5)

Für die Berechnung der bei Fehlstellen anfallenden Sickerwassermengen kann folgende Gleichung verwendet werden:

$$Q_f = 2 \times (H-h) \times k \times \sqrt{F/\pi}$$

Dabei bedeuten:

$k$  . . . Durchlässigkeit des die Fehlstelle umgebenden Baugrundes  $3 \times 10^{-3}$  m/s

$F$  . . . Flächenausmaß der Fehlstelle

In diesen Gleichungen ist eine der wesentlichen Größen die für die Berechnung maßgebende Tiefe des tertiären Untergrundes ( $T$ ). Sie kann nur abgeschätzt werden. Analysiert man jedoch die für die Qualmwassermenge aus dem tertiären Untergrund maßgebende Gleichung, kann unschwer erkannt werden, daß ab  $T = 3 \times t$  nur mehr eine geringe Zunahme der anfallenden Sickerwassermenge gegeben ist. Daher wird im gegenständlichen Fall mit  $T = 28$  m gerechnet. Damit ist ein Bereich des Baugrundes in die Rechnung miteinbezogen, der bis 40 m unter Gelände reicht, eine Tiefe in der den Aufschlußbohrungen entsprechend vorwiegend Schluffe anstehen. Mit den bei der Deponie Rautenweg maßgebenden Kennwerten errechnen sich die zu erwartenden Sickerwassermengen mit:

$$Q_1 = 1,7 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = 10,3 \text{ l/s}$$

Die gesamte zu erwartende Sickerwassermenge beträgt daher nach einer vorläufigen Abschätzung

$$Q = 12,0 \text{ l/s}$$

Die Unterströmung der Umschließungsdichtwand bei Berücksichtigung eines in sehr große Tiefen reichenden schwach durchlässigen tertiären Untergrundes kann auch nach folgendem Gleichungssystem erfolgen:

$$Q_2 = \sum_{i=0}^{i=U} \Delta h_i \times k_i \times F_i$$

$$F_i = \frac{1}{\pi} \times \int_0^y \frac{dy}{\sqrt{t_i^2 + y^2}}$$

Dabei bedeuten:

$F$  . . . . . Formbeiwert der Unterströmung

$y$  . . . . . in Rechnung zu stellende Entfernung von der unterströmten Dichtwand

$t_i$  . . . . . Einbindetiefe der Dichtwand

$\Delta h_i$  . . . wirksamer Druckunterschied an der betrachteten Stelle

$k_i$  . . . . . wirksame Durchlässigkeit des Tertiäres an der betrachteten Stelle

Bei dieser Berechnungsmethode ist die in Rechnung zu stellende Entfernung von der unterströmten Dichtwand so zu wählen, daß es zu keiner Überschneidung der Sickerlinien kommt. Ferner ist die örtlich tatsächlich vorhandene Druckdifferenz anzusetzen. Für verschiedene Dichtwandeinbindetiefen und zu berücksichtigende Entfernungen von der Dichtwand sind in Abb. 3 die Lösungen für  $F$  in Diagrammform angegeben.

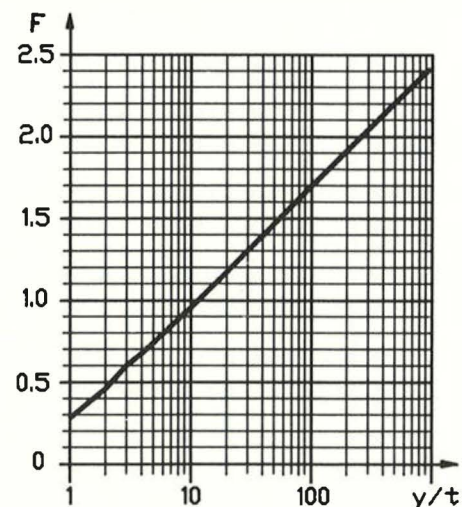
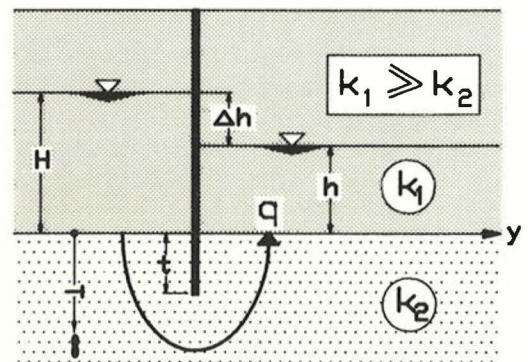
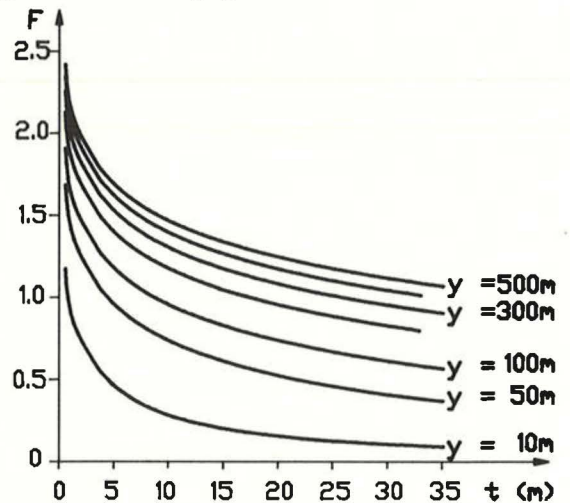


Abb. 3: Bemessungsdiagramm für die Sickerwassermengen unter einer Dichtwand bei Berücksichtigung sehr großer wirksamer Tiefen des tertiären Untergrundes

Fig. 3: Diagram for calculating the seepage under a cut-off wall if a permeable tertiary stratum reaches to a very great depth.



Die nach diesem Berechnungsmodell vorgenommene Berechnung für die Deponie Rautenweg ergab entsprechend der Geometrie der geplanten Umschließung und den erwarteten örtlichen Druckdifferenzen eine mögliche Gesamtsickerwassermenge aus dem tertiären Baugrund von  $Q_2 = k \times 3,54 \times 10^{+3} \text{ (m}^3\text{/s)}$ .

Selbst unter der eigentlich unrealistischen Annahme, daß die Durchlässigkeit des tertiären Baugrundes bis in sehr große Tiefen mit  $5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  anzusetzen wäre, errechnet sich eine Sickerwassermenge von nur 17,7 l/s. Damit läßt sich zeigen, daß die vorher beschriebene Näherungsmethode auch ohne den für ein genaueres Verfahren notwendigen umfangreichen Rechenaufwand ausreichend genaue Resultate liefert.

Der Anteil des durch eine einfache, dünne Schmalwand ( $d = 5 \text{ cm}$ ) aus üblichem Material durchtretenden Sickerwassers beträgt nur 14,2%. Damit ist nachweisbar, daß eine Verbesserung der Dichtwand (z. B. Schlitzwand mit spezieller Dichtwandmasse, Schlitzwand mit Kunststoffolie) keine nennenswerte Verringerung der abzupumpenden Gesamtwassermenge mit sich brächte.

Da bei dem großen Umfang der auszuführenden Dichtwände erfahrungsgemäß mit der Möglichkeit von Fehlstellen zu rechnen ist, wurde deren Einfluß näher untersucht. Die Annahme, daß eine laufende, strenge Qualitätsüberwachung der verwendeten Materialien und der eigentlichen Dichtwandherstellung Fehlstellen ausschließt, erscheint in der Praxis kaum vertretbar. Annahmen über zu erwartende Fehlstellen sind naturgemäß problematisch, es wurde aber versucht, mit realistischen, plausiblen Annahmen ihren möglichen Einfluß abzuschätzen. Dabei ist davon auszugehen, daß eine maßgebende Wirkung nur im quartären Bereich auftreten kann. Die geplante Dichtwand im Grundwasser dieser Baugrundschiene hat eine Fläche von  $3100 \times 6 = 18600 \text{ m}^2$ . Nimmt man an, daß lediglich drei kleine Fehlstellen mit einem Flächenausmaß von in Summe nur 0,01% dieser betroffenen Fläche auftreten könnten, errechnet sich

$$Q_f = 7,8 \text{ l/s}$$

Diese Menge beträgt nahezu das Fünffache der bei einer fehlerfreien Dichtwand anfallenden Wassermenge. Daraus ist eindeutig ableitbar, daß vor allem einer absolut fehlerfreien Dichtwand wesentliche Bedeutung zukommt.

Ausschlaggebend für die Wahl der Deponieumschließung war auch die Notwendigkeit, die Fehlerfreiheit der Dichtwand in der Zukunft einfach und verläßlich nachweisen zu können. Dieser Nachweis soll auch möglichst rasch erfolgen können und unabhängig von der aus der Deponie abgepumpten Gesamtsickerwassermenge sein. Diese Menge ist den Gegebenheiten zufolge auch von den unvermeidlichen, versickernden Niederschlagsmengen abhängig.

Eine weitere Forderung war, den Dichtheitsnachweis möglichst noch während der eigentlichen Herstellungszeit der Deponieumschließung zu erbringen. Wird über die zur Konstanthaltung eines geforderten Absenckzieles notwendige Wassermenge auf die Fehlerfreiheit geschlossen, so ist dies erst lange Zeit später möglich. Sollte dann diese Wassermenge größer als die erwartete sein, sind einerseits vertragliche Schwierigkeiten unvermeidlich, und andererseits würde im Streitfalle vorerst der nicht absolut dichte tertiäre Baugrund als Ursache herangezogen. Vielfach unterbleibt die nachträgliche Suche nach vermuteten Fehlstellen, da diese sehr aufwendig und kostenintensiv ist. Bei großen Baugruben (Deponien vergleichbar) wird die vermehrte Wasserhaltung vielfach in Kauf genommen, da sie zeitlich begrenzt ist. Für eine mit einer Dichtwand umschlossene Deponie ist aber die Wasserhaltung auf Bestandsdauer notwendig.

Alle vorgenannten Überlegungen führen dazu, daß die Umschließung einer Deponie sowohl für den Betreiber als auch den Hersteller bisher ein großes Risiko darstellte, da noch keine praktisch erprobte Überprüfbarkeit auf Fehlerfreiheit vorlag. Um den notwendigen Forderungen gerecht werden zu können, ohne technologisches Neuland betreten zu müssen, entstand das Wiener Dichtwandkammersystem.

## 5. Das Wiener Dichtwandkammersystem

### 5.1 Beschreibung des Systems

Anstelle einer Dichtwand werden zwei zueinander parallele hergestellt. Diese reichen in die gleiche Tiefe wie eine einschalige Umschließung (Abb. 1, 4). Ihr gegenseitiger Abstand ist abhängig von den örtlichen Gegebenheiten und der Art der Dichtwand. Zweckmäßigerweise sollte er so gering wie möglich sein. Notwendig ist jedoch, daß der dazwischenliegende Streifen des Baugrundes in seiner natürlichen Durchlässigkeit weitestgehend erhalten bleibt. Den üblichen Dichtwandherstellungsmethoden entsprechend, ist ein Abstand von 4 m bis 8 m zu empfehlen. In an sich beliebigen Längsabständen werden diese beiden Dichtwände mit Hilfe von Querabschottungen in einzelne Kammern unterteilt. Sinnvoll ist es, diese Unterteilungen so vorzunehmen, daß eine einzelne Kammer in etwa einer Arbeitswoche hergestellt werden kann. In jeder dieser nahtlos aneinandergereihten Kammern ist ein Pegel angeordnet. Dieser sollte möglichst vor der Dichtwandherstellung errichtet werden, da dadurch wertvolle zusätzliche Erkenntnisse über den Baugrundaufbau gewonnen werden.



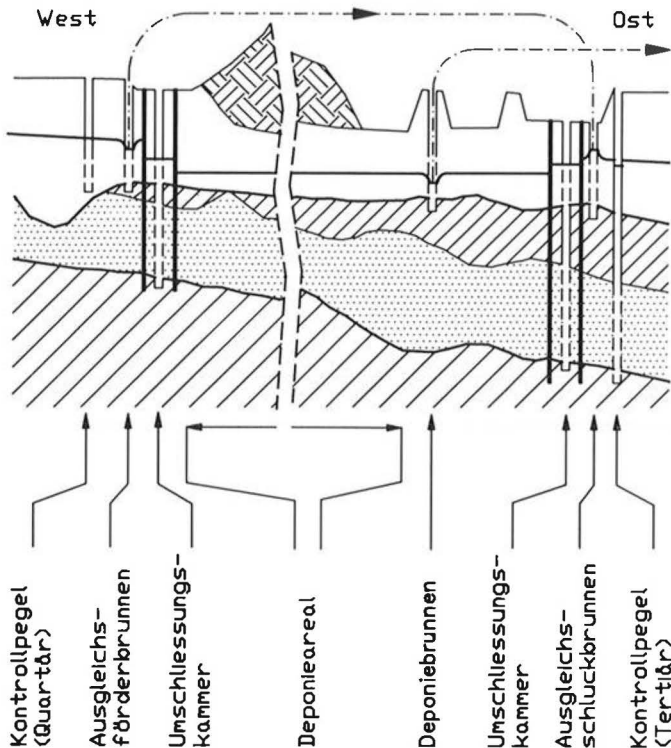


Abb. 4: Querschnitt des umschlossenen Areals mit Dichtwänden (schematisch); Betriebsschema der Wasserhaltungen.

Fig. 4: Cross section of the enclosed area and the cut-offs. Scheme of groundwater lowering and water utilization.

Mit der beschriebenen Bauweise wird unabhängig von den geologischen Gegebenheiten angepaßten Dichtwandherstellungsart die gesamte Deponie umschlossen.

## 5.2 Überprüfung auf Fehlerfreiheit

Nach ausreichender Erhärtung der in den Baugrund eingebrachten Dichtwandmassen wird die jeweils zu prüfende Kammer über den in ihr angeordneten Pegel mit Wasser aufgefüllt. Diese Auffüllung erfolgt auf eine Höhe, die zumindest über dem zu erwartenden höchsten Grundwasserstand liegt. Wegen der relativ kleinen Größe einer Kammer ist dafür eine geringe Wassermenge notwendig. Wird nach Auffüllung der zur Konstanzhaltung des Wasserpiegels benötigte Zufluß gemessen, ist eine eindeutige Aussage über das hydraulische Verhalten der Kammerwände möglich. Die anschließende Kammer wird mit dem aus der bereits auf Überdruck geprüften abzupumpenden Wasser gefüllt und der Meßvorgang wiederholt. Damit wird die jeweils erste Kammer auch auf Unterdruck geprüft. Dieser, der Umschließungsherstellung laufend folgende Kontrollvorgang erfolgt daher mit einem Druckunterschied, der wesentlich größer ist als der im zukünftigen Betrieb auftretende (vgl. Abb. 12). Er stellt

daher eine Art Probelastung dar, bei der sich sowohl eventuelle Fehlstellen als auch Schwächenzonen klar abzeichnen und auch eindeutig einem kurzen Abschnitt der gesamten Umschließungslänge zuordnen lassen. Diese Überprüfung ist zudem unabhängig vom nicht genau vorausberechenbaren Verhalten eines heterogenen Baugrundes unterhalb der gesamten Deponiefläche. Damit ist aber auch Vertragsklarheit darüber gegeben, ob eine den Erwartungen widersprechende Wasserhaltungsmenge beim späteren Betrieb der Deponie der Dichtwand oder dem Baugrund zuzuordnen ist. Eventuell festgestellte Fehlstellen in der Umschließung können noch während der Bauzeit erkannt werden. Ihre Behebung ist daher mit der vorhandenen Baustelleneinrichtung möglich.

## 5.3 Betriebsschema der Deponiewasserhaltung, Sicherheitsbetrachtung

Wird innerhalb der Deponie der Wasserspiegel niedriger als außen gehalten, kann kontaminiertes Grundwasser prinzipiell nicht austreten. Dazu ist nach Erreichung des Absenckzieles eine dauernde Wasserhaltung erforderlich. Die dabei anfallenden Mengen sind bei einer in Betrieb befindlichen Deponie stark von den versickernden Niederschlagsmengen abhängig. Daher kann aus der Wasserhaltung innerhalb der Deponie kein laufender Hinweis auf den einwandfreien Zustand der Umschließung gewonnen werden.

Beim Wiener Dichtwandkammersystem wird die für den einwandfreien, sicheren Deponiebetrieb erforderliche Druckdifferenz gestaffelt aufgeteilt (Abb. 4, 13). Innerhalb der Kammern ist der Grundwasserstand in einer mittleren Höhenlage zwischen außen und innen konstant zu halten. Je nachdem, ob die innere oder die äußere Wand dichter ist, bzw. abhängig von örtlichen Baugrundverhältnissen, ist die ständig gleichbleibende Entnahme oder Zufuhr einer an sich sehr geringen Wassermenge erforderlich. Dem geringen Inhalt einer Kammer entsprechend reagiert diese auf eventuelle Fehlstellen praktisch sofort mit einer deutlichen Änderung des Wasserstandes. Sinkt der Wasserstand, ist eine Fehlstelle an der der Deponie zugewandten Wand die Ursache, steigt er, beginnt die äußere Wand schadhaft zu werden. Damit ist aber die Möglichkeit gegeben, eventuell entstehende Fehlstellen sofort zu erkennen und auch in ihrer Lage ohne großen Untersuchungsaufwand zu bestimmen. *Im Gegensatz zu einer Basisabdichtung ist der Ort einer Fehlstelle bei einer Deponieumschließung jederzeit zugänglich.* Selbst bei einer eventuellen Fehlstelle in einer Dichtwand kann infolge der doppelten, abgeschotteten Umschließung kein kontaminiertes Wasser aus der Deponie an die Umgebung austreten. Sollte aufgrund von Kontrollen

eine Nachdichtung erforderlich werden, ist diese jederzeit zielgerichtet und einfach möglich. Um behindernde Strömungsvorgänge an der Schadstelle auszuschalten, wird auf Dauer der Reparaturzeit der Wasserstand der in Betracht kommenden Kammer mit geringem Aufwand im erforderlichen Ausmaß geändert und der der Kammerlänge entsprechende Umschließungsabschnitt nachgedichtet. Der notwendige Nachweis des Dichtungserfolges kann durch eine erneute Überprüfung einfach und einwandfrei geführt werden.

Grundsätzlich ist nur eine einzige Hypothese vorstellbar, die Probleme mit sich bringen könnte: dies wäre der unwahrscheinliche Fall, daß sowohl an einer inneren als auch an einer äußeren Wand einer Kammer gleichzeitig eine hydraulisch gleich wirksame Fehlstelle auftritt. Ein solcher Umstand ist bei dem Wiener Dichtwandkammersystem dadurch feststellbar, daß zur Wasserhaltung innerhalb der eigentlichen Deponie mit der Zeit größer werdende Wassermengen anfallen. Sollte dieser Verdacht bestehen, müßten alle Kammern einer neuerlichen Überprüfung unterzogen werden. Damit läßt sich aber die Stelle eines solchen unwahrscheinlichen Ereignisses einwandfrei lokalisieren, und die Schadstelle kann zielgerichtet nachgedichtet werden. Ein Austritt von kontaminierten Wässern ist auch bei diesem hypothetischen Grenzfall nicht möglich, weil infolge der Wasserspiegeldifferenz nur von außen Wasser zufließen können.

#### 5.4 Kostenüberlegungen

Die zur Umschließung einer Deponie notwendigen Dichtwände können auf verschiedenste Art hergestellt werden. In vielen Fällen wäre an sich eine preiswert und rasch abzuteufende Schmalwand zielführend. Wegen des bisher kaum möglichen Nachweises auf Fehlerfreiheit wurde aber vielfach ein Weg beschritten, der zu immer kostenaufwendigeren Herstellungsverfahren führte. Auch die Sorge, daß Deponiewässer an der Umschließung Schadstellen verursachen könnten, deren Lage dann ebenfalls kaum festgestellt werden kann, trieb bisher die Entwicklung in die gleiche Richtung.

Wie in Kapitel 4.2.5 nachgewiesen, ist tatsächlich für den künftigen Betrieb der Wasserhaltung eine fehlerstellenfreie Dichtwand erforderlich. Das Wiener Dichtwandkammersystem zeigt nun die Möglichkeit auf, wie unabhängig von der Herstellung der Dichtwände eine einwandfreie Überprüfung jederzeit möglich ist. Auch eine einfache Reparaturmöglichkeit besteht hierbei. Es erschien daher berechtigt, diese Art einer Umschließung unter weitestgehender Verwendung des derzeit als kostengünstigsten bekannten Verfahrens (Schmalwand) auszuführen. Gegenüber einer einschaligen Umschließung

ist dabei die ca. 2,2-fache Dichtwandfläche herzustellen, und es sind die entsprechenden Dichtwandkammerpegel zu errichten. Bei vergleichbaren Kalkulationsgrundlagen sind Dichtungsschlitzwände aber drei- bis vierfach teurer.

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, daß das neue Dichtungskonzept für Deponieumschließungen sowohl systembedingte als auch wirtschaftliche Vorteile bringt.

## 6. Bauausführung

### 6.1 Ausschreibung

Zur Sicherung der bestehenden und in Zukunft weiterhin zu betreibenden Mülldeponie Rautenweg wurde den theoretischen Grundlagen entsprechend auf Basis des Wiener Dichtwandkammersystems ein Projekt erstellt und öffentlich ausgeschrieben. Alle bei den Vorarbeiten über den Baugrund bekanntgewordenen Daten, die Berechnungsmodelle und Rechenergebnisse sowie die aus hydrogeologischen Gründen auszuführenden Mindesttiefen der Dichtwände wurden bekanntgegeben.

Zwingend vorgeschrieben war lediglich:

- *Herstellung einer Umschließung mit Dichtwänden* in dem durch die Aufschlußbohrungen und die bodenmechanischen Laboruntersuchungen beschriebenen Baugrund;
- *Die Leitfähigkeit der Dichtwände* mit  $k/d$  kleiner als  $10^{-7} \text{ s}^{-1}$ ;
- *Beständigkeit der Dichtwände* gegenüber einem Differenzwasserdruck von mehr als 4 Metern über zumindest 24 Stunden;
- *Verwendung von Calcium-Bentonit und Hochofenzement* bei Ausführung der Dichtwände aus mineralischen Dichtwandmassen;
- *Nachweis der Fehlerstellenfreiheit* während der eigentlichen Bauzeit und einwandfreie Kontrollmöglichkeit über die Dichtheit auch in Zukunft.

Varianten, die einen technisch gleichwertigen Endzustand mit einer dem Ausschreibungsprojekt zumindest gleichen Sicherheit nachweisen können, waren zugelassen.

Die zur Erlangung der wasserrechtlichen Genehmigung notwendige Einreichung bei den zuständigen Behörden wurde auf einen Zeitpunkt nach Prüfung der Angebote verschoben, um für Varianten nicht rechtliche Erschwernisse zu schaffen.

Die eingelangten Angebote und Varianten wurden kommissionell geprüft.

Das sowohl technisch als auch finanziell beste Angebot war jenes, welches die Verwirklichung des



Ausschreibungsprojektes mit Hilfe von Schmalwänden für Tiefen bis 25 m und Schlitzwänden für Tiefen bis 50 m vorsah. Varianten, die anstelle des Wiener Dichtwandkammersystems eine Umschließung mit einer einfachen Schlitzwand vorsahen, waren, unabhängig davon, daß sie keine Überprüfmöglichkeit auf Fehlerfreiheit nachweisen konnten, wesentlich teurer.

Die positive Beurteilung der Angebote mit bis zu 25 m tiefen Schmalwänden konnte unter anderem wegen der projektsgemäßen Überprüfbarkeit vorgenommen werden, die sowohl für die anbietenden Firmen das Herstellungsrisiko verantwortbar klein hielt als auch dem Deponiebetreiber eine notwendige Sicherheit gab. Das Ausschreibungsprojekt wurde daher bei der Wasserrechtsbehörde eingereicht, ohne Einwendungen genehmigt und zur Ausführung freigegeben.

Vorgesehen war, in einer Bauzeit von 28 Wochen folgende hauptsächlich Arbeiten auszuführen:

Erdarbeiten: 125.000 m<sup>3</sup>

Bohrungen für Brunnen und Pegel (Ø 900 mm): 2170 lfm

Brunnenausbau (Nennweite 300 mm): 212 lfm

Pegelausbau (Nennweite 150 mm): 1770 lfm

Dichtwände 0—20 m Tiefe: 60.000 m<sup>2</sup>

Dichtwände 0—25 m Tiefe: 65.000 m<sup>2</sup>

Dichtwände 0—35 m Tiefe: 13.000 m<sup>2</sup>

Dichtwände 0—50 m Tiefe: 1.000 m<sup>2</sup>

Abb. 5

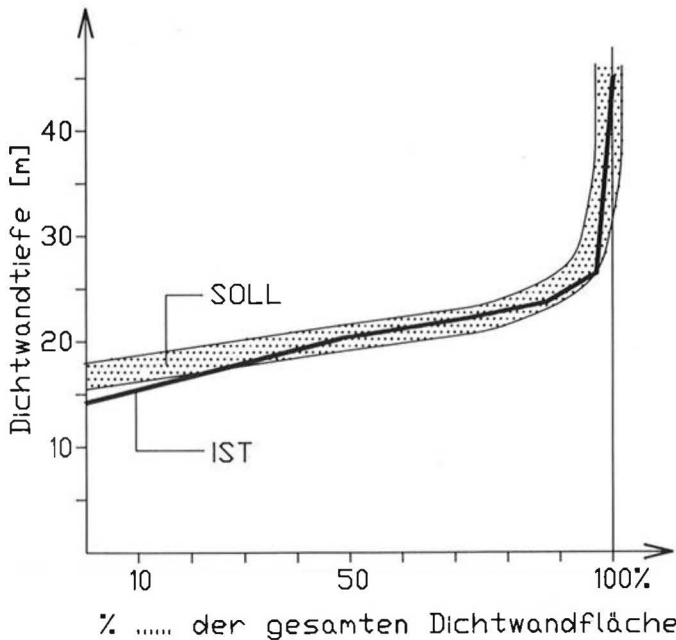


Abb. 5: Summenlinie der prozentuellen Verteilung der Tiefen der Dichtwände

Soll: projektierte Dichtwände (100% = 139.000 m<sup>2</sup>)

Ist: ausgeführte Dichtwände (100% = 129.800 m<sup>2</sup>)

Fig. 5: Mass diagram distribution (summation curve) of the percentual depth of the cut-off walls

"Soll": calculated amount of cut-off walls (100% = 139,000 m<sup>2</sup>)

"Ist": actually constructed amount of cut-off walls (100% = 129,800 m<sup>2</sup>)

## 6.2 Zeitlicher Ablauf der Bauarbeiten

Im Zeitraum vom 9. 6. 1986 bis zum 20. 12. 1986 waren die eigentlichen Arbeiten auszuführen. Eine Verlängerung der Bauzeit erschien nicht sinnvoll. Einerseits sollte die Umschließung zur Vermeidung jeglichen weiteren Risikos im gefährdeten Grundwasserbereich so rasch wie möglich fertiggestellt werden, andererseits ist unter den im Wiener Raum erfahrungsgemäß auftretenden Witterungsbedingungen eine Durchführung von Dichtwandarbeiten in den Monaten Jänner und Februar mit großen Behinderungen verbunden. Die in diesen Monaten des Jahres 1987 tatsächlich aufgetretenen extrem tiefen Temperaturen von bis zu minus 20°C und die ungewöhnlich heftigen Schneefälle bestätigten eindringend die Befürchtungen. Damit verbundene Stillstandskosten wären größer gewesen als die durch die Forcierung der Bauarbeiten verursachten Aufwendungen.

## 6.3 Schmalwandherstellung

Die Hauptmenge der Umschließungswände ist als Schmalwand ausgeführt worden (Abb. 6). Dabei wird eine Rüttelbohle, die aus einem stählernen Doppel-T-Träger besteht, mit einer an einem Mäkler geführten Vibrationsramme in den Boden einvibriert (Abb. 7). Während des Einrüttelns und des Ziehens der Bohle wird mit Hilfe einer an der Bohle befestigten Rohrleitung fortlaufend Dichtungsschlämme eingepumpt. Diese Dichtungsschlämme tritt am verbreiterten Fuß der Bohle unter Druck aus, verfüllt den beim Ziehen freiwerdenden Hohlraum und dringt je nach Durchlässigkeit des Baugrundes in diesen ein. Nach Ziehen der Bohle wird das Trägergerät umgesetzt und die Rüttelbohle neuerlich eingerammt. Da der Weg des Umsetzens kürzer ist als die Breite der Rüttelbohle, entsteht eine Überschneidung der schrittweise hergestellten Wandelemente und damit eine fugenlose Wand. Im gegenständlichen Fall einer Herstellung von sehr tiefen Schmalwänden waren zwei Parameter besonders wichtig: Die Führung der Bohle am Mäkler mußte ausreichend stabil sein, um ein Abweichen von der Lotrechten zu verhindern. Dazu ist nicht nur ein ausreichend steifer Mäkler erforderlich, sondern auch das Trägergerät (Bagger) muß entsprechend dimensioniert sein (Abb. 8). Weiters ist die Leistung und Frequenz der Vibrationsramme auf die Länge und Steifigkeit der Bohle abzustimmen, so daß keine seitlichen Flatterschwingungen auftreten. Eine sichere Führung der Bohle im Baugrund ist nur dann gegeben, wenn die Eindringgeschwindigkeit groß genug ist. Da die aufzubringende Rammenergie nicht beliebig steuerbar ist, kann nur durch die Wahl der richtigen Überschneidungslänge der einzelnen Wandelemente der



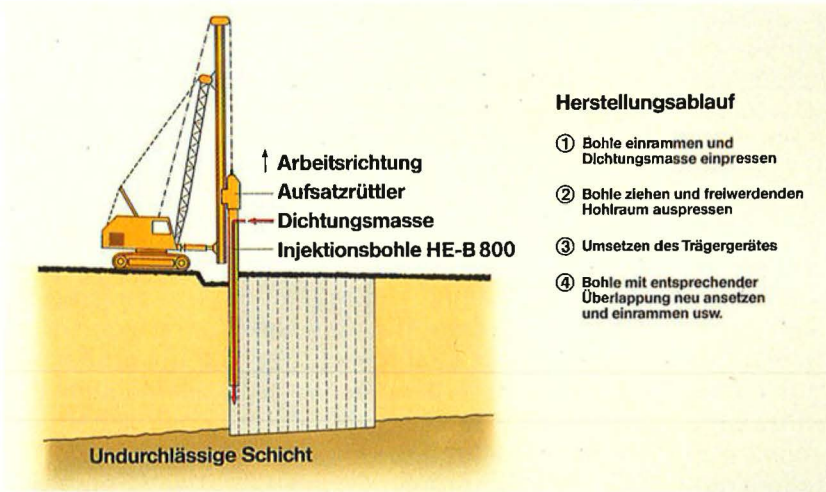


Abb. 6: Schmalwandherstellung, Prinzipskizze  
 Fig. 6: Construction of thin diaphragm walls (vibrated beam slurry walls). Schematic sketch.

Rammwiderstand soweit beeinflusst werden, daß ein problemloses Eindringen der Bohle in den Baugrund gewährleistet ist. Bei den Arbeiten stellte sich eine Überschneidung von 50% der Bohlenbreite als optimal heraus (Abb. 9). Die größere Anzahl von herzustellenden einzelnen Wandelementen wurde durch den wesentlich gesteigerten Rammfortschritt bei weitem wettgemacht. Damit war auch eine wesentlich geringere Beanspruchung der

ganzen Rammeinheit gegeben. Nur bei den geringeren Rammtiefen konnte mit der üblichen Überschneidung von 10% das Auslangen gefunden werden. Durch ausreichend verstärkte Bohlen, sorgfältiges Abstimmen der Ramme auf deren Eigenschwingungsverhalten und Wahl der dem Baugrund und der Rammtiefe angepaßten Überschneidung war es möglich, in größerem Ausmaß auch Schmalwände mit einer Tiefe von 26,5 m völlig



Abb. 7: Schmalwandherstellung  
 Fig. 7: Thin diaphragm wall construction (vibrated beam slurry walls)

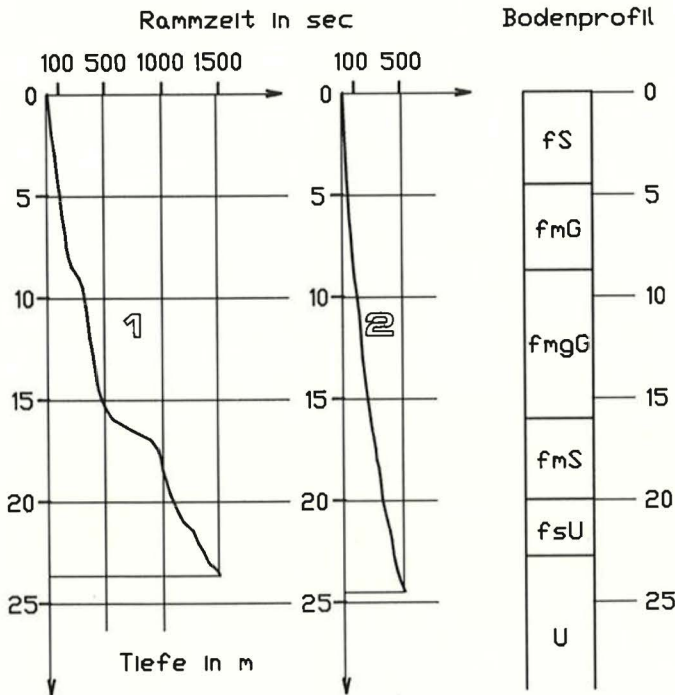


Abb. 8: Rammeinheit zur Herstellung von 25 m tiefen Schmalwänden  
 Fig. 8: Driving unit for constructing thin diaphragm walls (vibrated beam slurry walls) of 25 m depth



Abb. 10: Mischanlage zur Herstellung der Dichtwandmassen

Fig. 10: Mixing plant for preparing cut-off wall mixture



**RAMMEINHEIT**

- Vibrationsbär : MÜLLER MS-100 H2
- Rüttelbohle : Doppel T-Träger HEB 800
- Trägergerät : Raupenbagger Menck 750

- ① Rammdiagramm bei 10% Überschneidung
- ② Rammdiagramm bei 50% Überschneidung

Abb. 9: Schmalwandherstellung, Rammdiagramme Darstellung der unterschiedlichen Rammzeiten bei verschiedenen Übergriffslängen der gerammten Bohlen

Fig. 9: Construction of thin diaphragm walls, driving time. The diagrams show the different driving times according to different overlapping of the vibratory beams. Curve 1 was measured for 10% overlapping, curve 2 at 50% of the length of one element. The soil layers are indicated on the right side (schematic).

einwandfrei herzustellen. Obwohl für Tiefen über 25 m seitens der bauausführenden Firma ursprünglich die Anwendung des Schlitzwandverfahrens vorgesehen war, wurden 12.000 m<sup>2</sup> Dichtwände mit Endtiefen zwischen 25 m und 26,5 m als Schmalwand ausgeführt. Durch eine Verdichtung des Abstandes der Aufschlußbohrungen auf einen Abstand von 10 m konnte im betroffenen Bereich die Oberkante des tertiären Untergrundes mit der erforderlichen Genauigkeit erkundet werden. Dies war notwendig, da die über dem Stauer liegenden, 2 m starken, konglomeratähnlich verhärteten sandigen Kiese eine Kontrolle der Einbindung aus dem Rammverhalten und dem Verpreßdruck der Dichtwandschlämme nicht mehr einwandfrei zuließen.



Abb. 11: Schmalwandherstellung im Ostteil der Umschließung  
Fig. 11: Thin diaphragm wall construction in the eastern part of the enclosure

Insgesamt wurden 125.000 m<sup>2</sup> Schmalwand hergestellt. Davon befinden sich in den quartären sandigen Kiesen 80.000 m<sup>2</sup>, und zwar mit Tiefen von minimal 10 m und maximal 25 m. In den tertiären Schichten wurden 45.000 m<sup>2</sup> mit Einbindetiefen von 1,5 m bis 16 m ausgeführt. Bei einer Gesamtmenge von 24.000 m<sup>3</sup> Dichtungsschlämme betrug der mittlere Verbrauch in den sandigen Kiesen 0,22 m<sup>3</sup> pro m<sup>2</sup> und in den tertiären Schichten 0,14 m<sup>3</sup> pro m<sup>2</sup>. Die Standardmischung für 1 m<sup>3</sup> Dichtwandschlämme bestand aus

- 115 kg Calcium-Bentonit
- 138 kg Hochofenzement
- 576 kg Kalksteinmehl
- 645 kg Wasser.

Die zentrale Mischanlage ist in Abb. 10 dargestellt.

Es kamen zwei Rammeinheiten zum Einsatz, bestehend aus Raupenbaggern mit je ca. 70 t Dienstgewicht, 33 m hohen Mäklern, 16 t schweren, hydraulisch angetriebenen Vibrationsrüttelbären und bis 27 m langen Rüttelbohlen (Doppel-T-Träger 800 mm) — Abb. 11. Die Leistungen betragen im Mittel 2500 m<sup>2</sup> Dichtwand pro Gerät und Arbeitswoche. Als maximale Leistung konnten 100 m<sup>2</sup> pro Stunde und Gerät erzielt werden.

#### 6.4 Schlitzwandherstellung

Im süd-westlichen Bereich der Deponie stehen ausreichend dichte Baugrundsichten erst in großen Tiefen an. Über eine Grundrißlänge von 56 m mußten Dichtungsschlitzwände ausgeführt werden. Ihre Herstellung erfolgte im Einphasen-Verfahren: Der die Schlitzstütze stützenden Bentonitsuspension ist Zement beigemischt. Durch den Arbeitsvorgang wird diese Dichtwandmasse mit den Feinteilen des Baugrundes angereichert.

Der Aushub des Bodens erfolgte bis zu einer Tiefe von 35 m mittels eines hydraulisch angetriebenen, an einer Kelly-Stange geführten Greifers. Die bis zu 45 m tiefen Wände wurden mit einem konventionellen Seilgreifer hergestellt. Der lichte Abstand der 0,6 m starken und 3,1 m langen einzelnen Schlitzwandelemente betrug 2,5 m. Nach Aushärten der darin befindlichen Dichtwandmasse wurden mit dem gleichen Greifer die dazwischenliegenden stegförmigen Bodenelemente ausgehoben, so daß ein mittlerer Übergriff der einzelnen Lamellen von 0,3 m sichergestellt war und eine geschlossene Dichtwandfläche erreicht wurde. Insgesamt sind nach diesem Verfahren 4800 m<sup>2</sup> ausgeführt worden. In einigen Fällen mußte, bedingt durch Geräteschäden, der Herstellungsvorgang abgebrochen werden. Es war dann notwendig, die im begonnenen Schlitzwandelement vorhandene Dichtwandmasse erhärten zu lassen und neuerlich auszuheben.

Insgesamt stellte sich die Herstellung der Schlitzwand als notwendig heraus, bereitete aber im Ein-

phasenverfahren teilweise erhebliche Schwierigkeiten. Insbesondere durch die mit der Tiefe zunehmende Anreicherung mit Feinteilen aus dem Baugrund wurde die im Schlitz befindliche Dichtwandmasse spezifisch so schwer, daß der Aushub bis zur Endtiefe nicht mehr vor Erstarrungsbeginn durchgeführt werden konnte. Es mußte dann ebenfalls die Herstellung unterbrochen und wie in den Fällen der Geräteschäden vorgegangen werden. Erst durch die Verwendung eines speziellen Zusatzmittels, das den Erstarrungsbeginn ausreichend verzögerte, war die Schlitzwand im Einphasenverfahren einwandfrei herstellbar. Die Mischung für 1 m<sup>3</sup> Dichtwandmasse bestand aus folgenden Komponenten

- 165 kg Calcium-Bentonit
- 144 kg Hochofenzement
- 826 kg Wasser
- 3,8 kg Zusatzmittel (DynagROUT DWRC)

Insgesamt waren 5300 m<sup>3</sup> Suspensionsmasse erforderlich.

#### 6.5 Pegel- und Brunnenherstellung

Der Dichtwand vorlaufend wurden die in der Mitte der Kammern angeordneten Pegel hergestellt. Damit konnte der Baugrund mit der notwendigen Genauigkeit erkundet und die jeweils erforderliche Dichtwandunterkante festgelegt werden. Diese Vorgangsweise hat sich besonders wegen des starken Reliefs der Oberkante und des heterogenen Aufbaues des tertiären Untergrundes bewährt. In den dort eingelagerten Sanden wurden eigene Pegel errichtet und mit Hilfe von darin ausgeführten Pumpversuchen die Durchlässigkeit sowie der Zusammenhang dieser Schichten mit den quartären sandigen Kiesen ermittelt. Dadurch konnte nachgewiesen werden, daß im Norden der Deponie die unter den als praktisch dicht anzusprechenden Schluffen liegende Sandschicht mit einer mittleren Mächtigkeit von 7 Metern nicht mehr von den Dichtwänden durchtrennt werden mußte. Auf Grund der sorgfältig erkundeten Lage dieser Schicht war trotz einer mittleren Durchlässigkeit von 10<sup>-5</sup> m/s nur mit einem Grundwasserzutritt zur Deponie von maximal 0,8 l/s zu rechnen. Die in den quartären Schichten ausgebauten Pegel erlaubten während der gesamten Bauführung einen lückenlosen Nachweis über die Veränderungen des Grundwasserspiegels während und nach der Herstellung der Dichtwände.

Alle Bohrungen wurden voll verrohrt im Greiferbetrieb hergestellt. Zum Einsatz kam eine hydraulische Verrohrungsmaschine, welche die Bohrrohre Ø 900 mm in den Boden eindrückte. Die zur künftigen Wasserhaltung in der Deponie vorgesehenen Brunnen wurden mit Rohrgarnituren Ø 300 mm aus Kunststoff ausgestattet. Die Pegel innerhalb der



Dichtwandkammern, die außerhalb der Umschließung angeordneten Kontrollpegel und Brunnen erhielten einen Ausbau mit Kunststoffrohren  $\varnothing$  150 mm. In den sandigen Kiesen kamen Filterrohre mit einer Schlitzweite von 1 mm und ein Filterkies mit einer Körnung von 4—8 mm zur Anwendung. Die in den tertiären Sanden angeordneten Pegel haben eine Schlitzweite von 0,2 mm und einen Filtersand mit einer Körnung 0,2—0,4 mm. Insgesamt sind 9 Brunnen mit einem Ausbaudurchmesser 300 mm, 69 Pegel im Quartär und 22 Pegel im Tertiär mit einem Ausbaudurchmesser von 150 mm errichtet worden. Dazu waren 1900 lfm Bohrungen erforderlich.

In allen Brunnen und Pegeln wurden Pumpversuche durchgeführt. Für die sandigen Kiese konnte eine mittlere Durchlässigkeit von  $4 \times 10^{-3}$  m/s, für die tertiären Sande eine von  $1 \times 10^{-5}$  m/s ermittelt werden.

### 6.6 Sondermaßnahmen

An der Südseite der Deponie verläuft parallel zur äußeren Dichtwand im Abstand von ca. 2 m ein Transportstrang der städtischen Wasserversorgung. Er besteht aus einer Eternitrohrleitung  $\varnothing$  800 mm. Diese Leitung mußte während der Arbeiten in Betrieb bleiben. Zu ihrer Sicherung wurde mit Hilfe eines kleinen Baggers ein 0,4 m breiter und 4 m tiefer Schlitz ausgehoben. Der Aushub erfolgte unter Stützung des Erdreiches mit einer der Dichtungsschlitzwand entsprechenden Suspension. Damit wurden nicht nur oberflächennahe Rammhindernisse entfernt, sondern auch der Baugrund im Bereich der ehemaligen Rohrkünette durch die eindringende Dichtwandmasse verfestigt. Das Rammen der Schmalwand konnte dann ohne Auftreten oberflächennaher Erschütterungen und damit verbundener Setzungen erfolgen. Mit Hilfe dieser Maßnahme wurde das Problem einwandfrei beherrscht und es traten keinerlei Schäden an der Rohrleitung auf.

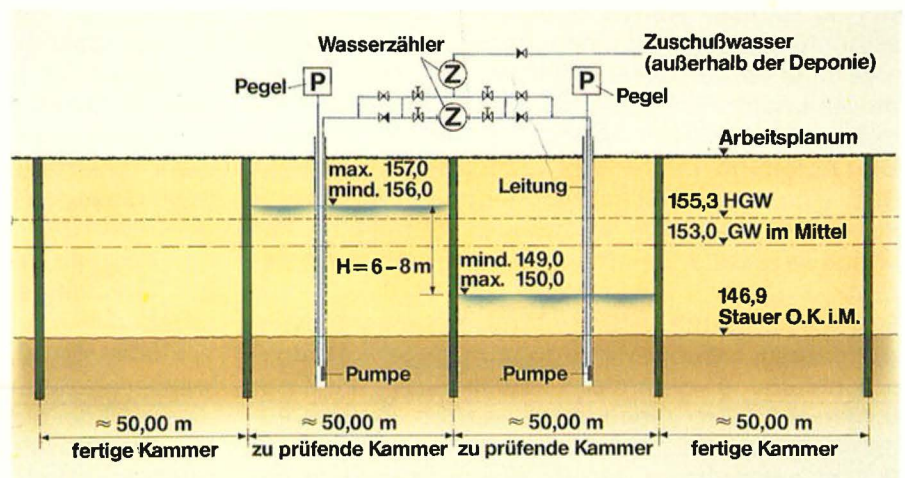
### 6.7 Dichtwandprüfung

Alle 49 hergestellten, nahtlos aneinandergereihten Dichtwandkammern wurden dem grundsätzlichen Konzept entsprechend überprüft (Abb. 12). Nach ausreichender Erhärtung der in den Baugrund eingebrachten Dichtwandmassen (28 Tage) wurde mit Hilfe einer Unterwasserpumpe in einer Kammer der Wasserspiegel abgesenkt und mit der dabei geförderten Menge die anschließende Nachbarkammer aufgefüllt. Die Absenkung erfolgte auf ein Maß von mindestens 3 m unter den äußeren Grundwasserstand, die Aufspiegelung auf eine um mindestens 0,5 m über dem zu erwartenden höchsten äußeren Grundwasserspiegel liegende Kote. Überschussmengen wurden in den Deponiebereich abgeleitet, erforderliche zusätzliche Mengen wurden aus einem außerhalb der Deponie liegenden Pegel entnommen. Der nach im Mittel 20 Stunden erreichte Sollwasserstand in den Kammern wurde dann über zumindest 24 Stunden konstant gehalten. Schwankungen durch einen intermittierenden Pumpenbetrieb hätten die Genauigkeit der Überprüfung empfindlich gestört. Die Regelung erfolgte daher mittels Druckaufnehmern, welche in den Dichtwandkammerpegeln angeordnet waren; die Wassermengen wurden durch automatisch arbeitende Regelventile stufenlos gesteuert. Durch geeignete Dämpfung der Regelung gelang es, den gewünschten Wasserstand auf  $\pm 5$  mm konstant zu halten. Alle wichtigen Daten, wie der zeitliche Verlauf der Wasserstände und der Wassermengen, wurden gemessen und über eine an die Meßwertaufnehmer angeschlossene Rechenanlage laufend registriert. Zur Kontrolle wurden in regelmäßigen Abständen alle außerhalb der zu prüfenden Kammern liegenden Grundwasserpegel gemessen.

Nach Beendigung eines Prüfungsvorganges erfolgte eine derartige Umstellung der Meßanlage, daß der Wasserspiegel der vorher aufgefüllten Kammer abgesenkt und die nächstfolgende Kammer aufgefüllt wurde.

Abb. 12: Versuchsanordnung zur Prüfung der Dichtwandkammern

Fig. 12: Test procedure for controlling the cut-off boxes (chambers of thin or conventional diaphragm walls)



Die am Ende jeder einzelnen Überprüfung zur Konstanzhaltung des eingestellten Wasserspiegels erforderlichen Wassermengen stellen ein verlässliches Maß zur Beurteilung der Fehlerfreiheit der Dichtwände dar. Schon kleinste Undichtheiten können erkannt werden. Trotz aller Bemühungen der bauausführenden Firma und einer sorgfältigen Bauüberwachung waren an zwei Dichtwandkammern Fehlstellen nachweisbar. Die nach Neuherstellung der betroffenen Dichtwandabschnitte neuerlich vorgenommene Überprüfung zeigte nicht nur, daß die Fehlstellen einwandfrei behoben worden waren, sondern bestätigte eindrucksvoll die theoretischen Grundlagen.

Die Berechnung der bei den Überprüfungen als zulässig anzusehenden Wassermengen erfolgte mit den im Kapitel 4.2.5 angeführten Gleichungssystemen. Diese erlauben eine Auswertung der Überprüfungsergebnisse unter Berücksichtigung auch verschiedener Durchlässigkeiten des tertiären Untergrundes. Wegen der geringen flächenhaften Ausdehnung einer einzelnen Dichtwandkammer kann der Einfluß der aus den tertiären Baugrundsichten infolge der im großflächigen Verhalten zu berücksichtigenden Klüfte vernachlässigt werden. Die bei den Überprüfungen gemessenen Sickerwassermengen waren selbst bei totaler Vernachlässigung der Durchlässigkeit der tertiären Schichten im Mittel dreimal geringer als zulässig. Dies zeigt, daß die hergestellten Dichtwände sogar eine geringere Leitfähigkeit als verlangt aufweisen. Bemerkenswert dabei ist, daß an den mit Hilfe des Schlitzwandverfahrens hergestellten Dichtwänden keinesfalls eine geringere Leitfähigkeit als an den im Schmalwandverfahren hergestellten Dichtwänden festzustellen war.

## 6.8 Grundwasserbeeinflussung

Um zur Absiedlung der im Westbereich liegenden Hofmannsiedlung ausreichend Zeit zu haben, wurde mit der Umschließung im Ostbereich begonnen. Der in seinem Abfluß behinderte Grundwasserstrom führte daher zu einem Aufstau innerhalb des eigentlichen Deponiebereiches. Zur Beseitigung mußten nach Fertigstellung der Umschließung zusätzlich 110.000 m<sup>3</sup> Wasser abgepumpt werden. Die Ableitung der anfallenden Mengen erfolgte über eine provisorische Druckleitung in das städtische Kanalnetz. Die wichtigsten Ganglinien der Grundwasserstände sind in Abb. 13 zusammengefaßt.

Regelmäßig durchgeführte Wasserstandsmessungen zeigen, daß der vor Errichtung der Dichtwandumschließung vorhandene Spiegelunterschied von 0,45 m auf 1,0 m angestiegen ist (Abb. 2). Eine Absenkung von 0,2 m und eine Aufspiegelung von 0,35 m entsprechen den im Planungsstadium ge-

troffenen Überlegungen. Die Übereinstimmung zwischen seinerzeitiger Prognose und nunmehrigen Meßresultaten ist somit recht gut. Projektsgemäß errichtete Förder- und Schluckbrunnen sind derzeit noch nicht in Betrieb, daher ist eine Beurteilung der damit geplanten Grundwasserausgleichsanlage noch nicht möglich. In den im Westbereich angeordneten fünf Förderbrunnen (AFB 1—AFB 5) sollen in Zukunft insgesamt 7,5 l/s Grundwasser entnommen und über die im Ostbereich situierten 7 Schluckbrunnen (ASB 1—ASB 7) gleichmäßig dem Grundwasserstrom wieder zugeführt werden. Der Zweck dieser Maßnahme besteht nicht nur darin, die Spiegeländerungen auf ein Maß von unter 0,05 m zu bringen; vielmehr dient sie vor allem dazu, daß das außerhalb der Umschließung ursprünglich vorhanden gewesene Grundwasserströmungsfeld praktisch unbeeinflusst erhalten bleiben soll.

Durch das ständige Abpumpen von Grundwasser aus dem Deponiebereich seit Fertigstellung der Umschließung konnte der Wasserspiegel innerhalb stark abgesenkt werden. Die wöchentlichen Kontrollmessungen zeigen, daß mittlerweile in jedem Punkt der Deponie der Grundwasserstand tiefer liegt als außerhalb. Im angeströmten Westbereich beträgt der Unterschied derzeit (Anfang April 1987) 1,60 m, im stromab gelegenen Ostbereich im Minimum 0,70 m. Gegenüber dem in den entsprechenden Pegeln meßbaren Wasserstand der tertiären Sandschichten liegt der Wasserstand innerhalb der Deponie im ungünstigsten Fall um 0,3 m tiefer. Der größte innerhalb der Umschließung feststellbare Spiegelunterschied beträgt bei einer geförderten Wassermenge von 17,6 l/s nicht mehr als 0,1 m

## 6.9 Beurteilung des Gesamtverhaltens der Umschließung

Aus dem bisherigen Verhalten des Grundwasserspiegels innerhalb der Deponie kann ein ausreichendes Bild über die zusickernden Wassermengen getroffen werden. Die bei einer Fördermenge von 17,6 l/s feststellbare laufende Vergrößerung des Spiegelunterschiedes zwischen innerhalb und außerhalb der Umschließung zeigt, daß der tatsächliche Sickerwasserandrang in die Deponie deutlich kleiner ist als erwartet. Dies ist sowohl auf die nunmehr fehlerfreie Umschließung als auch auf eine gegenüber den Rechenannahmen geringere Durchlässigkeit des tertiären Baugrundes zurückzuführen. Anstelle der im Projekt vorgesehenen Wasserhaltungsmenge von 10 l/s werden zur Aufrechterhaltung des geforderten Mindestspiegelunterschiedes von 0,5 m ca. 2 l/s an zusickerndem Grundwasser abzupumpen sein. Rückgerechnet bedeutet dies, daß der aus den Laborproben errechnete mittlere Durchlässigkeitsbeiwert von  $1,1 \times 10^{-6}$  m/s die tatsächlichen Verhältnisse exakt beschreibt.



Abb. 13: Ganglinien der Grundwasserstände  
Veränderungen der Grundwasserstände infolge Her-  
stellung der Umschließung und infolge des Betriebes  
der Wasserhaltung innerhalb der Deponie

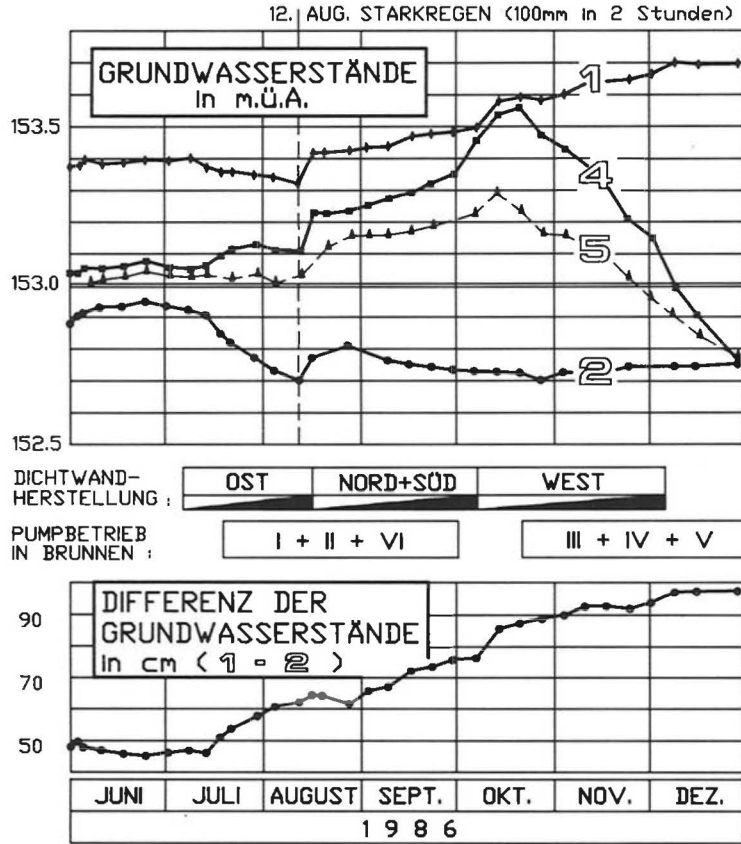


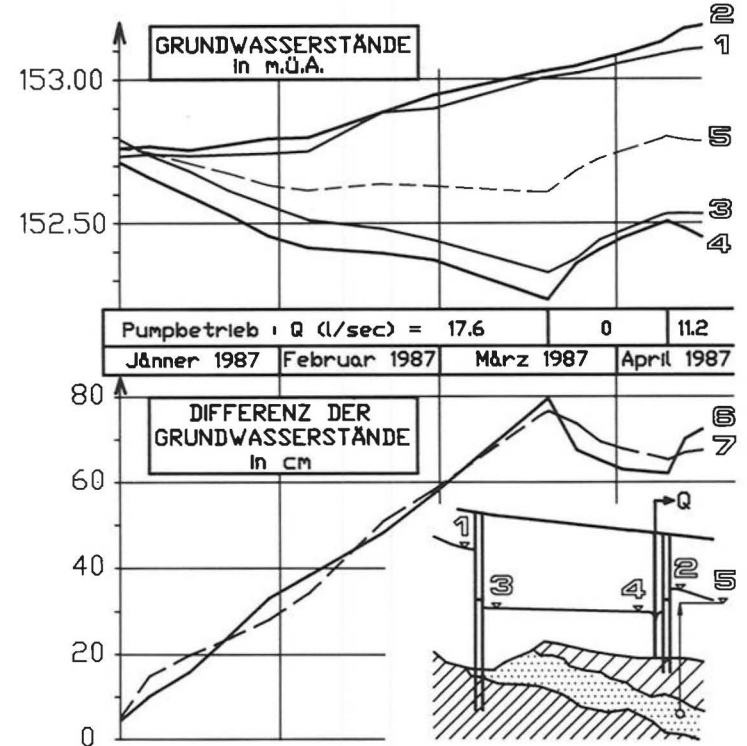
Fig. 13: Hydrograph of groundwater levels  
Changes in groundwater levels during the construc-  
tion of the cut-offs and due to the groundwater lower-  
ing within the enclosure

Ausserhalb der Deponieumschließung :

- 1 Höchster GW-Stand im Quartär
- 2 Tiefster GW-Stand im Quartär
- 5 Tiefster GW-Stand im Tertiär

Innerhalb des Deponieareals :

- 4 Tiefster GW-Stand im Quartär



Ausserhalb der Deponieumschließung :

- 1 Höchster GW-Stand im Quartär, um 1 m vermindert dargestellt
- 2 Tiefster GW-Stand im Quartär
- 5 Tiefster GW-Stand im Tertiär

Innerhalb des Deponieareals :

- 3 Höchster GW-Stand im Quartär
- 4 Tiefster GW-Stand im Quartär

Differenz der Grundwasserstände :

- 6 Kleinste (2 = 4)
- 7 Grösste (1 = 3 um 0.9 m vermindert)



## 7. Schlußfolgerungen und Ausblick

Zur Umschließung der Mülldeponie Rautenweg in Wien wurde ein auf der Basis herkömmlicher Techniken entwickeltes System ausgeführt. Die dabei einwandfrei mögliche Überprüfung der Dichtwände auf Fehlstellenfreiheit hat sich voll bewährt. Bei den Kontrollen zeigten sich an zwei Stellen Undichtigkeiten, die rasch und einwandfrei behoben werden konnten. Alle theoretischen Überlegungen erwiesen sich als zutreffend. Bereits vier Monate nach Abschluß der Dichtwandarbeiten ließ sich ein einwandfreies Gesamtverhalten nachweisen.

Die rechnerische Auswertung der Versuchsergebnisse vor Nachdichtung der Fehlstellen ergab, daß anstelle der nunmehr zu erwartenden Gesamtmenge an zusickerndem Grundwasser von 2 l/s unter gleichen Bedingungen eine von 11 l/s abzupumpen gewesen wäre. Diese Menge wäre geringfügig größer als die in der Projektierungsphase veranschlagte (10 l/s). Bei einer einfachen Umschließung hätte die Deponie in Zukunft mit dieser erhöhten Wasserhaltungsmenge betrieben werden müssen:

die Suche nach kleinen Fehl- bzw. Leckstellen ist nämlich bei einer einfachen Umschließung praktisch aussichtslos. Außerdem wäre in diesem Fall das günstigere Verhalten des tertiären Baugrundes nicht zu erkennen gewesen. Jährlich wären somit zusätzlich zu den notwendigen Mengen ca. 280.000 m<sup>3</sup> Sickerwasser angefallen.

Wegen der zu erwartenden, aber in ihrer Größe nicht genau erfaßbaren Anteile der versickernden Niederschlagswässer wäre allein aus der Gesamtwassermenge (zur Aufrechterhaltung des Spiegelgefälles erforderlich) kein Hinweis auf eventuell im Laufe der Zeit entstehende Fehlstellen zu erwarten. Daher ist für den künftigen Betrieb derzeit vorgesehen, in Jahresabständen die einzelnen Kammern einer Überprüfung durch Auffüllversuche zu unterwerfen. Damit kann ständig die einwandfreie Dichtheit nachgewiesen werden.

An der nach dem Wiener Dichtwandkammersystem umschlossenen Deponie Rautenweg konnte gezeigt werden, daß hiermit ein praktisch ausführbares, kostengünstiges Verfahren zur Umschließung von Deponien vorliegt, das auch ein Maximum an Sicherheit bietet.

# Zur Theorie des Druckversuches

von Dipl.-Ing. Dr. techn. Zia TAHERI  
Dipl.-Ing. Dr. techn. Wolfgang HAZIVAR

## 1. Einleitung

Beim Druckversuch herrscht in allen Versuchskörpern ein räumlicher Spannungszustand. Dieser setzt sich aus einem einachsigen Spannungszustand und dem überlagernden mehrachsigen Zusatzspannungszustand zusammen. Diese Zusatzspannungen werden durch die Randbedingungen zwischen Versuchskörper und Druckplatte erzwungen. Der Spannungszustand hängt stark von der Größe der Zusatzspannungen ab. Die Randbedingungen müssen in den Rechenansätzen zur Spannungsermittlung genau erfaßt werden, weil sie die Art und die Größe der Zusatzspannungen bestimmen.

Am ausführlichsten hat sich W. SCHLEECH mit der Theorie des Druckversuchs befaßt [7]. Um die Bedeutung elastisch nachgiebiger Versuchseinrichtungen (Druckplattenverformungen) richtig einzuschätzen, hat er zwei Grenzfälle untersucht:

- a) Druckplatte nur dehnungsbehindernd
- b) starre Druckplatte, die in den Kontaktflächen außer der Dehnung auch jede weitere Formänderung verhindert.

Allerdings hat W. SCHLEECH das Problem für eine Scheibe gelöst (Zweidimensionale Elastizitätstheorie). Der Verfasser hat den Fall a) für einen Hohlzylinder [9] und den Fall b) für einen Vollzylinder [8], beides als räumliche Probleme, gelöst und veröffentlicht.

In der nun vorgestellten Arbeit wird der Spannungszustand bei einer nur dehnungsbehindernden Druckplatte untersucht. Man nimmt eine gleichmäßige Druckverteilung über die Stirnfläche und die Behinderung der Querdehnung in der Stirnfläche durch Reibung an. Trotz dieser Annahme ergibt sich eine ungleichmäßige Spannungsverteilung im Zylinder und eine Verwölbung der Stirnfläche. Es ist möglich, auch hier wie bei Scheibe und Hohlzylinder, eine strenge Lösung anzugeben. Für die mathematische Behandlung des Problems wird auf die von LOVE [3] gegebene Darstellung für die Verschiebungsfunktion zurückgegriffen, die in der Literatur wenig Anwendung gefunden hat.

## 2. Der Zylinder mit behinderter Dehnung der gleichmäßig belasteten Stirnflächen

Randbedingungen:

Die Randbedingung für dieses Problem ist in Abb. 1a dargestellt. Bei einem Zylinder ist die Befriedi-

gung der Randbedingungen mit Schwierigkeiten verbunden, wenn man gewisse Randbedingungen auch auf den Stirnflächen zu erfüllen hat (siehe [8], [4], wo Randbedingungen auf Stirnseiten befriedigt werden).

In diesem Fall ist eine einfachere Lösung dadurch möglich, daß die Belastung  $p$  (Abb. 1a) mit Hilfe der räumlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

$$E \epsilon_r = \sigma_r - \mu (\sigma_\varphi + \sigma_z)$$

durch eine elementar zu behandelnde Grundlösung (Abb. 1b) und eine umgekehrt gerichtete Längsrandbelastung  $\frac{\mu}{1-\mu} \cdot p$  in  $r = a$  ersetzt wird (Abb. 1c),

wobei an die Stelle des Zylinders  $d : h = 2a : 2c$  ein unendlich langer Zylinder treten kann, an dem periodisch feldweise wechselnd das Gleichgewichtssystem der Randlasten  $\frac{\mu}{1-\mu} \cdot p$  angreift.

Für die rechnerische Lösung des unendlich langen Zylinders besteht die Vereinfachung darin, daß nur die Randbedingungen auf dem Mantel zu berücksichtigen sind, bei den Stirnflächen aber wegen der herrschenden antisymmetrischen Spannungszustände die verlangte Randbedingung  $\epsilon_r = 0$  schon erfüllt ist.

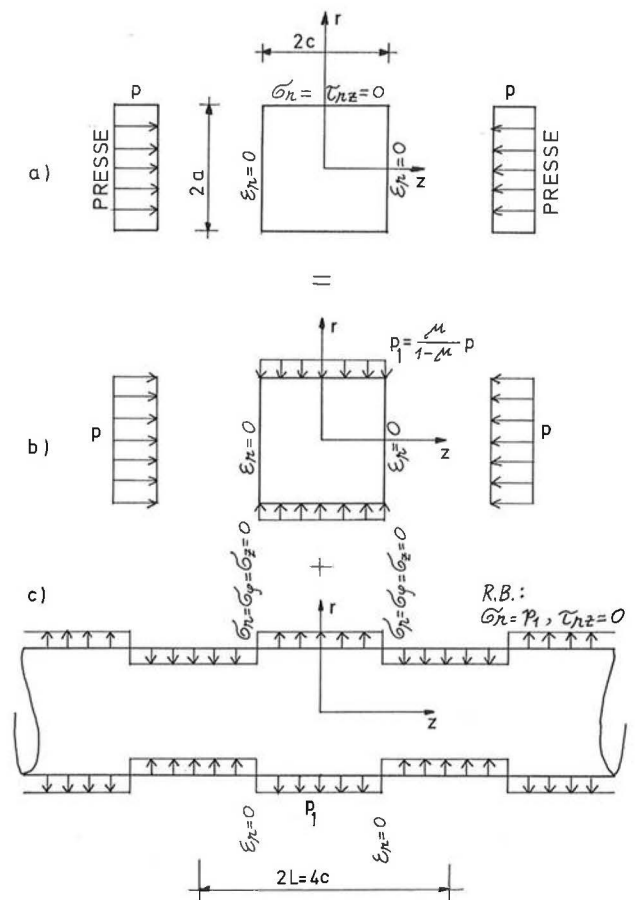


Abb. 1: Lösungsweg zur Ermittlung des Spannungszustandes in einem Zylinder mit behinderter Dehnung der gleichmäßig belasteten Stirnflächen

Fig. 1: Possible solution of the state of stress in a cylinder with hindered extension of the uniformly loaded end planes

### 3. Der unendlich lange Zylinder mit periodisch feldweise wechselnder Belastung (Abb. 1c)

Die Gleichgewichtsbedingungen für den rotations-symmetrischen Fall lauten

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\varphi}{r} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= 0 \end{aligned} \quad (1)$$

Sie werden befriedigt, wenn die Spannungskomponenten  $\sigma_r, \sigma_\varphi, \sigma_z$  und  $\tau_{rz}$  aus einer beliebigen Funktion  $\chi(r, z)$  abgeleitet werden [3]:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \mu \nabla^2 \chi - \frac{\partial^2 \chi}{\partial r^2} \right\} \\ \sigma_\varphi &= \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \mu \nabla^2 \chi - \frac{1}{r} \frac{\partial \chi}{\partial r} \right\} \\ \sigma_z &= \frac{\partial}{\partial z} \left\{ (2-\mu) \nabla^2 \chi - \frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} \right\} \\ \tau_{rz} &= \frac{\partial}{\partial r} \left\{ (1-\mu) \nabla^2 \chi - \frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} \right\} \end{aligned} \quad (2)$$

Damit der Zusammenhang zwischen Spannungen und Formänderungen bestehen bleibt, muß die Verschiebungsfunktion der Differentialgleichung

$$\begin{aligned} \nabla^4 \chi &= \Delta \Delta \chi = \\ &= \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left( \frac{\partial^2 \chi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \chi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

genügen.

Die entsprechenden Verschiebungen ergeben sich dann aus den Beziehungen zwischen Spannung und Verzerrung in der Form

$$\begin{aligned} u &= -\frac{1+\mu}{E} \frac{\partial^2 \chi}{\partial r \partial z} \\ w &= \frac{1+\mu}{E} \left\{ 2(1-\mu) \nabla^2 \chi - \frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} \right\} \end{aligned} \quad (4)$$

wobei  $u$  die radiale und  $w$  die achsiale Verschiebung bedeutet.

#### Lösung der Differentialgleichung:

Die allgemeine Lösung der Bipotentialgleichung ist nach LOVE [3]

$$\begin{aligned} \chi(r, z) &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ J_0(i x_\nu r) (A_\nu \cos x_\nu z + B_\nu \sin x_\nu z) + \right. \\ &\quad \left. + i r \frac{\partial}{\partial r} J_0(i x_\nu r) (C_\nu \cos x_\nu z + D_\nu \sin x_\nu z) \right\} \end{aligned} \quad (5)$$

worin  $x_\nu$ , nicht nur reell, sondern auch imaginär sein kann. Imaginäres  $x_\nu$  erhält man, wenn man die sogenannten homogenen Lösungen sucht. Das sind

jene Lösungen, die den Mantel des Zylinders spannungsfrei lassen. Die Konstanten  $A_\nu, B_\nu, C_\nu$  und  $D_\nu$  sind ebenso wie  $x_\nu$  entweder reell oder imaginär. In dieser Arbeit haben wir mit reellen Werten von  $x_\nu$  und  $A_\nu, B_\nu, C_\nu$  und  $D_\nu$  zu tun.  $J_0$  und  $J_1$  stellen die Besselfunktionen der Ordnung Null und Eins dar. Da der Spannungszustand symmetrisch zur  $r$ -Achse ist, muß die Verschiebungsfunktion eine ungerade Funktion von  $z$  sein. Deshalb kann man die Konstanten  $A_\nu$  und  $C_\nu$  im obigen Ansatz Null setzen, und die Lösungsfunktion wird etwas einfacher. Sie lautet:

$$\begin{aligned} \chi(r, z) &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ J_0(i x_\nu r) B_\nu \sin x_\nu z + \right. \\ &\quad \left. + i r \frac{\partial}{\partial r} J_0(i x_\nu r) D_\nu \sin x_\nu z \right\} \end{aligned} \quad (6)$$

Heben wir  $\sin x_\nu z$  heraus und setzen wir für die Besselfunktionen  $J_0$  und  $J_1$  nach Gleichung (7) die modifizierten Besselfunktionen  $I_0$  und  $I_1$  ein, so erhalten wir die Verschiebungsfunktion in wesentlich einfacherer Form:

$$I_\nu(x) = i^{-\nu} J_\nu(ix) \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \chi(r, z) &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ B_\nu I_0(x_\nu r) + \right. \\ &\quad \left. + D_\nu r I_1(x_\nu r) \right\} \sin x_\nu z \end{aligned} \quad (8)$$

$$\text{mit } x_\nu = \frac{\nu \pi}{2c}$$

Die Fourier-Reihe der Belastung kann aus [6] entnommen werden; sie lautet

$$P_1(z) = \frac{4p\mu}{\pi(1-\mu)} \sum_{\nu=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{\nu-1}{2}}}{\nu} \cos \frac{\nu \pi z}{2c} \quad (9)$$

oder

$$\begin{aligned} P_1(z) &= \sum_{\nu=1}^{\infty} a_\nu \cos x_\nu z \\ \text{mit } a_\nu &= \frac{4p\mu}{\pi(1-\mu)} \frac{(-1)^{\frac{\nu-1}{2}}}{\nu} \end{aligned} \quad (9a)$$

$$\text{und } x_\nu = \frac{\nu \pi}{2c}$$

#### Erfüllung der Randbedingungen auf dem Mantel:

Die Randbedingungen für den unendlich langen Zylinder lauten

$$r = a: \quad \tau_{rz} = 0 \quad \text{und} \quad \sigma_r = P_1(z) \quad (10)$$

Die partiellen Ableitungen der Verschiebungsfunktion unter Verwendung der Beziehungen

$$I_0'(x) = I_1(x) \quad I_1'(x) = I_0(x) - \frac{1}{x} I_1(x) \quad (11)$$

lauten



$$\frac{\partial \chi}{\partial r} = \sum_{\nu=1}^{\infty} [B_{\nu} \alpha_{\nu} I_1(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} r \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r)] \sin \alpha_{\nu} z$$

$$\frac{\partial^2 \chi}{\partial r^2} = \sum_{\nu=1}^{\infty} [B_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) - \frac{B_{\nu} \alpha_{\nu}}{r} I_1(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} r \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r)] \sin \alpha_{\nu} z$$

$$\frac{\partial \chi}{\partial z} = \sum_{\nu=1}^{\infty} [B_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} r I_1(\alpha_{\nu} r)] \alpha_{\nu} \cos \alpha_{\nu} z$$

$$\frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} = \sum_{\nu=1}^{\infty} -[B_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} r I_1(\alpha_{\nu} r)] \alpha_{\nu}^2 \sin \alpha_{\nu} z \quad (12)$$

Für den Laplace-Operator ergibt sich:

$$\begin{aligned} \nabla^2 \chi &= \frac{\partial^2 \chi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \chi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} = \\ &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ B_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) - \frac{B_{\nu} \alpha_{\nu}}{r} I_1(\alpha_{\nu} r) + \right. \\ &\quad + D_{\nu} r \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) + \\ &\quad + \frac{B_{\nu} \alpha_{\nu}}{r} I_1(\alpha_{\nu} r) + \frac{D_{\nu} r \alpha_{\nu}}{r} I_0(\alpha_{\nu} r) - \\ &\quad \left. - B_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) - D_{\nu} r \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) \right\} \sin \alpha_{\nu} z \end{aligned}$$

$$\nabla^2 \chi = \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ 2 D_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) \right\} \sin \alpha_{\nu} z \quad (13)$$

### Spannungen und Verschiebungen

Die Radialspannung erhält man nach (2)

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \mu \nabla^2 \chi - \frac{\partial^2 \chi}{\partial r^2} \right\} = \\ &= \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \left[ \mu \cdot 2 D_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) - B_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) + \right. \right. \\ &\quad + \frac{B_{\nu} \alpha_{\nu}}{r} I_1(\alpha_{\nu} r) - D_{\nu} r \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) - \\ &\quad \left. \left. - D_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) \right] \sin \alpha_{\nu} z \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ 2 D_{\nu} \mu \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) - B_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) + \right. \\ &\quad + \frac{B_{\nu} \alpha_{\nu}}{r} I_1(\alpha_{\nu} r) - D_{\nu} r \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) - \\ &\quad \left. - \alpha_{\nu} D_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) \right\} \alpha_{\nu} \cos \alpha_{\nu} z \quad (14) \end{aligned}$$

Analog ergeben sich die anderen Spannungen und Verschiebungen

$$\begin{aligned} \sigma_{\varphi} &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ 2 \mu D_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) - \frac{B_{\nu} \alpha_{\nu}^2}{r} I_1(\alpha_{\nu} r) - \right. \\ &\quad \left. - D_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) \right\} \cos \alpha_{\nu} z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ 2(2-\mu) D_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_0(\alpha_{\nu} r) + B_{\nu} \alpha_{\nu}^3 I_0(\alpha_{\nu} r) + \right. \\ &\quad \left. + D_{\nu} r \alpha_{\nu}^3 I_1(\alpha_{\nu} r) \right\} \cos \alpha_{\nu} z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{rz} &= \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ 2(1-\mu) D_{\nu} \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} r \alpha_{\nu}^3 I_0(\alpha_{\nu} r) + \right. \\ &\quad \left. + B_{\nu} \alpha_{\nu}^3 I_1(\alpha_{\nu} r) \right\} \sin \alpha_{\nu} z \quad (15) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E \cdot u &= -(1+\mu) \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ B_{\nu} \alpha_{\nu} I_1(\alpha_{\nu} r) + \right. \\ &\quad \left. + D_{\nu} r \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) \right\} \alpha_{\nu} \cos \alpha_{\nu} z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E w &= (1+\mu) \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ 2(1-\mu) 2 D_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) + \right. \\ &\quad \left. + B_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} r) + D_{\nu} r \alpha_{\nu}^2 I_1(\alpha_{\nu} r) \right\} \sin \alpha_{\nu} z \quad (16) \end{aligned}$$

Die zweite Randbedingung liefert

$$\sigma_r(r=a, z) = \sum_{\nu=1}^{\infty} \alpha_{\nu} \cos \alpha_{\nu} z \quad (r=a)$$

$$\begin{aligned} B_{\nu} \alpha_{\nu}^2 [-\alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} a) + \frac{1}{\alpha} I_1(\alpha_{\nu} a)] + \\ + D_{\nu} \alpha_{\nu}^2 [(2\mu-1) I_1(\alpha_{\nu} a) - \alpha \alpha_{\nu} I_1(\alpha_{\nu} a)] = \alpha_{\nu} \end{aligned}$$

und die erste Randbedingung

$$\tau_{rz}(r=a, z) = 0 \quad (r=a)$$

ergibt

$$\begin{aligned} B_{\nu} \alpha_{\nu}^3 I_1(\alpha_{\nu} a) + \\ + D_{\nu} \alpha_{\nu}^2 [2(1-\mu) I_1(\alpha_{\nu} a) + \alpha \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} a)] = 0 \end{aligned}$$

Damit bestehen zwei Gleichungen für die zwei unbekanntenen Konstanten  $B_{\nu}$  und  $D_{\nu}$ .

Die Lösung des Gleichungssystems lautet:

$$B_{\nu} = \frac{2(1-\mu) \alpha_{\nu} I_1(\alpha_{\nu} a) + \alpha \alpha_{\nu} \alpha_{\nu} I_0(\alpha_{\nu} a)}{\alpha \alpha_{\nu}^4 [I_1^2(\alpha_{\nu} a) - I_0^2(\alpha_{\nu} a)] + \frac{2 \alpha_{\nu}^2}{\alpha} (1-\mu) I_1^2(\alpha_{\nu} a)} \quad (17)$$

$$D_{\nu} = \frac{-\alpha_{\nu} \alpha_{\nu} I_1(\alpha_{\nu} a)}{\alpha \alpha_{\nu}^4 [I_1^2(\alpha_{\nu} a) - I_0^2(\alpha_{\nu} a)] + \frac{2 \alpha_{\nu}^2}{\alpha} (1-\mu) I_1^2(\alpha_{\nu} a)} \quad (18)$$

Somit ist das Problem gelöst, denn mit den Konstanten nach (17) und (18) und dem Belastungsglied nach (9) sind aus (2) alle Spannungen und Verformungen bekannt.

#### 4. Die Verschiebungsfunktion für den Elementarspannungszustand gemäß Abb. 1b

Die Verschiebungsfunktion für dieses Problem kann durch die Polynomlösung von LOVE [3] sehr rasch gefunden werden. Durch Aufspaltung der Lasten (Stirnflächen und Mantel) und Verwendung des Ansatzes  $\chi = Azr^2 + Bz^3$  erhält die Verschiebungsfunktion eine sehr einfache Form:

$$\chi = -\frac{\mu}{6} \frac{1}{1-\mu} z^3 \quad (19)$$

Zur Kontrolle werden die Spannungen  $\sigma_r$  und  $\sigma_z$  bestimmt:

$$\begin{aligned} \nabla^2 \chi &= -\frac{\mu z}{1-\mu} \\ \sigma_r &= -\frac{\mu \mu}{1-\mu} = \sigma_\varphi \\ \sigma_z &= -\mu \end{aligned} \quad (20)$$

was die Richtigkeit beweist.

Somit ist das Problem streng gelöst, und die Gesamtverschiebungsfunktion (Elementarspannungszustand und Zusatzspannungen) lautet:

$$\begin{aligned} \chi(r, z) = & -\frac{\mu}{6(1-\mu)} z^3 + \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ B_\nu I_0(\alpha_\nu r) + \right. \\ & \left. + D_\nu r I_1(\alpha_\nu r) \right\} \sin \alpha_\nu z \end{aligned} \quad (21)$$

mit Konstanten  $B_\nu$  und  $D_\nu$  nach (17) und (18). Daraus werden die Spannungen und Verformungen direkt nach (2) abgeleitet. Auf der Zylinderachse werden die Spannungen und Verformungen mit  $I_0(0) = 1$  und  $I_1(0) = 0$  zu

$$\sigma_r(0, z) = \sigma_\varphi(0, z) = \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ D_\nu \alpha_\nu^2 (2\mu - 1) - \frac{B_\nu \alpha_\nu^3}{2} \right\} \cos \alpha_\nu z - \frac{\mu \mu}{1-\mu}$$

$$\sigma_z(0, z) = \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ (2-\mu) 2D_\nu + B_\nu \alpha_\nu^3 \right\} \cos \alpha_\nu z - \mu$$

$$\tau_{rz} = 0$$

$$\begin{aligned} E.w = & (1+\mu) \left\{ \sum_{\nu=1}^{\infty} [2(1-\mu) 2D_\nu \alpha_\nu + \right. \\ & \left. + B_\nu \alpha_\nu^2] \sin \alpha_\nu z - \frac{\mu z}{1-\mu} [2(1-\mu) - 1] \right\} \end{aligned}$$

$$E.u = 0 \quad (22)$$

#### 5. Überprüfung der Randbedingungen am Mantel

Wenn die hergeleiteten Beziehungen richtig sind, müßten die gegebenen Randwerte durch Einsetzen von  $r = a$  in  $\sigma_r$  und  $\tau_{rz}$  wieder herauskommen. Dies sei nachfolgend überprüft:

##### 5.1 Radialspannungen

$$\sigma_r(r=a, z) = \sum_{\nu=1}^{\infty} \alpha_\nu \cos \alpha_\nu z$$

Die Summenzeichen werden im folgenden weggelassen.

$$\begin{aligned} \sigma_r = & \left\{ (2\mu - 1) \alpha_\nu I_0(\alpha_\nu a) D_\nu - D_\nu a \alpha_\nu^2 I_1(\alpha_\nu a) - \right. \\ & \left. - B_\nu \alpha_\nu^2 I_0(\alpha_\nu a) + \frac{B_\nu \alpha_\nu}{a} I_1(\alpha_\nu a) \right\} \alpha_\nu \cos \alpha_\nu z \end{aligned}$$

Setzt man für die Konstanten  $D_\nu$  und  $B_\nu$  aus (17) und (18) ein, so ergibt sich:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_r = & \left\{ -(2\mu - 1) \alpha_\nu I_0 a_\nu I_1 + \alpha_\nu \alpha_\nu^3 I_1^2 a + \right. \\ & \left. + [-2(1-\mu) a_\nu I_1 - a a_\nu \alpha_\nu I_0] \cdot \alpha_\nu^2 I_0 + \right. \\ & \left. + \frac{\alpha_\nu}{a} I_1 [2(1-\mu) a_\nu I_1 + a a_\nu \alpha_\nu I_0] \right\} \alpha_\nu \cos \alpha_\nu z \end{aligned}$$

Hierin ist  $\Delta$  der Nenner der Konstanten  $D_\nu$  und  $B_\nu$ :

$$\begin{aligned} \Delta = & a \alpha_\nu^4 [I_1^2(\alpha_\nu a) - I_0^2(\alpha_\nu a)] + \\ & + \frac{2\alpha_\nu^2}{a} (1-\mu) I_1^2(\alpha_\nu a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \cdot \sigma_r = & \left\{ -(2\mu - 1) \alpha_\nu^2 a_\nu I_0 I_1 + \alpha_\nu a \alpha_\nu^3 I_1^2 - \right. \\ & \left. - 2(1-\mu) a_\nu \alpha_\nu^2 I_1 I_0 - a a_\nu \alpha_\nu^3 I_0^2 + \right. \\ & \left. + \frac{\alpha_\nu}{a} I_1^2 [2(1-\mu) a_\nu + \alpha_\nu^2 a_\nu I_0 I_1] \right\} \alpha_\nu \cos \alpha_\nu z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \cdot \sigma_r = & \left\{ a a_\nu \alpha_\nu^3 I_1^2 - a a_\nu \alpha_\nu^3 I_0^2 + \frac{\alpha_\nu}{a} a_\nu 2(1-\mu) I_1^2 - \right. \\ & \left. - 2\mu \alpha_\nu^2 a_\nu I_0 I_1 + \alpha_\nu a_\nu I_0 I_1 - 2\alpha_\nu^2 a_\nu I_0 I_1 + \right. \\ & \left. + 2\mu \alpha_\nu^2 a_\nu I_0 I_1 + \alpha_\nu^2 a_\nu I_0 I_1 \right\} \alpha_\nu \cos \alpha_\nu z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \cdot \sigma_r = & a_\nu \left\{ [a \alpha_\nu^4 I_1^2 - a \alpha_\nu^4 I_0^2] + \right. \\ & \left. + \frac{\alpha_\nu^2}{a} 2(1-\mu) I_1^2 \right\} \cos \alpha_\nu z \end{aligned}$$

$$\sigma_r = a_\nu \cos \alpha_\nu z$$

was zu beweisen war.

## 5.2 Schubspannungen

Die Randbedingung lautet:

$$\tau_{rz}(r=a, z) = 0$$

$$\tau_{rz} = \left\{ 2(1-\mu)D_r x_r^2 I_1(x_r a) + D_r x_r^3 a I_0(x_r a) + B_r x_r^3 I_1(x_r a) \right\} \sin x_r z$$

Das Einsetzen der Konstanten liefert

$$\Delta \tau_{rz} = \left\{ -2(1-\mu)a_r x_r^3 I_1^2(x_r a) - a_r x_r^4 a I_0(x_r a) I_1(x_r a) + 2(1-\mu)a_r x_r^3 I_1^2(x_r a) + a_r a x_r^4 I_0(x_r a) I_1(x_r a) \right\} \sin x_r z = 0$$

Die verlangte Randbedingung ist auch hier streng erfüllt.

## 6. Überprüfung der Gleichgewichtsbedingung in z-Richtung

Da die Belastung (Abb. 1c) ein Gleichgewichtssystem ist und in z-Richtung keine Lasten auftreten, muß die Summe aller Kräfte in z-Richtung zu null werden.

Die Gleichgewichtsbedingung lautet:

$$\int_{\varphi=0}^{2\pi} \int_{r=0}^a \sigma_z(r, z) r dr d\varphi = 0 \quad (\Sigma z = 0)$$

Wird  $\sigma_z$  aus (15) eingesetzt, so erhält man:

$$\int_{\varphi=0}^{2\pi} \int_{r=0}^a \left\{ 2(2-\mu)D_r x_r^2 I_0(x_r r) + B_r x_r^3 I_0(x_r r) + D_r x_r r I_1(x_r r) \right\} \cos x_r z r dr d\varphi$$

$$\int_{\varphi=0}^{2\pi} \cos x_r z d\varphi \int_{r=0}^a \left\{ 2(2-\mu)D_r x_r^2 I_0(x_r r) + B_r x_r^3 I_0(x_r r) + D_r x_r^3 r I_1(x_r r) \right\} r dr$$

Setzen wir für  $D_r$  und  $B_r$  aus (17) und (18) ein, so ergibt sich:

$$\int = -2(2-\mu)x_r^2 a_r x_r \int_0^a I_0(x_r r) r dr + 2(1-\mu)a_r I_1(x_r a) x_r^3 \int_0^a I_0(x_r r) r dr + a a_r x_r^4 I_0(x_r a) \int_0^a I_0(x_r r) r dr - a_r x_r^4 I_1(x_r a) \int_0^a I_1(x_r r) r^2 dr$$

Unter Verwendung folgender Beziehungen

$$\int_{r=0}^a I_0(x_r r) r dr = \frac{a}{x_r} I_1(x_r a)$$

$$\int_{r=0}^a I_1(x_r r) r^2 dr = \frac{a}{x_r} \left[ a I_0(x_r a) - \frac{2}{x_r} I_1(x_r a) \right]$$

erhält man schließlich:

$$\int = -4 x_r^3 a_r I_1(x_r a) \frac{a}{x_r} I_1(x_r a) + 2 x_r^3 \mu a_r I_1(x_r a) \frac{a}{x_r} I_1(x_r a) + 2 a_r I_1(x_r a) x_r^3 \frac{a}{x_r} I_1(x_r a) - 2 \mu a_r I_1(x_r a) x_r^3 \frac{a}{x_r} I_1(x_r a) + a a_r x_r^4 I_0(x_r a) \frac{a}{x_r} I_1(x_r a) - a_r x_r^4 I_1(x_r a) \frac{a^2}{x_r} I_0(x_r a) + 2 a_r x_r^4 I_1(x_r a) \frac{a}{x_r^2} I_1(x_r a) = 0$$

Die Gleichgewichtsbedingung ist somit erfüllt.

## 7. Zur numerischen Berechnung

Um von den hergeleiteten Beziehungen eine Vorstellung zu gewinnen, wurden zwei Zahlenbeispiele mit jeweils 2 Zylindern mit den Schlankheiten 1 und 2 gerechnet, die im folgenden angegeben sind. Die Querdehnzahl ist dabei für Beton mit  $\mu = 0,2$  angenommen. Um die Spannungen und Verformungen berechnen zu können, ist zunächst eine genaue Berechnung der modifizierten Besselfunktionen  $I_0$  und  $I_1$  (nullter und erster Ordnung) erforderlich, wofür die Reihendarstellungen dieser Funktionen

$$I_0(x) = \sum_{s=0}^{\infty} \frac{1}{s!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^{2s}$$

$$I_1(x) = \sum_{s=0}^{\infty} \frac{1}{s!(s+1)!} \left(\frac{x}{2}\right)^{2s+1}$$

herangezogen wurden.

Diese Reihen haben den Nachteil, daß bei größeren Argumenten sehr viele Reihenglieder für ihre Berechnung erforderlich sind. Hier wurde so gerechnet, daß die Berechnung der Besselfunktion abgebrochen wurde, wenn zwischen der Teilsumme  $S_n$  und dem Reihenglied  $a_n$  eine Differenz von  $10^{+30}$  erreicht wurde. In diesem Fall haben nämlich die folgenden Reihenglieder keinen Einfluß mehr auf die Endsumme der Reihe.



Für die Berechnung der Reihen der Spannungen und Verformungen wurde  $\nu = 99$  angenommen, was sich als genügend erwies.

Für den Pressendruck wurde  $p = 1000$  angenommen (bei SCHLEEHE ist  $\frac{p}{d} = 1$ ).

### 8. Zahlenbeispiele

Die Ergebnisse zweier auf diese Weise gerechneter Zahlenbeispiele für einen Zylinder mit Schlankheit 1 und einen Zylinder mit Schlankheit 2 für eine Gleichlast  $p = 1000$  unter Berücksichtigung der Querdehnzahl  $\mu = 0,2$  für Beton sind in den Abbildungen 2 und 3 dargestellt.

Die gleichmäßig verteilt belasteten Stirnflächen eines Zylinders müssen sich bei gleichzeitiger Dehnungsbehinderung wegen der dabei erzwungenen Schubspannungen verwölben (wie bei der Scheibe; [7]). Diese Schubspannungen sind gekennzeichnet durch einen nahezu geradlinigen Anstieg von der Zylinderachse bis zum Spitzenwert dicht beim Außenrand und dann einen raschen Abfall auf den Randwert null.

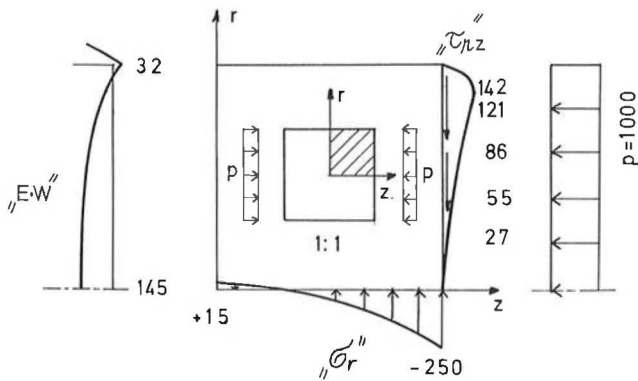


Abb. 2: Zwangsspannungen und Verformungen (durch Reibung verursacht) an den gleichmäßig belasteten Stirnflächen des Zylinders mit der Schlankheit 1

Fig. 2: Compulsive stresses and deformations (caused by friction) at the uniformly loaded end planes of a cylinder with a slenderness ratio of 1

Die Schubspannungen gelten für Reibungskräfte zwischen Druckplatte und Versuchskörper. Ihr genaues Erfassen ist deswegen wichtig. Reibungs- und Druckkräfte setzen sich zu Resultierenden zusammen, die schräg zur Achse des Probekörpers geneigt sind. (Siehe Hauptspannungen.)

In Abb. 3 sind Zwangsspannungen und Verformungen des Zylinders mit Schlankheit 2 dargestellt; ein Vergleich mit Abb. 2 ergibt, daß die Zwängung bei gleichen Bedingungen am belasteten Rand im Zylinder mit Schlankheit 1 etwas größer ist als im

Zylinder mit Schlankheit 2. Das ist gleichbedeutend mit der Tatsache, daß mit wachsender Länge bei gleichbleibendem Durchmesser der Widerstand des belasteten Randes gegen eine bestimmte erzwungene Verformung abnimmt. Auf den Druckversuch übertragen bedeutet dies, daß der Zylinder mit der Schlankheit 1 eine größere Festigkeit aufweist. Im Zylinder mit Schlankheit 2 kommt sehr deutlich das Prinzip von de Saint-Venant zum Ausdruck: schon bei einer Entfernung gleich dem Durchmesser vom belasteten Rand sind die Schubspannungen praktisch auf null abgeklungen.

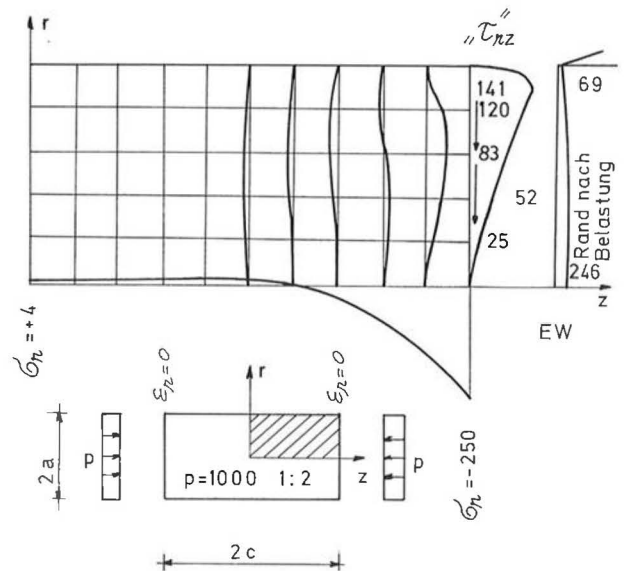


Abb. 3: Zwangsspannungen und Verformungen an der gleichmäßig belasteten Stirnfläche des Zylinders mit der Schlankheit 2

Fig. 3: Compulsive stresses and deformations at the uniformly loaded end planes of a cylinder with a slenderness ratio of 2

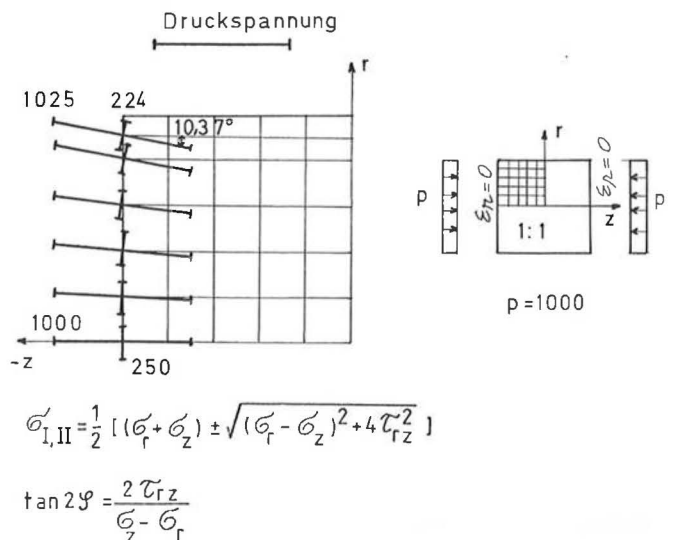


Abb. 4: Hauptspannungen im Randbereich des Zylinders 1:1  
Fig. 4: Principal stresses in the surface zone of a cylinder 1:1

## Hauptspannungen

In Abb. 4 sind die Hauptspannungen mit ihren Richtungen im Randbereich eines Zylinders mit Schlankheit 1 dargestellt.

Die Hauptspannungen streben im allgemeinen der Elementarspannung  $\sigma_z = p z u$ , die auf der Zylinderachse wegen  $\tau_{rz} = 0$  in z-Richtung verläuft. Besonders aufschlußreich ist der Spannungszustand in der Ecke, wo die Störung sehr deutlich ist. Die Hauptdruckspannung überschreitet die Elementarspannung um 2,5%. Von dieser Ecke geht auch im Druckversuch der Bruch aus.

## Radialspannungen am Mantel

In Abb. 5 sind die Radialspannungen  $\sigma_r$  am Mantel des unendlich langen Zylinders gemäß Pkt. 3 dargestellt und der gegebenen äußeren Ersatzbelastung gegenübergestellt.

Das Resultat zeigt eine ausreichend genaue Befriedigung der Randbedingung am Mantel des Zylinders.

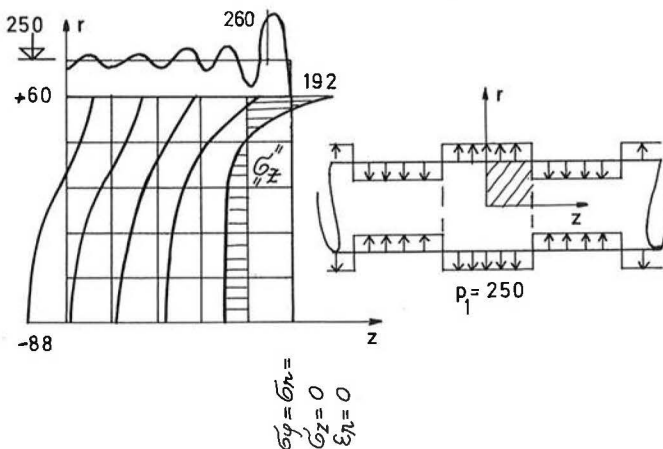


Abb. 5: Radialspannungen  $\sigma_r$  am Mantel und Axialspannungen  $\sigma_z$  im Inneren des unendlich langen Zylinders gemäß Pkt. 3

Fig. 5: Radial stresses  $\sigma_r$  at the cylinder barrel and axial stresses  $\sigma_z$  within an infinitely long cylinder, according to chapter 3

## Verformung des Betonzylinders

Wie sich ein auf Druck beanspruchter Betonzylinder verformt, wurde in [5] an Zylindern von 60 cm und von 30 cm Höhe und einem Durchmesser von 15 cm untersucht.

Dazu wurde die Querdehnung über die gesamte Höhe des Zylinders gemessen.

In Abb. 6a ist die gemessene Querdehnung von Mörtel- und Betonzylindern der Abmessungen 15/30 dargestellt.

Dem wird in Abb. 6b der für gleich schlanke Zylinder errechnete Verlauf der Querverformung des Zylinders gegenübergestellt.

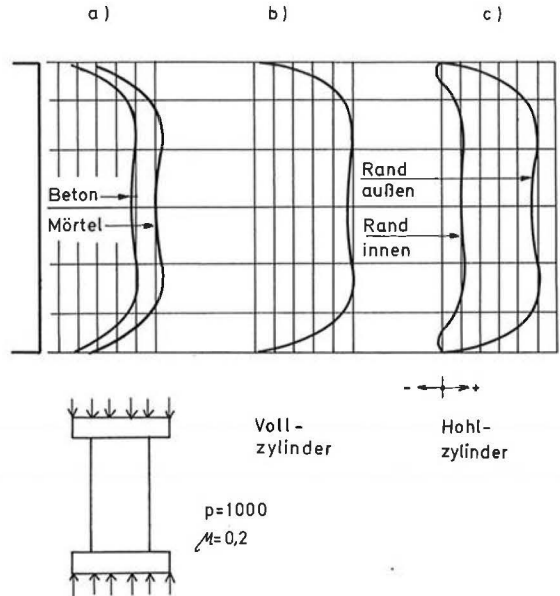


Abb. 6: a) Gemessene Querdehnung von Mörtel- und Betonzylindern (15/30) bei etwa  $\frac{1}{3}$  der Bruchlast nach [5]  
b) Errechnete Querverformung des Zylinders (1:2)  
c) Errechnete Querverformung des Hohlzylinders nach [9]

Fig. 6: a) Measured lateral strain of mortar and concrete cylinders (15/30) at approximately  $\frac{1}{3}$  of the ultimate load, according to [5]  
b) Calculated lateral deformation of the cylinder (1:2)  
c) Calculated lateral deformation of the hollow cylinder, according to [9]

Die Übereinstimmung ist sehr gut, was die Richtigkeit unserer Berechnung bestätigt. Abb. 6c zeigt die Verformung für einen Hohlzylinder nach [9].

## Vergleich des räumlichen Problems mit dem äquivalenten ebenen Problem von W. SCHLEEHE [7]

Im folgenden wird ein einfaches Beispiel gebracht, welches zeigt, daß bei komplizierten Aufgaben Idealisierungen unter Beibehaltung wichtiger Zusammenhänge praktisch zum Ziel führen.

E-fache  $\mu$ -fache Randspannungen  $\mu=0,2$  Randbelastung

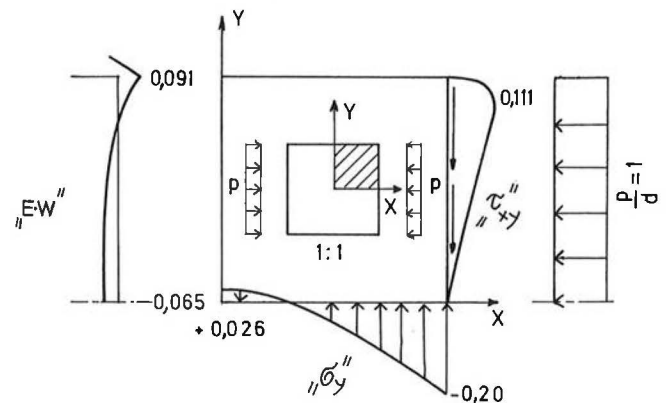


Abb. 7: Spannungen und Verformungen am gleichmäßig belasteten Rand der Quadratscheibe nach SCHLEEHE [7]

Fig. 7: Stresses and strains at the uniformly loaded edge of a square plate, according to SCHLEEHE [7]

Abb. 7 ist das Resultat einer Berechnung für das gleiche Problem, jedoch idealisiert für eine Quaderscheibe (ebenes Problem), die von W. SCHLEEHS durchgeführt wurde [7]. Dem wird in Abb. 2 der für gleich schlanke Zylinder errechnete Verlauf der Spannungen und Verformungen gegenübergestellt.

Die Übereinstimmung ist überraschend, trotz der Tatsache, daß sich SCHLEEHS Berechnung auf den äquivalenten zweiachsigen Spannungszustand bezieht, während vorliegender Berechnung ein räumlicher Spannungszustand zugrunde gelegt wurde.

## 9. Zusammenfassung

Auf der Grundlage der dreiachsigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung der mathematischen Elastizitätstheorie werden die Spannungszustände in einem Zylinder untersucht, der durch eine gleichmäßige Belastung an seinen Stirnflächen beansprucht wird. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Reibung die Querdehnung in der Stirnfläche behindert. Die Lösung zeigt eine bestimmte, vom Rand ausgehende Richtung, auf der die Beanspruchung ein Maximum wird.

Numerische Ergebnisse werden mit entsprechenden Ergebnissen verglichen, die für eine Scheibe unter gleichen Randbedingungen erhalten wurden. Es zeigt sich eine gute qualitative Übereinstimmung der beiden Resultate.

## Literatur

- [1] FÖPPL, A., FÖPPL, L.: Drang und Zwang. 3. Auflage München, Berlin: Oldenbourg 1941
- [2] GIRKMANN, K.: Flächentragwerke. 6. Auflage Wien: Springer-Verlag 1963
- [3] LOVE-TIMPE, N.: Lehrbuch der Elastizität. Leipzig, Berlin: B. G. Teubner 1907
- [4] LURJE, A. I.: Räumliche Probleme der Elastizitätstheorie. Berlin: Akademie-Verlag 1963
- [5] LUSCHE, M.: Einfluß der Höhe von Betonzylindern auf das Ergebnis einer Druck-E-Modul-Messung. Beton 9 (1971), S. 365—371
- [6] SCHLEEHS, W.: Bauteile mit zweiachsigem Spannungszustand (Scheiben). Betonkalender 1972, Teil 2, S. 513—620. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn 1972
- [7] SCHLEEHS, W.: Die Spannungszustände in den Versuchskörpern zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 8 (1975), S. 194—201
- [8] TAHERI, Z.: Räumliche Spannungszustände in den zylindrischen Versuchskörpern zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit. Dissertation Wien 1980
- [9] TAHERI, Z.: Räumliche Spannungszustände in einem Hohlzylinder beim Druckversuch. Bauingenieur 58 (1983), S. 105—109
- [10] TAHERI, Z., HAZIVAR, W.: Der Zylinder unter starrem Stempel. Bautechnik 8/1986, S. 266—270



# A Study of Hydraulic Fracturing in Laboratory

by Professor Chin-Su TING\*)

## 1. Introduction

Since the height of earth- and rockfill dams has rapidly increased during the last few decades, the highest earth dam in the world being now more than 300 meters, the effect of hydraulic fracturing should be especially considered in design. In other words, the designers must make correct judgments in the possibilities of hydraulic fracturing for earth- and rockfill dams to be constructed. It is known to all geotechnical engineers that hydraulic fracturing can at least increase the seepage discharge through the cracks in soil masses, for instance in the core, and even cause an earth dam failure if the cracks due to hydraulic fracturing are very serious. Accordingly, many researchers have been investigating how to predict and prevent hydraulic fracturing in engineering practice.

In the early seventies, NOBARI, LEE and DUNCAN contributed a valuable report on hydraulic fracturing of earth-rockfill dams. They studied the mechanism of hydraulic fracturing on Pittsburg sandy clay by using the hollow cylinder specimen (the hole was drilled along the axis of the tested specimen after compaction) and calculated the stress distribution in the core using the finite element analysis method in order to predict where the hydraulic fracturing would occur. JAWORSKI and SEED etc. studied the properties of the filling material of Teton Dam to evaluate the possibility against hydraulic fracturing. The samples used in their experiments were obtained from the core of Teton Dam after its failure in 1976. The very interesting test results had been published in 1981. But it should be noted that all published research works had not considered the effect of seepage force on hydraulic fracturing. So it would certainly lead to the obvious error in estimating the internal water pressure  $u_{if}$  at failure, and would not give an acceptable mechanism analyses about hydraulic fracturing. In order to prevent the error due to neglecting the seepage force, a number of scientists use experimental coefficients with different values in their formulas for calculating the theoretical solutions of the internal water pressure  $u_{if}$ , which are expected to coincide with the actual test results.

In this work hydraulic fracturing tests were performed on hollow cylinder specimens, 10 cm in external diameter, 2 cm in internal diameter and 20 cm in length. The specimens were prepared by compacting the soil in a split metal mould at a dry density of  $1.70 \text{ g/cm}^3$  with the optimum water content.

The tested sample is a kind of sandy clay, its water content at the liquid and plastic limit are 28% and 16%, respectively, the plasticity index is 12%. The experimental investigations described in this paper involve two different consolidation stresses, the isotropic consolidation and anisotropic consolidation state. After consolidation, all tests were performed under plane strain conditions, and the hydraulic fracturing of the hollow cylinder specimen would occur by increasing the internal water pressure  $u_i$  or decreasing the cell pressure  $p_o$ . Three types of tests on hollow cylinder specimens were studied in this paper. The theoretical formulas to analyse the effect of seepage forces on the stress field of a hollow cylinder specimen are also presented. Furthermore calculation data about the stress distributions on the cross section of the specimen for each type of test are given, leading to an evaluation of the failure mechanism for hydraulic fracturing tests in the laboratory.

The comparison between test results and theoretical solutions illustrates that it is necessary to consider the influence of the seepage force on the stress in soil masses. Therefore it is suggested that this factor should also be considered in predicting the possibilities of hydraulic fracturing for an earth-rockfill dam.

## 2. Test apparatus

A conventional triaxial compression apparatus was modified to perform the laboratory studies of hydraulic fracturing tests on hollow cylinder specimens (Fig. 1). The apparatus mainly consists of two parts, the triaxial cell and the water pressure system: both are illustrated in the left and right part of Fig. 1.

### *Triaxial cell:*

The hollow cylinder specimen is fixed between the loading cap (16) and the impervious metal plate (17) in horizontal surfaces, and enveloped between the membrane (12) and rubber bag (15) along the outside and inside vertical surfaces. A group of radial and concentric circle grooves were machined on the lower surface of the impervious plate (17) to create a drainage path between the burette (5-1) and the outside of the specimen (11).

\*) Head of the Soil Mechanics Division at the Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Peking, China.

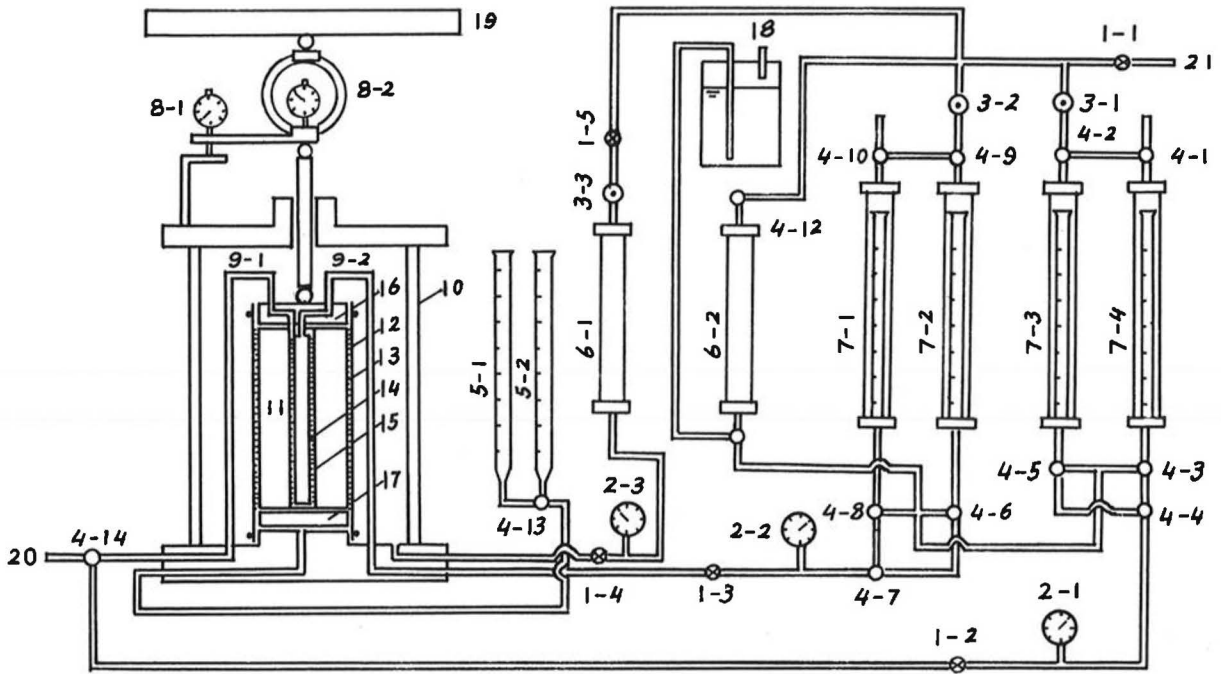


Fig. 1: Sketch of apparatus for hydraulic fracturing test

- 1-1 ... 1-5 valve
- 2-1 ... 2-3 pressure gauge
- 3-1 ... 3-3 pressure regulator
- 4-1 ... 4-14 three-way valve
- 5-1 ... 5-2 burette
- 6-1 ... 6-2 pressure cylinder
- 7-1 ... 7-4 pressure burette
- 8-1 ... 8-2 dial gauge
- 9-1 ... 9-2 plastic tube
- 10 triaxial cell
- 11 hollow cylinder specimen
- 12 membrane
- 13 trips of external filter paper
- 14 trips of internal filter paper
- 15 rubber bag
- 16 cap
- 17 impervious plate with drain grooves on lower surface
- 18 reservoir
- 19 loading beam
- 20 connected to vacuum pump
- 21 connected to air compressor

*Water pressure system:*

Two requirements for the water pressure system should be satisfied. First, the horizontal normal stresses acting on the inside surface of the specimen through the rubber bag (15) and on the outside surface of the specimen through cell pressure  $p_o$  (should be produced by the same system). Secondly, the water in the hole flowing outward under pressure can also be supplied by the same system. It is obvious that hydraulic fracturing may be expected to begin at the inside surface of the specimen, if the water pressure  $u_i$  in the hole is high enough. The pressure cylinder (6-1) is connected by the valve (1-4) etc. to the small hole drilled on the base of the triaxial cell that produces the cell pressure. The plastic tube (9-2) of which one end is connected to the rubber bag (15) and the other to the pressure burettes (7-1) and (7-2), can be used to produce the normal stress on the inside surface of the specimen while the rubber bag is filled with the pressured water which comes from the lucite cylinder (7-1) and (7-2). The internal water pressure  $u_i$  in the central hole employed to bring about the radial hydraulic fracturing may be supplied by the pressure burette (7-3) or (7-4); these burettes are connected to the central hole through the valve (1-2), three-way valve (4-14) and the plastic tube (9-1) etc. In order to ensure that the water might freely flow in the seam between the internal wall of the specimen and the rubber bag, the drainage layer composed by strips of filter paper (14) is inserted in the seam. The pressure cylinder (6-2) is used to replenish the water to the burette (7-3) or (7-4) where the water is lost due to the seepage through the wall of the specimen and sometimes to replenish the water to the pressure burette (7-1) or (7-2) during the test.

The specimen is saturated in the triaxial cell by the vacuum method before the test begins. Turning the three-way valve (4-14) connects the plastic tube (9-1) to the vacuum pump, and starting it under negative pressure, the water in burettes (5-1) and (5-2) would saturate the specimen by inward seepage from the external drainage layer (13) surrounding the specimen to the central hole. It should be noted that hydraulic fracturing is an outward seepage process; the water with pressure  $u_i$  in the central hole flows outward from the hole to the external drainage layer and finally into the burette (5-1) or (5-2)—the saturation and fracture differ only by the seepage direction.

### 3. How to analyse the effect of seepage force on the hydraulic fracturing test

When the water with the pressure  $u_i$  in the central hole flows outward through the wall of the specimen into the external drainage layer (14) which links up with the burettes (5-1) and (5-2), the total head loss due to seepage is equal to  $\frac{u_i}{\gamma_w}$ ;  $\gamma_w$  is the unit weight of water. Equation (1) may be used to determine the hydraulic head  $h_r$  at any point within the cross section of the specimen. Value  $r$  in equation (1) is the distance of the calculated point from the symmetrical axis of the hollow cylinder specimen, as shown in Fig. 2;  $a$  is the radius of the central hole,  $b$  is the external radius of the specimen.

$$h_r = \frac{u_i (\ln r - \ln b)}{\gamma_w (\ln a - \ln b)} \quad (1)$$

The hydraulic gradient  $i_r$  at any point within the cross section can be calculated from equation (1),

$$\frac{dh}{dr} = i_r = \frac{u_i}{r \gamma_w (\ln b - \ln a)} \quad (2)$$

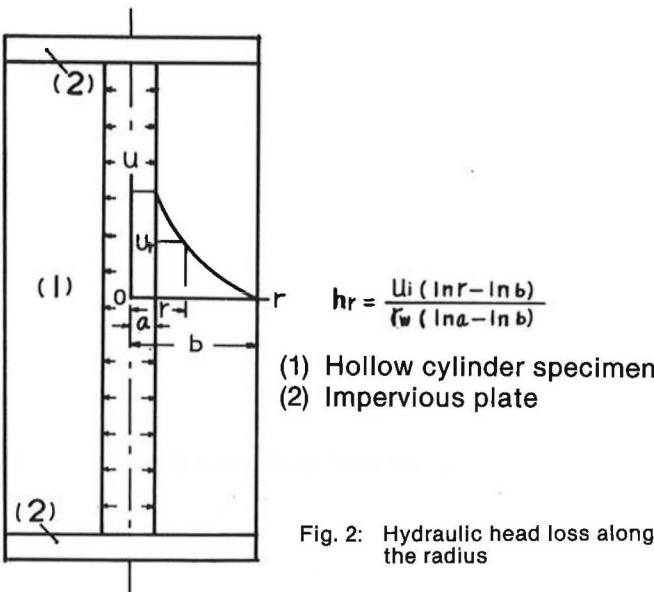


Fig. 2: Hydraulic head loss along the radius

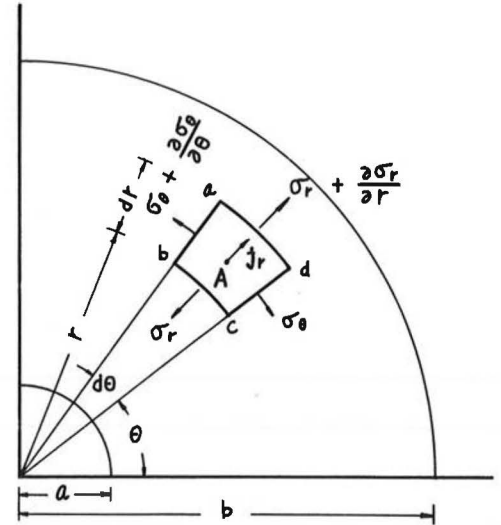


Fig. 3: Element of soil subjected to seepage force

Hence the seepage force  $j_r$  at any point in the cross section is

$$j = i_r \cdot \gamma_w = \frac{u_i}{r (\ln b - \ln a)} \quad (3)$$

where  $j_r$  is expressed in terms of force per unit volume of the soil and decreases with the value  $r$  increasing.

The theoretical solutions of the tangential stress  $\sigma_{\theta s}$  and radial stress  $\sigma_{r s}$  caused by the seepage force can be obtained by the following analyses:

The element a-b-c-d is cut off from the cross section of the tested specimen as shown in Fig. 3.

From the generalized HOOKE's law and the characteristics of the axial symmetrical problem, the following three equations should be established for the plane strain problem,

$$\sigma_r = \frac{E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \left[ \mu \frac{u}{r} + (1 - \mu) \frac{du}{dr} \right] \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \left[ \mu \frac{du}{dr} + (1 - \mu) \frac{u}{r} \right] \quad (5)$$

$$\text{and } \tau_{r\theta} = \tau_{\theta r} = 0 \quad (6)$$

in which  $u$  is the radial deformation at point A,  $\tau_{r\theta}$  and  $\tau_{\theta r}$  are the shear stresses on the surfaces of the selected element a-b-c-d,  $\mu$  is POISSON's ratio,  $E$  is the elastic modulus.

According to the radial equilibrium condition the following differential equation can be obtained

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + j_r = 0 \quad (7)$$

substituting Eq. (3), (4), (5) in Eq. (7),

$$\frac{E}{(1 - \mu)(1 - 2\mu)} \left[ \frac{\mu}{r} \left( \frac{du}{dr} - \frac{u}{r} \right) + (1 - \mu) \frac{d^2 u}{dr^2} \right] + \frac{E}{r(1 + \mu)} \left( \frac{du}{dr} - \frac{u}{r} \right) + \frac{u_i}{r(\ln b - \ln a)} = 0 \quad (8)$$

simplifying Eq. (8) the differential equation can be written as



$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E(1-\mu)} \cdot \frac{u_i}{r(\ln b - \ln a)} \quad (9)$$

the general solution of Eq. (9) is

$$u = \frac{(1+\mu)(1-2\mu) u_i r}{2E(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \left( \frac{1}{2} - \ln r \right) + C_1 r + \frac{C_2}{r} \quad (10)$$

in which  $C_1, C_2$  are constants. Eq. (10) is substituted into Eq. (4) and (5), then

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{(1+\mu)(1-2\mu)} - \frac{E C_2}{(1+\mu)r^2} - \frac{(1-2\mu) u_i}{4(1-\mu)(\ln b - \ln a)} - \frac{u_i \ln r}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (11)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E C_1}{(1+\mu)(1-2\mu)} - \frac{E C_2}{(1+\mu)r^2} - \frac{(1-2\mu) u_i}{4(1-\mu)(\ln b - \ln a)} - \frac{u_i \ln r}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (12)$$

The constants  $A$  and  $B$  be

$$A = \frac{E C_1}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad (13)$$

$$B = \frac{E C_2}{(1+\mu)} \quad (14)$$

Accordingly, Eq. (11) and (12) are reduced to

$$\sigma_r = A - \frac{B}{r^2} - \frac{(1-2\mu) u_i}{4(1-\mu)(\ln b - \ln a)} - \frac{u_i \ln r}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (15)$$

$$\sigma_\theta = A + \frac{B}{r^2} + \frac{(1-2\mu) u_i}{4(1-\mu)(\ln b - \ln a)} - \frac{u_i \ln r}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (16)$$

$A$  and  $B$  are new constants of integration which may be determined from the boundary conditions. These are

$$\text{at } r = a \dots \sigma_r = 0$$

$$r = b \dots \sigma_r = 0$$

This leads to

$$A = - \frac{u_i}{2(1-\mu)(a^2 - b^2)} + \frac{(1-2\mu) u_i}{4(1-\mu)(\ln b - \ln a)} + \frac{u_i \ln b}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (17)$$

$$B = - \frac{a^2 b^2 u_i}{2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \quad (18)$$

and

$$C_1 = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{2E(1-\mu)} u_i \left[ \frac{(1-2\mu)}{2(\ln b - \ln a)} + \frac{\ln b}{(\ln b - \ln a)} - \frac{a^2}{(a^2 - b^2)} \right] \quad (19)$$

$$C_2 = - \frac{(1+\mu) u_i}{2E(1-\mu)} \cdot \frac{a^2 b^2}{(a^2 - b^2)} \quad (20)$$

The constants  $A, B$  and  $C_1, C_2$  are substituted into Eq. (10), (15) and (16). The radial and tangential stresses  $\sigma_{rs}, \sigma_{\theta s}$  and the radial displacement  $u_s$  resulting from the seepage force  $j_r$  can be expressed as

$$\sigma_{rs} = \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \left( 1 - \frac{r^2}{b^2} \right) + \frac{u_i (\ln b - \ln r)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (21)$$

$$\sigma_{\theta s} = - \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \left( 1 + \frac{r^2}{b^2} \right) + \frac{u_i (1-2\mu)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} + \frac{u_i (\ln b - \ln r)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (22)$$

$$u_s = \frac{(1+\mu)(1-2\mu) u_i r}{2E(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \left( \frac{1}{2} - \ln r \right) - \frac{u_i (1+\mu)}{2Er(1-\mu)} \cdot \frac{a^2 b^2}{(a^2 - b^2)} - \frac{(1+\mu)(1-2\mu) u_i r}{2E(1-\mu)} \left[ \frac{(1-2\mu)}{2(\ln b - \ln a)} - \frac{\ln b}{(\ln b - \ln a)} - \frac{a^2}{(a^2 - b^2)} \right] \quad (23)$$

The initial stresses  $\sigma_{rc}, \sigma_{\theta c}$  and radial displacement  $u_c$  formed in the process of consolidation can be calculated by use of LAME's formulas for solving a thick wall cylinder,

$$\sigma_{rc} = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{b^2 - a^2} \quad (24)$$

$$\sigma_{\theta c} = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{b^2 - a^2} \quad (25)$$

$$u_c = \frac{(1+\mu)}{E(b^2 - a^2)} \left[ (a^2 p_i - b^2 p_o)(1-2\mu) \cdot r - \frac{a^2 b^2 (p_o - p_i)}{r} \right] \quad (26)$$

where  $p_o$  and  $p_i$  are the normal stresses acting on the outside and inside surfaces of the hollow cylinder. In this paper the value of  $p_o$  is equal to the cell pressure.

For an isotropic consolidation test it is obvious that the tangential stress  $\sigma_{\theta s}$  is equal to the radial stress  $\sigma_{rc}$  at any point on each cross section for the specimen because  $p_o$  is equal to  $p_i$ . From equations (24), (25) it can be seen that the values of  $\sigma_{\theta c}$  and  $\sigma_{rc}$  are all equal to that of the normal stress. The actual radial and tangential stresses  $\sigma_r, \sigma_\theta$  at each stage of the test can be calculated by using the following equations for the water pressure  $u_i$  in the hole gradually increasing. These are

$$\sigma_r = \sigma_{rc} + \sigma_{rs} \quad (27)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{\theta c} + \sigma_{\theta s} \quad (28)$$

It should be noted that a calculation of the stresses  $\sigma_{rc}$  and  $\sigma_{\theta c}$  with the equations (27) and (28) should consider the fact that the inside normal stress  $p_i$  will be decreased by increasing the water pressure  $u_i$  in the seam between the hole wall and the rubber bag. This may be disposed as two conditions. First, if the value  $u_i$  is less than the value  $p_i$ , the inside normal stress used for calculating the stresses  $\sigma_{rc}$  and  $\sigma_{\theta c}$  in Eq. (27), (27) will be replaced by the value of  $(p_i - u_i)$ ; secondly, if the value  $u_i$  is equal to or greater than the value  $p_i$ , the inside normal stress will be taken as zero in calculating. Under these circumstances, the expressions (27), (28) can further be written as follows:

For  $u_i < p_i$ :

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_0 - b^2 p_0}{b^2 - a^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{a^2 b^2 (p_0 - p_i)}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \cdot \left(1 - \frac{r^2}{b^2}\right)(1-2\mu) + \frac{u_i(\ln b - \ln r)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (29)$$

$$\sigma_\theta = \frac{a^2 p_0 - b^2 p_0}{b^2 - a^2} - \frac{1}{r^2} \cdot \frac{a^2 b^2 (p_0 - p_i)}{b^2 - a^2} + \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \cdot \left(1 + \frac{r^2}{b^2}\right)(1-2\mu) + \frac{u_i}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} [(1-2\mu) + (\ln b - \ln r)] \quad (30)$$

For the isotropic consolidation test, the stresses  $\sigma_r$  and  $\sigma_\theta$  can be simplified as

$$\sigma_r = -p_0 - \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \left(1 - \frac{r^2}{b^2}\right)(1-2\mu) + \frac{u_i(\ln b - \ln r)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (31)$$

$$\sigma_\theta = -p_0 + \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \left(1 + \frac{r^2}{b^2}\right)(1-2\mu) + \frac{u_i[(1-2\mu) + (\ln b - \ln r)]}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (32)$$

For  $u_i \geq p_i$ :

$$\sigma_r = \frac{1}{r^2} \cdot \frac{a^2 b^2 p_0}{(b^2 - a^2)} \left(1 - \frac{r^2}{a^2}\right) + \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \left(1 - \frac{r^2}{b^2}\right) + \frac{u_i(\ln b - \ln r)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (33)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{1}{r^2} \cdot \frac{a^2 b^2 p_0}{(b^2 - a^2)} \left(1 + \frac{r^2}{a^2}\right) - \frac{a^2 b^2 u_i}{2r^2(1-\mu)(a^2 - b^2)} \left(1 + \frac{r^2}{b^2}\right) + \frac{u_i(1-2\mu)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} + \frac{u_i(\ln b - \ln r)}{2(1-\mu)(\ln b - \ln a)} \quad (34)$$

Eq. (33) and (34) indicate that the stresses  $\sigma_r$  and  $\sigma_\theta$  are not related with the inside normal stress  $p_i$  and these stresses therefore have the same values for the isotropic and anisotropic consolidation tests, when the water pressure  $u_i$  is greater than the inside normal stress  $p_i$ .

Analysing the tangential stress  $\sigma_\theta$  given in Eq. (34), it can be found that  $\sigma_\theta$  changes from compression to tension, and the maximum tensile stress exists on the internal wall of the specimen as the water pressure  $u_i$  is higher. These facts can be used to

determine the value of water pressure  $\bar{u}_{if}$  under which hydraulic fracturing occurs. It is assumed that the failure due to hydraulic fracturing will occur if the tangential stress  $\sigma_\theta$  on the internal wall of the specimen is just equal to the tensile strength  $\sigma_t$  of the specimen.

Let  $r$  and  $\sigma_\theta$  in Eq. (34) be equal to  $a$  and  $\sigma_t$  respectively, the theoretical solution of the water pressure  $\bar{u}_{if}$  can be expressed as

$$\bar{u}_{if} = \frac{2(1-\mu)}{\frac{(1-2\mu)}{(\ln b - \ln a)} + 1 - \frac{b^2}{(a^2 - b^2)} \left(1 + \frac{a^2}{b^2}\right) \cdot \left[\frac{2b^2}{(b^2 - a^2)} p_0 + \sigma_t\right]} \quad (35)$$

According to the size and the mechanical properties of the specimens used in the tests,  $a$ ,  $b$  and  $\mu$  in Eq. (35) are equal to 1 cm, 5 cm and 0.33 respectively. Thus the Eq. (35) may further be simplified to

$$\bar{u}_{if} = 1.22 p_0 + 0.58 \sigma_t \quad (36)$$

This is the theoretical solution of the hydraulic fracturing test on hollow cylinder specimen under steady flow conditions. It can be employed to predict the test results for both the isotropic and anisotropic consolidation tests.

#### 4. Test results

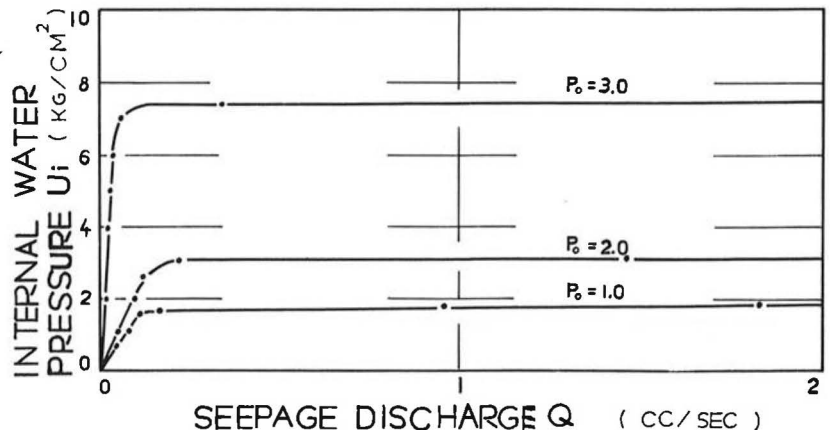
Three different types of tests were performed during this research work.

*Type 1:*

*Tests performed under isotropic consolidation and increasing the water pressure  $u_i$  in the central hole.*

During the test, the cell pressure  $p_0$  was kept constant, but the water pressure  $u_i$  in the hole was gradually and slowly raised so that the water had a

Fig. 4: Hydraulic fracturing under internal water pressure for IC- $u_i$  test



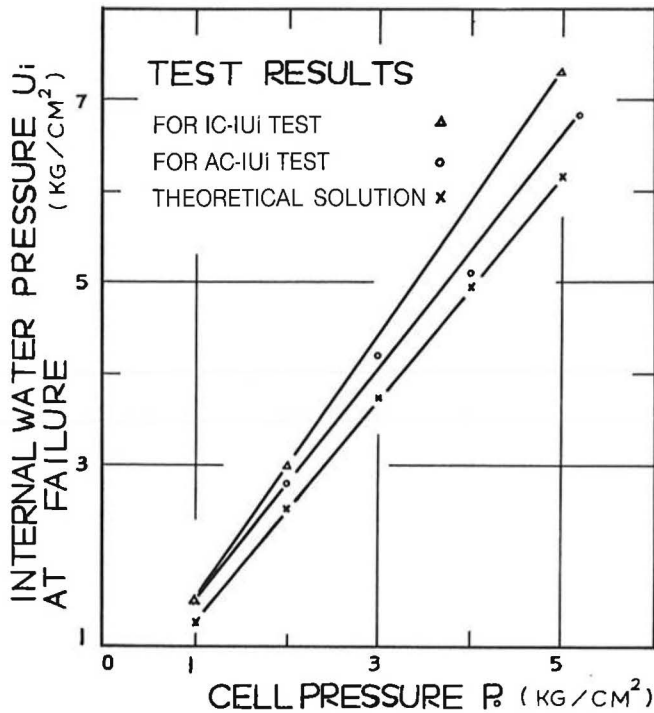


Fig. 5: Relationship between cell pressure and internal water pressure at failure

steady flow from the central hole to the external drain layer which surrounded the specimen, until the specimen failed. Under each water pressure  $u_i$  the seepage discharge  $Q$  through the wall of the specimen within a selected interval of time was measured by observing the changes of the water level in burette (5-1) or (5-2). So the water pressure  $u_{if}$  could also be measured under which the quantity of the flow  $Q$  rapidly increased. A group of data of the water pressure  $u_{if}$  was obtained by changing the cell pressure as shown in Fig. 4 and Fig. 5. In Fig. 4 it can be found that the relationship between the water pressure  $u_i$  and seepage discharge  $Q$  is almost a straight line before the hydraulic fracturing occurs. Such a type of test is called hydraulic fracturing test under isotropic consolidation; increasing the water pressure  $u_i$  in the central hole, it is designated as IC- $lu_i$  test.

#### Type 2:

*Tests performed under anisotropic consolidation and increasing the water pressure  $u_i$  in the central hole.*

Anisotropic consolidation may be carried out by controlling the pressure in the rubber bag which applies to the internal wall of the specimen; this method has been described in the chapter about the test apparatus. Since there was no need for studying the influences of changes in the ratio of internal normal stress  $p_i$  to external normal stress  $p_o$  in this paper, the other method, fitting a rigid tube at the

centre of the specimen instead of the rubber bag, was used in this investigation. The rigid brass tube has an outside diameter of 20 mm and a wall thickness of 2 mm, with small drainage holes on the wall. It was fixed into the mortise at the base centre of the split mold before the hollow cylinder specimen was compacted in equal layers. The rigid tube remained in the specimen after compaction. The specimen consolidation was performed only by applying the cell pressure  $p_o$  to the outside surface of the specimen. It is sure that the contact pressure  $p'_{ic}$  between the hole wall and the outside surface of the rigid brass tube can be calculated with the elasticity theory and the boundary condition that the displacement on the hole wall is equal to zero. Thus the contact pressure  $p'_{ic}$  is

$$p'_{ic} = \frac{2b^2(1-\mu)}{a^2 + b^2 - 2a^2\mu} p_o \quad (37)$$

Taking  $a$ ,  $b$  and  $\mu$  in the above equation as 1 cm, 5 cm and 0.33 respectively, the expression for  $p_{ic}$  can be simplified as

$$p_{ic} = 1.32 p_o \quad (38)$$

It should be noted that  $p_{ic}$  given in Eq. (37), (38) is the initial contact stress. Once the water pressure  $u_i$  is applied in the central hole, the contact stress  $p_{ic}$  will decrease with the water pressure  $u_i$  increasing. The changes in the value of contact pressure can be determined by using the following analyses. The displacement on the internal wall of the specimen is supposed to be zero as the water pressure  $u_i$  being lower. In other words, the sum of the displacements on the internal wall of the specimen caused by the water pressure  $u_i$ , outside normal stress  $p_o$  and contact pressure  $p_{ic}$  should be equal to zero. These displacements are given in Eq. (23) and (26), hence, we have

$$u_s + u_c = 0 \quad (39)$$

Substituting Eq. (23), (26) into Eq. (39) the contact pressure  $p_{ic}$  is

$$p_{ic} = \frac{2b^2(1-\mu)p_o}{a^2 + b^2 - 2a^2\mu} - \frac{u_i}{2(1-\mu)} - \frac{(b^2 - a^2)u_i}{b^2 + a^2(1-2\mu)} \cdot \left[ \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} + \frac{(1-2\mu)}{2(\ln b - \ln a)} \right] \quad (40)$$

Putting  $a = 1$ ,  $b = 5$  and  $\mu = 0.33$  in equation (40), the above equation may be simplified as

$$p_{ic} = 1.32 p_o - 1.08 u_i \quad (41)$$

Eq. (41) can be used to estimate the contact pressure for the anisotropic consolidation test before the separation of the inside surface of the specimen from the outside surface of the rigid brass tube.

Let  $p_{ic} = 0$  from Eq. (41), we have

$$u_i = 1.22 p_o \quad (42)$$



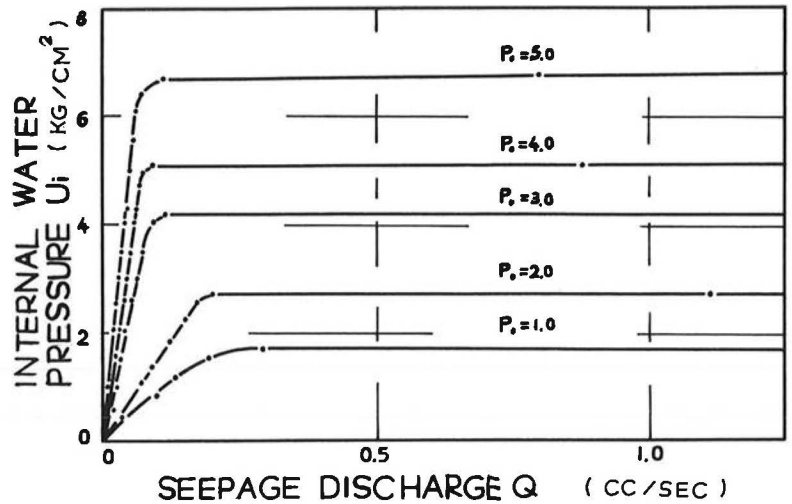


Fig. 6: Hydraulic fracturing under internal water pressure for AC- $l u_i$  tests

The above expression illustrates that the inside surface of the specimen begins to separate from the outside surface of the rigid brass tube when the water pressure  $u_i$  in the central hole of specimen is increased to  $1.22 p_o$ . Thus, Eq. (41) can only be used for a water pressure  $u_i$  being less than  $1.22 p_o$ . For the condition of the value  $u_i$  being equal to or greater than  $1.22 p_o$ , the contact pressure  $p_{ic}$  is taken as zero in calculation. In accordance with the analyses mentioned above, the stress distributions on the cross section of the specimen with a rigid tube can also be calculated without difficulties.

During the tests of the type 2, the cell pressure  $p_o$  was also kept constant and the water pressure  $u_i$  was raised gradually and slowly so that the water could flow steadily from the central hole to the external drainage layer until the specimen failed. A group of data of the water pressure  $u_i$  necessary to produce hydraulic fracturing was obtained by changing the cell pressure  $p_o$ , as shown in Fig. 5 and Fig. 6. This type of test is called hydraulic fracturing test under anisotropic consolidation, and increasing the water pressure  $u_i$  in the central hole, it is designated as AC- $l u_i$  test.

*Type 3:*

The requirements of consolidation for the specimen are identical with the tests of type 1. After consolidation, the water pressure  $u_i$  in the hole was rapidly raised to the cell pressure  $p_o$  and it was kept constant during the test, whereas the cell pressure  $p_o$  was decreased gradually and slowly so that the water could flow steadily from the internal hole to the external drainage layer until the specimen failed. A group of data of cell pressure  $p_{o1}$  which marked the limit cell pressure in the test, was obtained by changing the water pressure  $u_i$  in the hole, as shown in Fig. 7 and in Fig. 8. The concavities on the test curves shown in Fig. 7 may be used to determine the limit cell pressure  $p_{o1}$  at which the water pressure  $u_i$  in the hole will fracture the specimen in the radial direction.

The theoretical solution of the limit cell pressure can be drawn from Eq. (36), being

$$\bar{p}_{o1} = 0.82 u_i - 0.48 \sigma_t \quad (43)$$

This type of test is called the hydraulic fracturing test under isotropic consolidation, and decreasing

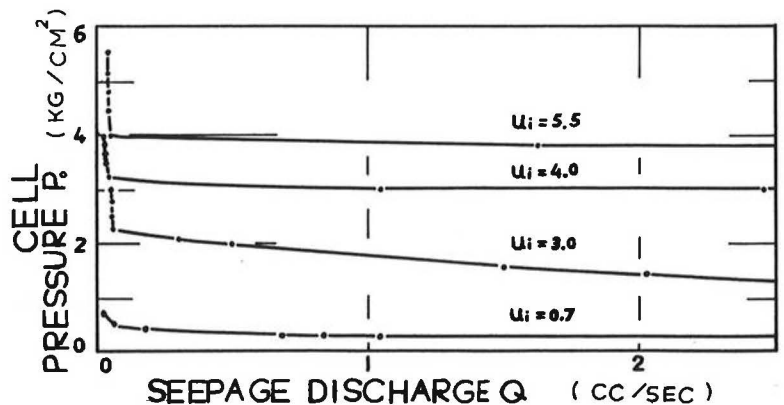


Fig. 7: Hydraulic fracturing caused by decreasing the cell pressure

Fig. 8: Relationship between internal water pressure and limit cell pressure at failure

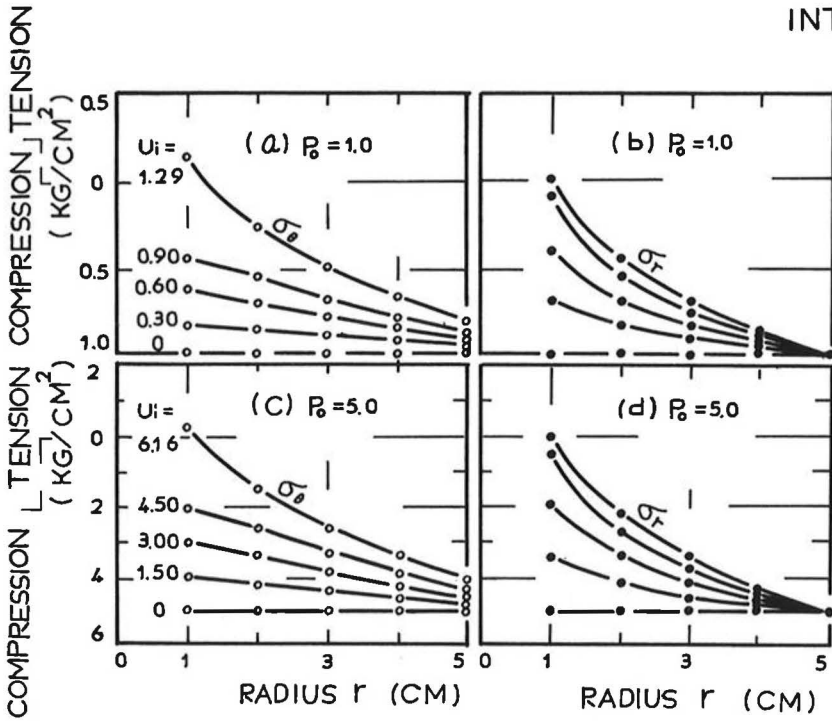
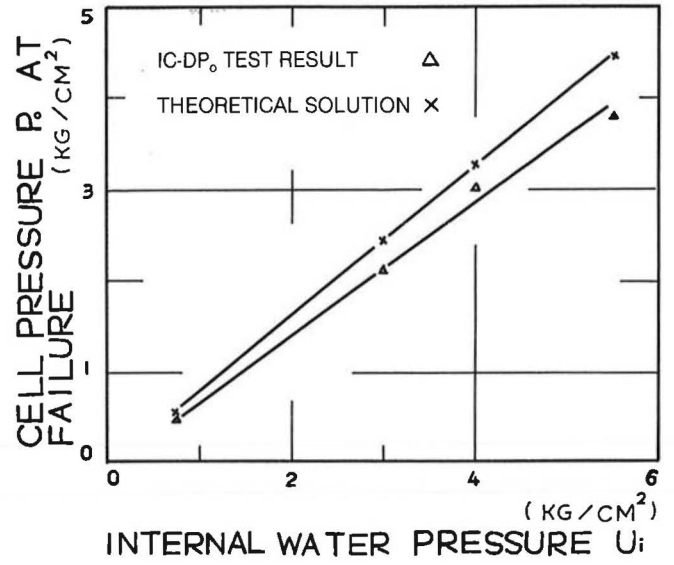


Fig. 9: Stress distribution on cross section for IC- $l u_i$  test

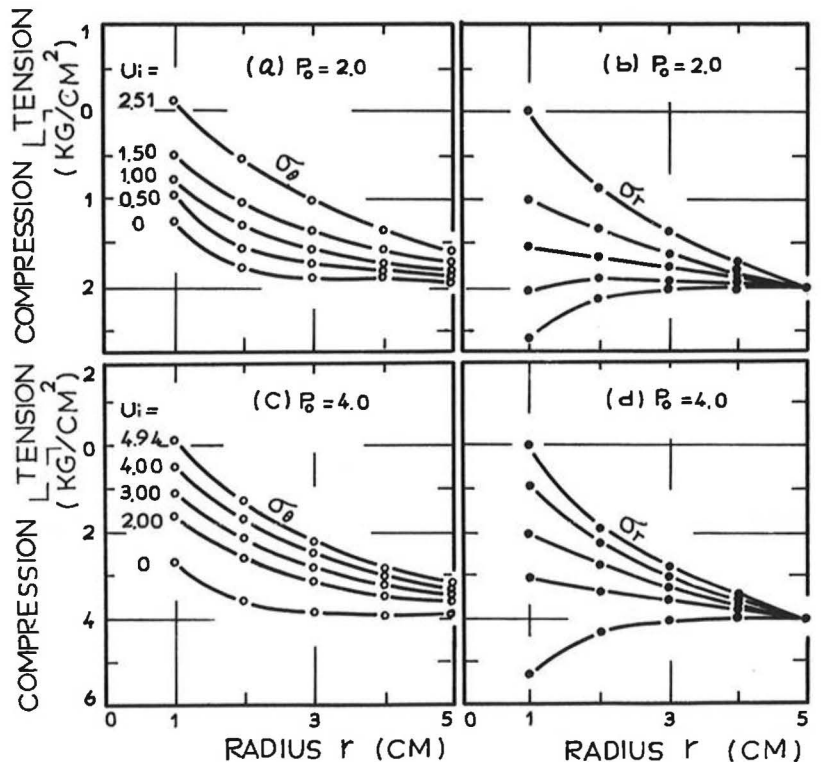


Fig. 10: Stress distribution on cross section for AC- $l u_i$  test

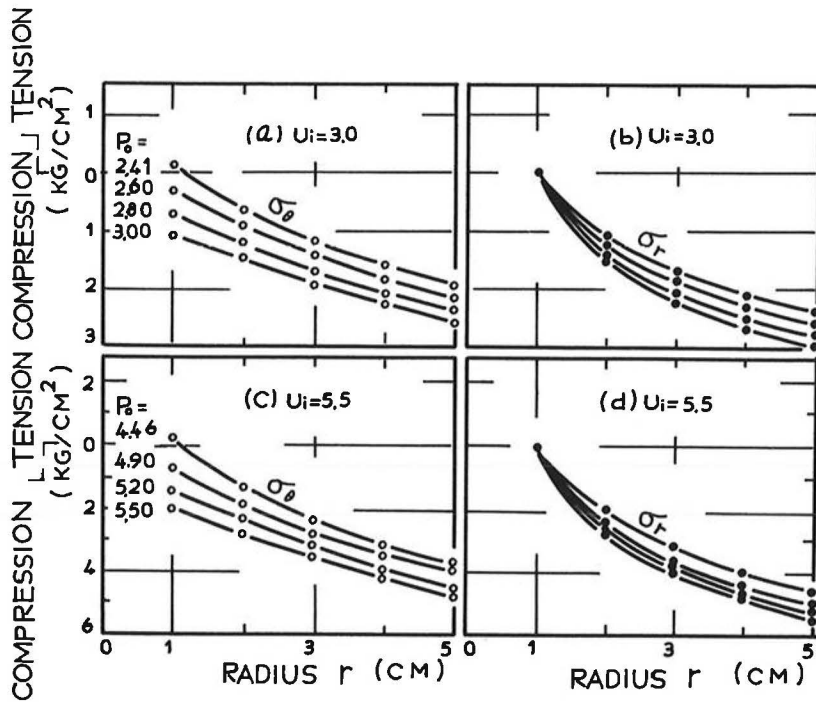


Fig. 11: Stress distribution on cross section for IC- $Dp_0$  test

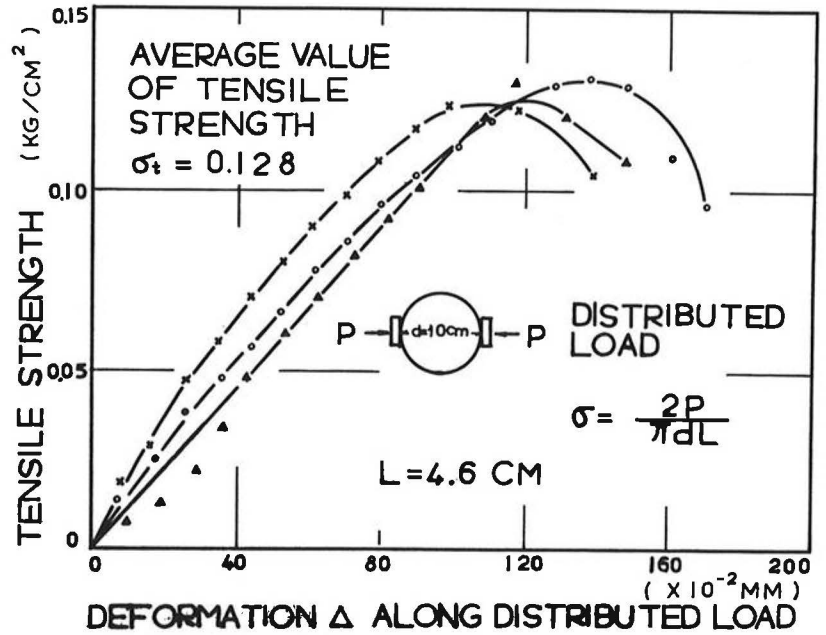


Fig. 12: Indirect tensile strength test

the cell pressure  $p_0$  it is designated as IC- $Dp_0$  test. From Eq. (29), (30), (31), (32), (41) etc., the stress distribution on the cross section of the specimen may be calculated. Two selected data of calculated tangential and radial stress distributions for each type of tests are given in Fig. 9, 10, 11.

These calculated data indicate that the tangential stresses  $\sigma_\theta$  on the wall of the central hole must be equal to the tensile strength of the specimen, and the radial stresses  $\sigma_r$  on the wall of the central hole must be equal to zero during failure coming. This is the reason why the equation (35) should be employed as the failure condition for hydraulic fracturing tests on hollow cylinder specimen.

The test results and corresponding theoretical solutions were listed in Table 1 and 2. It is known that the theoretical solutions given in Table 1 and 2 are related with the tensile strength. The indirect tensile strength test, also known as Brazilian test, was

performed in this investigation, too. Figure 12 gives the test results for the tensile strength of the sample used in this paper. The average value of test results  $\sigma_t$  is equal to 0.128 kg/cm<sup>2</sup> that had been used to calculate the values of  $U_{if}$  and  $\bar{p}_{o1}$  in Table 1 and 2.

From comparing the test results and the theoretical solutions shown in Table 1 and 2, the following facts can be seen. First, the theoretical solutions are approximately, in general, equal to the test results, the maximum and minimum differences are 17.1 and 9.3 percent, respectively. The average error for most test results is likely to be ranged in 10–15 percent. Secondly, the theoretical solutions for the tests of increasing the water pressure  $u_i$  in the central hole are always smaller than the corresponding test results; in contrary, the theoretical solutions for decreasing the cell pressure  $p_0$  are always greater than the corresponding test results.



Table 1 Comparison between test result and theoretical solution for IC- $lu_i$  and AC- $lu_i$  tests

type	cell pressure $p_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	test result $u_{if}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	theoretical solution $\bar{u}_{if}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	difference in percent (%) $(5) = \frac{(4)-(3)}{(3)}$
(1)	(2)	(3)	(4)	
1 (IC- $lu_i$ )	1.0	1.50	1.29	-14.0
	2.0	3.00	2.51	-16.3
	5.0	7.30	6.17	-15.5
2 (AC- $lu_i$ )	1.0	1.50	1.29	-14.0
	2.0	2.80	2.51	-10.4
	3.0	4.20	3.73	-11.2
	4.0	5.10*	4.95	- 2.9
	5.0	6.80	6.17	- 9.3

\* The test result is lower than the mathematical result.

Table 2 Comparison between test result and theoretical solution for IC- $Dp_o$  test

type	water pressure $u_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	test result $p_{oi}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	theoretical solution $\bar{p}_{oi}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	difference in percent (%) $(5) = \frac{(4)-(3)}{(3)}$
(1)	(2)	(3)	(4)	
1 (IC- $Dp_o$ )	0.7	0.45	0.51	+ 13.3
	3.0	2.10	2.40	+ 14.3
	4.0	3.00	3.22	+ 7.3
	5.5	3.80	4.45	+ 17.1

## 5. Conclusion

Based on experiments and theoretical analyses valuable hints can be given to predict hydraulic fracturing for engineering problems.

- 1) The tensile strength of soils is one of the important factors against the hydraulic fracturing in soil masses. At any point in the soil, if the hydraulic fracturing occurs, the minor principal stress  $\sigma_{min}$  existing at that point must be further affected by water pressure and be satisfied with the failure condition. Accordingly, the adjusted minor principal stress  $\bar{\sigma}_{min}$  must be equal to or greater than the tensile strength of soil, hence

$$\bar{\sigma}_{min} \geq \sigma_t \quad (44)$$

Such failure conditions of hydraulic fracturing could be verified by test results and theoretical analyses presented in this paper.

- 2) How to consider the effect of water pressure on initial stresses existing in a soil mass is very significant in predicting hydraulic fracturing problems. Many researchers have been assuming that the direct superposition of initial stress and water pressure could be employed at the adjusted minor principal stress  $\bar{\sigma}_{min}$ . Considering the initial minor principal stress under compression (with negative sign) leads to

$$\bar{\sigma}_{min} = u_f - \sigma_{min} \quad (45)$$

Substituting equation (45) into equation (44) gives

$$u_f \geq \sigma_{min} + \sigma_t \quad (46)$$

Equation (46) has been used to estimate the hydraulic fracturing in geotechnical engineering for a long time, even up to now. But laboratory investigations have clearly disclosed that the estimated value of  $u_f$  from Eq. (46) leads to a serious error of about 50—100 percent when compared

with the test results. This simplified formulas are unreliable to analyse hydraulic fracturing in practice.

- 3) In the design of earth-rockfill dams the flow net in the impervious part, for instance in a clay core, should at first be defined. The seepage force effect on the initial stress field in the dam should be calculated by means of the elasticity theory or the finite element method. Doing so the analyses of the hydraulic fracturing problems will coincide with the actual conditions and may give reliable predictions.
- 4) Since the tensile strength of soil is related to the stress level, the soil tensile strength under different stress levels and a complex stress state should be studied in the laboratory to estimate the water pressure  $u_f$  as exactly as possible.
- 5) If cracks and fissures are existing in a soil mass due to differential settlements and other reasons, the water pressure in the cracks tends to tear these cracks easily. This is valid also for cracks which were formed by hydraulic fracturing. For this reason it is necessary to study the soil stability against fracturing by using the theory of the fracture mechanics.

#### *Acknowledgment*

The author wishes to thank Prof. Wen-Xi HUANG for his helpful comments on the study and Mr. Ya-Pin SUN for his kind help during the tests. The research work presented here was supported financially by the Science Fund of the Chinese Academy of Science.

#### **References**

- [1] BJERRUM, L., NASH, J. K. T. L., KENNARD, R. M., and GIBSON, R. E., "Hydraulic Fracturing in Field Permeability Testing", Geotechnique, London, England, June 1972.
- [2] VAUGHAN, P. R., "The Use of Hydraulic Fracturing Tests to Detect Crack Formation in Embankment Dam Cores", Interim Report, Department of Civil Engineering, Imperial College, London, England, 1971.
- [3] NOBARI, E. S., LEE, K. L., and DUNCAN, J. M., "Hydraulic Fracturing in Zoned Earth and Rock-fill Dams", Report No. TE 73-1, Vol. 9. No. 8. University of California, Berkeley, 1973.
- [4] JAWORSKI, G. W., DUNCAN, J. M., and SEED, H. BOLTON, "Laboratory Study of Hydraulic Fracturing", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, June 1981.
- [5] SHERARD, J. L., "Embankment Dam Cracking", Embankment Dam Engineering—The Casagrande Volume, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1973.
- [6] HUANG WEN-XI, "Discussion on Mechanism of Hydraulic Fracturing", (Manuscript), Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing China, Dec. 1982.