

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 36

IGB·TUBS

PRIMÄR- UND SEKUNDÄR- SPANNUNGSZUSTÄNDE IN ÜBERKONSOLIDIERTEM TON

– Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton
aufgefahrenen Tiefdükers –

von

Matthias Kahl

Braunschweig 1991

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

VORWORT

Zu den wesentlichen Aufgaben des planenden Tunnelbauingenieurs gehört die Beurteilung der Standsicherheit und die Bemessung der Sicherungsmaßnahmen von Tunnelbauwerken. Während die Berechnung des beim Bau und im Endzustand sich einstellenden Sekundärspannungszustandes bei Kenntnis der im Labor feststellbaren Stoffkennwerte - wenn auch durch sehr aufwendige Berechnungsverfahren - eher möglich ist, erweist sich die Ermittlung des Primärspannungszustandes insbesondere für überkonsolidierte Tonböden als sehr schwierig oder unmöglich. Der Primärspannungszustand ist insbesondere bei diesen Böden abhängig von deren Entstehung, eiszeitlichen Vorbelastungen sowie von tektonischen Beanspruchungen. Aber auch die sich beim Bau eines Tunnels einstellenden Sekundärspannungen sind in überkonsolidierten Tonböden wegen deren zeitabhängigen mechanischen Eigenschaften sehr schwer zu berechnen, so daß die Dimensionierung von Tunnelauskleidungen überwiegend auf der Grundlage von Schätzungen und Idealisierungen durchgeführt werden muß. Eine definitive Aussage über die Sicherheit und auch Wirtschaftlichkeit von Tunnelbauwerken ist deshalb nicht möglich.

Herr Kahl hat sich in den vergangenen Jahren auf der Grundlage von eigenen Messungen, die an einem tiefliegenden Tunnel im Hamburger Glimmerton vor und während des Auffahrens und nach Fertigstellung durchgeführt wurden, mit den sich ändernden Spannungszuständen befaßt. Sein Ziel war, eine zuverlässige Aussage über Primär- und Sekundärspannungszustände zu erhalten. Er hat sich ausführlich mit den verschiedenen Aspekten, die einen Einfluß auf die erhaltenen Meßwerte haben können, befaßt und Erklärungen geliefert, die zunächst ungeklärte Phänomene schlüssig beschreiben können. Natürlich kann er mit seiner Arbeit kein "Patentrezept" zur Lösung aller Probleme liefern. Er empfiehlt daher, zur Bestimmung des Primärspannungszustandes rechtzeitig Feldversuche durchzuführen, sowie die Einflüsse, die sich aus dem Einbau der Tunnelauskleidung und durch die Ringspaltverpressung ergeben, durch technische Maßnahmen zu reduzieren.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Berechnungsmodelle für schildvorgetriebene Tunnel in überkonsolidiertem Ton beruhen bezüglich des Ansatzes der auf die Tunnelchale wirksamen Gebirgsspannungen überwiegend auf Schätzungen und Idealisierungen. Trotz großer Fortschritte in Theorie und Praxis des Tunnelbaus bleibt deshalb der Grad der Standsicherheit und Wirtschaftlichkeit oft weitgehend unbestimmt. In den vergangenen Jahrzehnten ist die Verbesserung der statischen Berechnungsverfahren Gegenstand intensiver Forschungsbemühungen gewesen, ohne daß ausreichende Kenntnisse über die Primär- und Sekundärspannungen in-situ vorlagen.

Die aus der Literatur bekannten theoretischen und empirischen Ansätze, sowie Labor- und in-situ-Verfahren zur Erdruhedruck- bzw. Primärspannungsermittlung werden im theoretischen Teil dieser Arbeit miteinander verglichen und deren Eignung für überkonsolidierte Tone diskutiert.

Ziel eigener Untersuchungen war die Ermittlung des Primär- sowie der Sekundärspannungszustände im Boden um einen im überkonsolidierten Ton aufgefahrenen Tunnel. Zu diesem Zweck wurden die horizontalen und vertikalen totalen Bodenspannungen sowie die Porenwasserdrücke in Ulme und First vor, während und nach der Durchörterung kontinuierlich gemessen. Dafür waren zum Teil Verfahrensänderungen bekannter Meßmethoden erforderlich, die durch Modellversuche im Labor erprobt wurden. Zur Bestimmung der Einflüsse auf die Beanspruchung des Tunnelausbaus wurden dessen Spannungen und Verformungen fortlaufend gemessen.

Die Meßergebnisse wurden teilweise mit Hilfe eines kontinuumsmechanischen Modells ergänzt und führten zur kontinuierlichen Erfassung des für die Bemessung von Tunnelausbauten maßgebenden Verhältnisses zwischen den effektiven Horizontalspannungen in der Ulme und den effektiven Vertikalspannungen im First. Die zusammenhängende Auswertung und Interpretation aller Ergebnisse brachte neue Erkenntnisse über die Wechselwirkung zwischen den inhärenten Eigenschaften des überkonsolidierten Tons und dem Tunnelausbau sowie über die Bedeutung baubetrieblicher Einflüsse. Sie führten zu Empfehlungen für bodenmechanische Bemessungsansätze schildvorgetriebener Tunnel sowie für zukünftige Untersuchungen.

SUMMARY

The calculation models for shield driven tunnels in overconsolidated clay, regarding the ground pressure that effects the tunnel lining, are predominantly based on estimates and idealizations. The level of stability and economy therefore remains to a great extent indeterminable, despite of the immense progress in theory and practice of tunnelling. In the past decades the improvement of the static calculation methods were the subject of intensive research, without sufficient knowledge about the primary and secondary stress in-situ.

The known theoretical and empirical approaches as well as laboratory and in-situ methods for the determination of the earth pressure at rest or the primary stress will be compared in the theoretical part of this report and it will further be discussed, whether they are applicable to overconsolidated clay.

The aim of the present research was the determination of primary and secondary stress conditions in the ground around a tunnel driven into overconsolidated clay. For this purpose the horizontal and vertical total ground pressure as well as the pore water pressure were continually measured above the roof and beside the walls, before, during and after the drive through. The implementation partly required the change of procedures of known measuring methods, which were then tested by model experiments in the laboratory. In order to determine the effects on the tunnel lining, its stress and deformation were measured continually.

The results of the measurements were partly improved by applying a continuum model. They lead to a continual recording of the relation between the effective horizontal stress beside the wall and the effective vertical stress above the roof, which determines the design of tunnel linings. The correlated analysis and interpretation of all results gave a new insight into the interrelation between the inherent characteristics of overconsolidated clay and the construction of the tunnel lining as well as an insight into the importance of construction processing influences. These lead to recommendations for soil mechanical design approaches of shield driven tunnels and for future research.

INHALTSVERZEICHNIS

I. LITERATURVERZEICHNIS	V
II. VERWENDETE FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN	XIX
1. EINLEITUNG	
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziele und Gliederung der Arbeit	2
2. INGENIEURGEOLOGISCHE GRUNDLAGEN	
2.1 Überkonsolidierte Tone	6
2.2 Tropie des Gebirgsdrucks	8
2.3 Spannungszustände im Gebirge	9
3. LASTANSÄTZE ZUR BEMESSUNG VON TUNNELN IM LOCKERGESTEIN	
3.1 Allgemeines	12
3.2 Bodenmechanische Annahmen als Grundlage für die Tunnelstatik	12
3.3 Folgerungen	15
4. VERFAHREN ZUR ERMITTLUNG VON PRIMÄR- UND SEKUNDÄRSPANNUNGS- ZUSTÄNDEN IN ÜBERKONSOLIDIERTEM TON	
4.1 Überblick	18
4.2 Ursachen und Einflüsse	19
4.3 Erdruhedruckbeiwert im Primärspannungszustand	27
4.3.1 Theoretische und empirische Ansätze	27
4.3.1.1 Ruhedruckansätze für nichtbindige und normalkonsolidierte bindige Böden	28
4.3.1.2 Ruhedruckansätze für überkonsolidierte bindige Böden	33
4.3.2 Laborversuche zur $K_{0(oc)}$ -Wert Ermittlung	38
4.3.2.1 Grundlagen	38
4.3.2.2 Direkte Bestimmungsverfahren	40
4.3.2.3 Indirekte Bestimmungsverfahren	43

4.3.3 In-situ Messungen zur $K_{0(oc)}$ -Wert Ermittlung	46
4.4 Ermittlung von Sekundärspannungszuständen	51
4.5 Beurteilung der Verfahren	55
5. KONSTRUKTIONS- UND BAUGRUNDBESCHREIBUNG FÜR EIGENE UNTERSUCHUNGEN	
5.1 Allgemeines	57
5.2 Trassenführung und Tunnelvortrieb	57
5.3 Geologie und Stoffkennwerte des Baugrunds	60
5.3.1 Stratigraphie und Petrographie	60
5.3.2 Tektonik	62
5.3.3 Bodenkennwerte	64
5.3.4 Grundwasserstände	67
6. VORVERSUCHE UND MESSPROGRAMM ZUR ERMITTLUNG DER PRIMÄR- UND SEKUNDÄRSPANNUNGSZUSTÄNDE	
6.1 Überblick	68
6.2 Auswahl und Entwicklung geeigneter Meßwertaufnehmer und Meßverfahren	69
6.2.1 Horizontalspannungsmessungen	69
6.2.2 Vertikalspannungsmessungen	71
6.2.2.1 Vorversuche im Labor	71
6.2.2.2 In-situ Messungen	77
6.2.3 Porenwasserdruckmessungen	79
6.2.4 Konvergenzmessungen	81
6.2.5 Betonspannungsmessungen	81
6.3 Lage der Meßwertaufnehmer	85
6.4 Einbau der Meßwertaufnehmer	88
6.5 Meßwerterfassung	93
7. ERGEBNISSE UND ANALYSE DER SPANNUNGSMESSUNGEN IM BODEN	
7.1 Systematik	96
7.2 Horizontalspannungen	97
7.3 Vertikalspannungen	102
7.4 Porenwasserdrücke	105

7.5	Analyse der Meßergebnisse	110
7.5.1	Qualitativer Spannungsverlauf und Vergleich der Spannungsänderungen	110
7.5.2	Einfluß des Tidehubs auf die totalen und neutralen Spannungen im Boden	113
7.5.3	Einfluß der Pressenkräfte auf Spannungsänderungen ...	115
7.5.4	Tabellarische Zusammenstellung und Vergleich signifikanter Spannungszustände	116
7.5.5	Angaben zur Existenz eines Stagnationsgradienten ...	120
7.6	Beurteilung der Meßergebnisse und Vergleich mit Ergebnissen anderer Autoren	121
7.6.1	Allgemeines	121
7.6.2	Vertikalspannungsmessungen	122
7.6.3	Porenwasserdruckmessungen	124
7.6.4	Horizontalspannungsmessungen	126
8.	TROPIE DES GEBIRGSDRUCKS VOR, WÄHREND UND NACH DEM TUNNELVORTRIEB	
8.1	Überblick	131
8.2	Korrektur der Horizontalspannungsverläufe	131
8.2.1	Das Kontinuumsmodell der gelochten Scheibe als Hilfsmittel für Spannungskorrekturen	131
8.2.2	Transformation zweidimensional gemessener Spannungen σ_G in eindimensionale Spannungen σ_h	134
8.2.3	Ermittlung der primären Horizontalspannungen σ_{hp}	136
8.3	Erdruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}$ und Primärspannungen σ_{hp}	138
8.4	Extrapolation horizontaler Sekundärspannungen und Darstellung korrigierter Horizontalspannungsverläufe	140
8.5	Korrektur eines Porenwasserdruckverlaufes	144
8.6	Verlauf der Sekundärspannungsquotienten K_* in Abhängigkeit von der Zeit	145
9.	ERGEBNISSE DER KONVERGENZ- UND BETONSPANNUNGSMESSUNGEN	
9.1	Allgemeines	156
9.2	Konvergenzen	156
9.2.1	Systematik der Auswertung	156

IV

9.2.2 Erwartete Verformungen	157
9.2.3 Gemessene Verformungen	159
9.3 Betonspannungen	163
9.3.1 Ermittlung der Schnittgrößen	163
9.3.2 Meßtechnisch ermittelte Momente und Normalkräfte	165
9.4 Vergleich zwischen gemessenen Verformungen und Schnittgrößen der Tunnelaußenschale	168
10. SCHLUSSBEMERKUNGEN UND AUSBLICK	171

I. LITERATURVERZEICHNIS

- ABDELHAMID, M.S.; KRIZEK, R.J. (1976):
At-Rest Lateral Earth Pressure of a Consolidating Clay.
In: Journal of the Geotechnical Engineering Division,
ASCE, Vol. 102, pp. 721-738
- ALPAN, I. (1967):
The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{OR} .
In: Soil and Foundation, Vol. VII, No. 1, pp. 31-39
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J.F.; LE MEE, E.; LE MEHAUTE, A. (1972):
Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils.
In: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,
ASCE, Vol. 98, No. SM 11, pp. 1129-1142
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J.F.; SHIELDS, D.H. (1978):
The Pressuremeter and Foundation Engineering.
Clausthal: Trans. Tech. Publications
- BAUDENDISTEL, M. (1972):
Wechselwirkung von Tunnelauskleidung und Gebirge.
Karlsruhe: Veröffentl. Inst. f. Boden- und Felsmechanik,
Heft 51
- BAUDENDISTEL, M. (1973):
Zur Bemessung von Tunnelauskleidungen in wenig festem
Gebirge.
In: Rock Mechanics, Suppl. 2, pp. 279-312
- BAUDENDISTEL, M. (1974):
Abschätzung der Seitendruckziffer und deren Einfluß auf
den Tunnel.
In: Rock Mechanics, Suppl. 3, pp. 89-96
- BAUER, G.E. (1970):
Probleme bei der Installation von Mähak-
Porenwasserdruckgebern in drei kanadischen Erddämmen.
In: Die Bautechnik, Jg. 47, Nr. 9, S. 296-299
- BAUMANN, H.J. (1981):
Formänderungsverhalten tertiärer Mergel in Labor- und
Bohrlochversuchen.
In: Berichte 3. Nationale Tagung Ingenieurgeologie,
Ansbach, S. 75-85
- BECKMANN, U. (1988):
Unterirdisches Bauen, Unterlagen für Studium und Praxis.
5. Aufl. Eigenverlag des Instituts für Grundbau und
Bodenmechanik der TU Braunschweig
- BELSHAW, D.J.; PALMER, J.H.L. (1978):
Results of a program of instrumentation involving a
precast segmented concrete-lined tunnel in clay.
In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp. 573-583
- BERGER, G. (1966):
Der Erdruchdruck in der Praxis.
In: Der Bauingenieur 41, Nr. 3, S. 106-108

- BISHOP, A.W. (1958):
 Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest.
 In: Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, pp. 2-14
- BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. (1975):
 A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing.
 In: Géotechnique 25, Nr. 4, 657-670
- BJERRUM, L.; ANDERSEN, K.H. (1972):
 In-situ Measurement of Lateral Pressures in Clay.
 In: Norwegian Geotechnical Institute, Publication 91, pp. 29-38
- BLÜMEL, W. (1979):
 Ein Verfahren zur Verminderung des Porenwasserdrucks bei Baugruben im Ton durch Entspannungsbohrungen.
 TU Hannover, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Heft 16
- BOBE, R.; HUBACEK, H. (1984):
 Bodenmechanik, 1. Aufl.
 Wiesbaden: Bauverlag
- BROOKER, E.W.; IRELAND, H.O. (1965):
 Earth pressures at rest related to stress history.
 In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, pp. 1-15
- BROWN, E.T.; HOEK, E. (1978):
 Trends in Relationships between Measured In-Situ Stresses and Depth.
 In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 15, pp. 211-215
- BRUMUND, W.F.; JONAS, E.; LADD, C.C. (1976):
 Estimating in situ maximum past pressure of saturated clays from results of consolidometer test.
 Special Report 163, Transportation Research Board, Washington D.C., pp. 4-12
- BRUNS, J. (1986):
 Tektonik und Geotechnik des Glimmertons im Hamburger Raum.
 Dissertation Universität Hamburg, Fachbereich Geowissenschaften
- CAMPANELLA, R.G.; VAID, Y.P. (1972):
 A simple K_0 Triaxial Cell.
 In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 249-260
- CASAGRANDE, A. (1936):
 The Determination of the Pre-Consolidation Load and its Practical Significance.
 In: Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge (Mass.) Vol. 3, pp. 60-64

- CHAMBOSSÉ, G. (1972):
Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb.
TH Darmstadt, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 10
- DAMMANN, P.; DISTELMEIER, H. (1986):
Bau der Verbindungsleitung zwischen den Klärwerken Köhlbrandhöft und Dradenau in Hamburg.
In: Vorträge der Baugrundtagung 1986 in Nürnberg, DGEG, S. 541-572
- DAVIDENKOFF, R. (1960):
Neue Forschungsergebnisse über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden.
Karlsruhe: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Heft 14
- DE BRUYN, D.; NEERDAEL, B.; GONZE, P.; ROSSION, J.P.; ROUSSET, G. (1987):
Time Dependent Behaviour of the Boom Clay at Great Depth - an Application to the Construction of a Waste Disposal Facility.
In: Computers and Geotechnics, Vol. 3, pp. 3-20
- DE BRUYN, D.; BUYENS, M.; NEERDAEL, B. (1989):
Teststollenbau in tiefer tertiärer Tonlage.
In: Tunnel 1/89, S. 22-31
- DONATH, A. (1891):
Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände.
In: Zeitschrift für das Bauwesen, Jg. 41, S. 491-518
- DUDDECK, H. (1972):
Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten.
In: Der Bauingenieur 47, Nr. 2, S. 43-52
- DUDDECK, H. (1976):
Was leistet die Theorie für den Standsicherheitsnachweis im Tunnelbau?
In: Konstruktiver Ingenieurbau in Forschung und Praxis, Düsseldorf: Werner, S. 209-219
- DUDDECK, H. (1980):
Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein.
In: Die Bautechnik, Jg. 57, Nr. 10, S. 349-356
- DUDDECK, H.; JANSSEN, P. (1980):
Messungen der Beanspruchungen der Schildstrecke, Ergebnisse und Auswertungen, Autobahn-Elbtunnel Hamburg. TU Braunschweig, Institut für Statik, Bericht Nr. 80-33
- DUDDECK, H. (1983):
Die Ingenieuraufgabe, die Realität in ein Berechnungsmodell zu übersetzen.
In: Die Bautechnik, Jg. 60, Nr. 7, S. 225-234

- DUDDECK, H.; STÄDING, A.; SCHREWE, F. (1984):
 Zu den Standsicherheitsuntersuchungen für die Tunnel der
 Neubaustrecke der Deutschen Bundesbahn.
 In: Felsbau 2, Nr. 3, S. 143-151
- DUDDECK, H.; STÄDING, A. (1986):
 Entwurfskonzept und Realität beim Standsicherheitsnachweis
 von Tunneln im deutschen Mittelgebirge.
 In: Forschung + Praxis, Bd. 30, S. 125-131
- DUDDECK, H. (1987):
 Risk Assessment and Risk Sharing in Tunnelling.
 In: Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 2,
 No. 3, pp. 315-317
- DUDDECK, H. (1988):
 Guidelines for the Design of Tunnels.
 In: Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 3,
 No. 3, pp. 237-249
- DUDDECK, H. (1989):
 Wie konsistent sind unsere Entwurfsmodelle?
 In: Der Bauingenieur 64, Nr. 1, S. 1-8
- EISSMANN, L. (1981):
 Periglaziale Prozesse und Permafroststrukturen aus sechs
 Kaltzeiten des Quartärs.
 Altenburger Naturwissenschaftliche Forschungen, Heft 1
- ERDMANN, J. (1983):
 Vergleich ebener und Entwicklung räumlicher
 Berechnungsverfahren für Tunnel.
 Dissertation, Institut für Statik, TU Braunschweig
- ERDMANN, J. ; DUDDECK, H. (1983):
 Statik der Tunnel im Lockergestein - Vergleich der
 Berechnungsmodelle.
 In: Der Bauingenieur 58, S. 407-414
- FEESER, V. (1986):
 Geomechanisches Konzept zur Gefügeentwicklung und
 Spannungsgeschichte glazialtektonisch überprägter Tone.
 Dissertation TU Braunschweig
- FENNER, R. (1938):
 Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks.
 In: Berg- und Hüttenmännische Zeitschrift, Jg. 74, Nr. 32,
 S. 681-695
- FINNO, R.J.; CLOUGH, G.W. (1985):
 Evaluation of Soil Response to EPB Shield Tunnelling.
 In: Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 2,
 pp. 155-173
- FÖRSTER, W.; GRIMM, W. (1970):
 Bedeutung des natürlichen Spannungszustandes im Gebirge
 für die Dimensionierung im Druckstollenbau und im Bergbau.
 In: Proceedings of the 2nd Congress of the International
 Society for Rock Mechanics, Belgrad, Vol. 4, pp. 439-445

- FOX, N.S.; HANDY, R.L.; TROTT, G.D.; REMMES, B.; MOLDT, S. (1981):
 Determination of Horizontal Stress in Soils.
 Final Report No. FHWA-RD-81-118, Department of
 Transportation, USA
- FRANKE, E. (1974):
 Ruhedruck in kohäsionslosen Böden.
 In: Die Bautechnik, Jg. 51, Nr. 1, S. 18-24
- FRANKE, E.; MADER, H; SCHETELIG, K; SCHNEEWOLF, T. (1985):
 Anisotropie des Eigenspannungszustandes der
 wechsellagernden Locker- und Festgesteinsschichten des
 Frankfurter Raumes.
 In: Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen
 Locker- und Festgestein (Hrsg.: K.-H. Heitfeld),
 Berlin: Springer
- FRÖHLICH, B. (1977):
 Einfluß von Seitendruck und Überlagerungshöhe auf die
 Balastung des Tunnelausbaus.
 In: Jahresbericht Sonderforschungsbereich 77
 (Felsmechanik) 1976, Universität Karlsruhe, S. 189-198
- GABENER, H.G. (1983):
 Untersuchungen über die Anfangsgradienten und
 Filtergesetze bei bindigen Böden.
 Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und
 Bodenmechanik, Gesamthochschule Essen, Heft 6
- GRASSER, E.; KORDINA, K.; QUAST, U. (1979):
 Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen.
 Berlin: Ernst & Sohn, Hrsg.: Deutscher Ausschuß für
 Stahlbeton, Heft 220
- GUDEHUS, G. (1980):
 Erddruckermittlung.
 In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 3. Aufl.
 Berlin: Ernst & Sohn
- GUDEHUS, G. (1981):
 Bodenmechanik.
 Stuttgart: Enke
- GUDEHUS, G. (1990):
 Erddruckermittlung.
 In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 4. Aufl.
 Berlin: Ernst & Sohn
- GÜNTHER, H. (1968):
 Zur Berechnung des Ruhedruckes.
 In: Brücke und Strasse, Nr. 9, S. 266-271
- GÜNTHER, H. (1973):
 Seitendruckziffer und Ruhedruck.
 In: Strasse Brücke Tunnel, Nr. 4, S. 95-97
- GÜNTHER, H. (1988):
 Erdruhedruck auf starre Wände.
 In: Der Bauingenieur 63, S. 421-427

- HANDY, R.; REMMES, B.; MOLDT, S.; LUTENEGGER, A.; TROTT, G. (1982)
In Situ Stresses Determination by Iowa Stepped Blade.
In: Géotechnique 32, Nr. 11, 1405-1422
- HOFFMANN, K. (1973):
Die Anwendung der Wheatstone'schen Brückenschaltung.
Darmstadt: Druckschrift Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH
- HVORSLEV, M.J. (1951):
Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water
Observations.
Vicksburg, Mississippi: U.S. Corps of Engineering
Waterways Experiment Station, Bulletin Nr. 36
- JAHNS, H. (1956):
Der Ausbauwiderstand, eine neue Rechengröße der
praktischen Gebirgsdruckforschung.
In: Internationale Tagung über Gebirgsdruckforschung,
Essen
- JAKY, J. (1944):
The coefficient earth pressure at rest.
In: Journal Society Hungarian Architects and Engineers 78,
No. 22, pp. 355-358
- KAHL, M. (1981):
Frischbetonspannungen während der Herstellung von
Ortbetonrammpfählen aus K3-Beton.
Studienarbeit, Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
TU Braunschweig (unveröffentlicht)
- KASTNER, H. (1971):
Statik des Tunnel- und Stollenbaues.
2. Aufl., Berlin: Springer
- KENNEY, T.C. (1959):
Diskussionsbeitrag zu "Geotechnical Properties of Glacial
Lake Clays".
In: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,
ASCE, Vol. 85, No. SM 3, pp. 67-79
- KEZDI, A. (1962):
Erddrucktheorien.
Berlin: Springer
- KEZDI, A. (1969):
Handbuch der Bodenmechanik, Bd. III.
Berlin: VEB Verlag für Bauwesen
- KHERA, P.R.; SCHULZ, H. (1985):
Vorbelastung und Erdruhedruck eines Kreidetons.
In: Heitfeld, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme
im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen,
Berlin: Springer, S. 417-432
- KIELBASSA, S. (1989):
Entspannungsvorgänge an der Tunnelortsbrust und
Beanspruchung des Ausbaus nicht kreisförmiger
Tunnelquerschnitte.
Dissertation, Institut für Statik, TU Braunschweig

- KIRSCHKE, D. (1978):
 Die statische Berechnung als Bindeglied zwischen
 Ingenieurgeologie und Felsbaupraxis.
 In: Rock Mechanics, Suppl. 6, pp. 115-132
- KJELLMAN, W. (1936):
 Report on an apparatus for consummate investigation of the
 mechanical properties of soils.
 In: Proceedings of the 1st International Conference on
 Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge
 (Mass.), Vol. 2, pp. 16-20
- KOCH, E. (1954):
 Vom Untergrund Hamburgs.
 Hamburg: Mitteilungen des Geologischen Staatsinstituts
- KRAMER, J. (1985):
 Spannungsumlagerungen im Boden beim oberflächennahen
 Tunnelbau.
 In: Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und
 Bodenmechanik, Univ. Essen (Hrsg. H. Nendza), S. 109-129
- KÖGLER, F. (1933):
 Baugrundprüfung im Bohrloch.
 In: Der Bauingenieur, Nr. 19/20, S. 266-270
- KOVARI, K.; AMSTAD, C. (1980):
 Das Konzept der "Linien-Beobachtung" bei
 Deformationsmessungen.
 In: Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für
 Boden- und Felsmechanik, Nr. 102, S. 1-12
- LADD, C.C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H.G. (1977):
 Stress-Deformation and Strength Characteristics.
 In: Proceedings of the 9th International Conference on
 Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio,
 Vol. 2, pp. 421-482
- LAW, K.T.; LEE, C.F. (1981):
 Initial gradient in a dense glacial till.
 In: Proceedings of the 10th International Conference on
 Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm,
 Vol. 1, pp. 441-446
- LEON, A.; WILLHEIM, F. (1910 u. 1912):
 Über die Zerstörung in tunnelartig gelochten Gesteinen.
 In: Österreichische Wochenzeitschrift für den öffentlichen
 Baudienst, Jg. 16, S. 641-648; Jg. 18, S. 281-285
- LOMBARDI, G. (1969):
 Der Einfluß der Felseigenschaften auf die Stabilität von
 Hohlräumen.
 In: Schweizerische Bauzeitung, Jg. 87, Nr. 3, S. 39-47
- LOMBARDI, G. (1971):
 Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung
 des Bauvorganges.
 In: Schweizerische Bauzeitung, Jg. 89, Nr. 32, S. 793-801

- LUX, K.H. (1978):
Messungen in situ und daraus resultierende theoretische Überlegungen zum Tragverhalten schildvorgetriebener Tunnel mit Gußeisenauskleidung.
In: Die Bautechnik, Jg. 55, Nr. 10, S. 331-336;
Nr. 11, S. 378-384
- MADER, H. (1989):
Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Tons.
Darmstadt: Mitteilungen des Inst. für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Heft 29
- MARKL, S.W. (1986):
Neue Erkenntnisse, Tendenzen und Probleme beim Schildvortrieb.
In: Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Nr. 6, S. 366-389
- MARSLAND, A.; RANDOLPH, M.F. (1977):
Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clay.
In: Géotechnique 27, Nr. 2, 217-243
- MASSARSCH, K.R. (1975):
New Method for Measurement of Lateral Earth Pressure in Cohesive Soils.
In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, No. 1, pp. 142-146
- MASSARSCH, K.R.; HOLTZ, R.D.; HOLM, B.G.; FREDRIKSSON, A. (1975):
Measurement Of Horizontal In Situ Stresses.
In: Proceedings of the Speciality Conference on in-situ Measurement of Soil Properties, ASCE, North Carolina, Vol. 2, pp. 266-286
- MASSARSCH, K.R.; BROMS, B.B. (1976):
Lateral Earth Pressure at Rest in Soft Clay.
In: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT 10, pp. 1041-1047
- MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.H. (1982):
 K_0 -OCR Relationships in Soil.
In: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT 6, pp. 851-872
- MENARD, L. (1965):
Anwendung des Pressiometerverfahrens zur Untersuchung von Gebirgen.
In: Felsmechanik und Ingenieurgeologie IV, Nr. 2, S. 160-171
- MÜLLER, L. (1978):
Der Felsbau.
Band 3: Tunnelbau, Stuttgart: Enke
- MURAWSKI, H. (1983):
Geologisches Wörterbuch.
8. Aufl., Stuttgart: Enke

- MURAYAMA, S.; SHIBATA, T. (1959):
On the Secondary Consolidation of Clay.
In: Proceedings of the 2nd Japan Congress on Testing
Materials, Kyoto, pp. 178-181
- MYRIANTHIS, M.L. (1974):
Ground Disturbance Associated with Shield Tunneling in
Overconsolidated Stiff Clay.
In: Rock Mechanics, Vol. 7, No. 1, pp. 35-65
- NEERDAEL, B.; DE BRUYN, D.; VOET, M. (1988):
In situ testing programme related to the mechanical
behaviour of clay at depth.
In: Field Measurements in Geomechanics, Vol.2,
Rotterdam: Balkema, pp. 951-962
- NENDZA, H. (1973):
Sicherung tiefer Baugruben neben Bauwerken.
In: Tiefbau 15, Nr. 8, S. 698-702
- NIEDERMAYER, J. (1962):
Baugrundgeologische Probleme in Hamburg.
In: Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft,
Bd. 114, S. 189-194
- N.N. (1970):
Empfehlungen zur Baugrunderkundung und Grundwasserhaltung
bei Tunnelbauten in Lockergestein.
In: Die Bautechnik, Jg. 47, Nr. 7, S. 217-219
- N.N. (1982):
Grundbegriffe der Felsmechanik und Ingenieurgeologie.
2.Aufl., DGEG, Essen: Glückauf
- N.N. (1982):
Verbindungsleitung zwischen dem Klärwerk Köhlbrandhöft und
dem geplanten Klärwerk Dradenau.
Ingenieurgesellschaft Baugrunduntersuchung Köhlbrandhöft-
Dradenau, 1. Bericht (unveröffentlicht)
- N.N. (1984):
Statische Berechnung Verbindungsleitung Köhlbrandhöft-
Dradenau.
Bilfinger + Berger AG, Mannheim (unveröffentlicht)
- N.N. (1986):
Empfehlungen für den Tunnelausbau in Ortbeton bei
geschlossener Bauweise im Lockergestein.
Arbeitskreis 10, DGEG, Essen.
In: Die Bautechnik, Jg. 63, Nr. 10, S. 331-338
- N.N. (1988):
Verfahren zum Auskleiden eines Tunnels, Schachtes oder
dergleichen mit Tübbing.
Offenlegungsschrift DE 3641412 A1, Ph. Holzmann AG,
Frankfurt

- PÄTZOLD, J. (1972):
Empfehlungen für Messungen im Zusammenhang mit
schildvorgetriebenen Tunneln.
Arbeitskreis "Tunnelbau", DGEG, Essen.
In: Die Bautechnik, Jg. 49, Nr. 9, S. 296-301
- PÄTZOLD, J.; PETERSEN, G. (1978):
Messungen an einem schildvorgetriebenen Tunnel der
City-S-Bahn Hamburg.
In: Die Bautechnik, Jg. 55, Nr. 9, S. 290-294;
Nr. 10, S. 350-357
- PALMER, J.H.L.; BELSHAW, D.J. (1979):
Long-term performance of a machine-bored tunnel with use
of an unreinforced, precast, segmented concrete lining in
soft clay.
In: Proc. Tunnelling, Institution of Mining and
Metallurgy, London, pp. 165-170
- PALMER, J.H.L.; BELSHAW, D.J. (1980):
Deformations and pore pressures in the vicinity of a
precast, segmented, concrete-lined tunnel in clay.
In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, pp. 178-184
- PRAGER, R. (1974):
Die Messung von Spannungen in Böden und der Glötzlsche
Geber zur Erfassung des Gesamtdrucks.
Dissertation Grenoble; Übersetzung: Gensichen, B.,
Hemmingen; TU Hannover, Institut für Statik
- PRANGE, B. (1965):
Ein Beitrag zum Problem der Spannungsmessung im Halbraum.
TH Fridericiana Karlsruhe, Veröffentlichungen des
Instituts für Grundbau, Heft 18
- RAABE, E.W. (1984):
Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und
dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen.
TU Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau
und Bodenmechanik, Heft 14
- RABCEWICZ, L.v. (1944):
Gebirgsdruck und Tunnelbau.
Wien: Springer
- RABCEWICZ, L.v. (1972, a):
Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau, Teil I.
In: Der Bauingenieur 47, Nr. 7, S. 225-234
- RABCEWICZ, L.v. (1972, b):
Die Bedeutung der Messung in Hohlraumbau, Teil II.
In: Der Bauingenieur 47, Nr. 8, S. 278-287
- RAPPERT, J. (1969):
Fehlerquellen bei der Messung des Porenwasserdrucks.
Dissertation TH Darmstadt
- REIK, G. (1985):
Primärspannung und Gebirgsdruck.
In: Felsbau 3, Nr. 2, S. 101-106

- RITTER, W. (1879):
Die Statik der Tunnelgewölbe.
Berlin: Springer
- RODATZ, W.; WALLNER, M. (1974):
Untersuchungen des räumlichen Spannungs- und Verformungs-
zustands an der Ortsbrust eines Tunnels nach der Finite
Element Methode.
In: Berichte der 1. Nationalen Tagung über Felshohlraumbau,
Essen, S. 107-118
- ROKAHR, R.B.; LUX, K.H. (1985):
Zur Vorbemessung tiefliegender Tunnel im Fels.
In: Tunnelbau 1986, DGEG; S. 203-285
- ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. (1958):
On the Yielding of Soils.
In: Géotechnique 8, Nr. 1, 22-53
- SAMSIOE, A.F. (1936):
Report on the Investigation of the Compressibility of the
Ground of the Hydro-Electric Power Plant.
In: Proceedings of the 1st International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge
(Mass.), Vol. 1, pp.41-47
- SANDER, (1950):
Einführung in die Gefügekunde geologischer Körper,
II. Teil; Wien: Springer
- SAUER, G. (1976):
Spannungsumlagerung und Oberflächensenkung beim Vortrieb
von Tunneln mit geringer Überdeckung.
Dissertation TH Karlsruhe, Fachbereich Bauingenieurwesen
- SCHÄFFER (1878):
Erddruck und Stützwände.
In: Zeitschrift für das Bauwesen, Jg. 28, S. 528-548
- SCHMID, H. (1967):
Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues.
Berlin: Springer
- SCHMIDT, B. (1966):
Discussion on 'Earth pressures at rest related to stress
history' by Brooker, E.W.; Ireland, H.O.
In: Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, pp. 239-242
- SCHMIDT, W. (1925):
Gefügestatistik.
Petrographische Mitteilungen, Bd. 38
- SCHULZ, H. (1985):
Die Ermittlung des Seitendruckes in überkonsolidierten
Tonen mit Hilfe von Laborversuchen.
In: Mitteilungen der Bundesanstalt für Wasserbau
Karlsruhe, Nr. 56, S. 1-44
- SCHULZE, H.; DUDDECK, H. (1964):
Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln.
In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 59, Nr. 8, S. 169-175

- SHERIF, M.A.; ISHIBASHI, I. (1981):
Overconsolidation Effects on K_0 Values.
In: Proceedings of the 10th International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm,
Vol. 4, pp. 785-788
- SIMONS, N.E.; SOM, N.N. (1969):
The Influence of Lateral Stresses on the Stress
Deformation Characteristics of London Clay.
In: Proceedings of the 7th International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City,
Vol. 1, pp. 369-377
- SKEMPTON, A.W. (1953):
Experimental Determination of the True Cohesion and True
Angle of Internal Friction in Clays.
In: Proceedings of the 3rd International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich,
Vol. 1, pp. 126-131
- SKEMPTON, A.W. (1954):
The pore-pressure coefficients A and B.
In: Géotechnique 4, Nr. 3, 143-147
- SKEMPTON, A.W. (1961):
Horizontal Stresses in an Over-Consolidated Eocene Clay.
In: Proceedings of the 5th International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris,
Vol. 1, pp. 351-357
- SMOLTZCYK, U. (1967):
Eigenspannungszustände im Boden.
In: VDI-Zeitschrift, Bd. 109, Nr. 23, S.1081-1120
- SMOLTZCYK, U. (1985):
Neue Erfahrungen mit der Seitendrucksonde.
In: Géotechnique 35, 109-114
- SOOS v., P. (1967):
E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessung in glazialen
Tonen und tertiären Mergeln südlich von München.
In: Mitteilungen des Instituts f. Grundbau u.
Bodenmechanik der Techn. Hochschule Wien, Heft 8, S. 47-53
- SOWADA, G. (1968):
Zur Berechnung des Ruhedruckes im allgemeinen Fall.
In: Wasserwirtschaft - Wassertechnik, Jg. 18, Nr. 1,
S. 28-33
- SPACKELER, G. (1934):
Gewölbekonstruktion über Abbauen.
In: Berg- und Hüttenmännische Zeitschrift, Jg. 70,
S. 589-594
- SPACKELER, G. (1938):
Vergleich der Forschungsergebnisse Fenner's über das Wesen
des Gebirgsdrucks mit Beobachtungen im deutschen Bergbau.
In: Berg- und Hüttenmännische Zeitschrift, Jg. 74, Nr. 39,
S. 829-836

- SPAUN, G. (1981):
Der Einfluß des Primärspannungszustandes auf den Tunnelbau
in veränderlich festen Sedimentgesteinen.
In: Berichte 3. Nationale Tagung Ingenieurgeologie,
Ansbach, S.147-152
- SZECHY, K. (1969):
Tunnelbau.
Wien: Springer
- TAVENAS, F.A.; BLANCHETTE, G.; LEROUEIL, S.; ROY, M.; LA ROCHELLE, P.
(1975):
Difficulties In The In-Situ Determination Of K_0 In Soft
Sensitive Clays.
In: Proceedings of the Conference on in situ Measurement
of Soil Properties, Raleigh (North Carolina),
Vol. 1, pp. 451-476
- TEDD, P.; CHARLES, J.A. (1981):
In situ measurement of horizontal stress in over-
consolidated clay using push-in spade-shaped pressure
cells.
In: Géotechnique 21, 554-558
- TERZAGHI, K. (1919):
Die Erddruckerscheinungen in örtlich beanspruchten
Schüttungen und die Entstehung von "Tragkörpern".
In: Wochenzeitschrift für den öffentlichen Baudienst,
Jg. 25, Nr. 17, S. 194-199; Nr. 18, S. 206-210;
Nr. 19, S. 218-223
- TERZAGHI, K. (1923):
Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus
dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen.
In: Akademie der Wissenschaften in Wien, mathematisch-
naturwissenschaftliche Klasse, Sitzungsberichte Abteilung
IIa, Vol. 132, Nr. 3/4, S. 125-138
- TERZAGHI, K. (1932):
Tragfähigkeit der Flachgründungen.
In: International Association for Bridge and Structural
Engineering, 1st. Congress, Paris, pp. 659-683
- TERZAGHI, K.; JELINEK, R. (1954):
Theoretische Bodenmechanik.
Berlin: Springer
- VAUGHAN, P.R.; WALBANCKE, H.J. (1973):
Pore pressure changes and the delayed failure of cutting
slopes in overconsolidated clay.
In: Géotechnique 23, 531-539
- WAGNER, H. (1969):
Meßprogramm am Gußeisen-Ausbau der U-Bahn-Tunnel in
Hamburg.
Hannover: Eigenverlag des Franzius-Instituts für Grund-
und Wasserbau der TU Hannover, Heft 33

- WAGNER, H. (1970):
Empfehlungen zur Berechnung von schildvorgetriebenen
Tunneln.
In: Die Bautechnik, Jg. 47, Nr. 7
- WEILER, W.A.; KULHAWY, F.H. (1982):
Factors Affecting Stress Cell Measurement in Soil.
In: Journal of the Geotechnical Engineering Division,
ASCE, Vol. 108, No. GT 12, pp. 1529-1548
- WEISSENBACH, A. (1975):
Baugruben, Teil II. 1. Aufl.
Berlin: W. Ernst & Sohn
- WIDERHOFER, R. (1969):
Die Theorie der plastischen Zonen in der Geomechanik.
Dissertaion TH Graz
- WIDERHOFER, R. (1972):
Ground Pressure Measurements and Interpretaion of the
Results of Recent Japanese Tunnel Constructions.
In: Int. Symposium Untertagbau, Luzern, pp. 526-537
- WITTKÉ, W. (1984):
Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im
Fels.
Berlin: Springer
- WÖHLBIER, H; NATAU, O. (1966):
Die Entwicklung einer neuartigen Einbautechnik für
Bohrlochdruckgeber.
In: Internationaler Kongreß für Felsmechanik, Lissabon,
Bd. II, S. 25-30
- WORCH, G. (1967):
Elastische Scheiben.
In: Beton Kalender 1967, II. Teil, S. 1-128
- WROTH, C.P. (1972):
General Theories of Earth Pressures and Deformations.
In: Proceedings of the 5th European Conference on Soil
Mechanics and Foundation Engineering, Madrid,
Vol. 2, pp. 33-52
- WROTH, C.P.; HUGHES, J.M.O. (1973):
An Instrument for the in-situ Measurement of the
Properties of soft Clays.
In: Proceedings of the 8th International Conference on
Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moskau,
Vol. 1, pp. 487-494
- WROTH, C.P. (1975):
In Situ Measurement of Initial Stresses and Deformaion
Characteristics.
In: Proceedings of the Conference on in-situ Measurement
of Soil Properties, Raleigh(North Carolina),
Vol. 2, pp. 181-230

II. VERWENDETE FORMELZEICHEN UND ABKÜRZUNGEN

A_f	Porenwasserdruckbeiwert nach SKEMPTON
A_s	Porenwasserdruckbeiwert für undränierete Entlastung
A_S	Stahlquerschnittsfläche
B	Konstante aus der Kalibrierung von Dehnungsaufnehmern
CU	konsolidierter, undränkter Triaxialversuch
C_c	Kompressionsbeiwert
C_s	Schwellbeiwert
C_α	Kriechbeiwert
D	Tunneldurchmesser
D_b	Resultierende der Betondruckspannungen
D_s	Resultierende der Stahlspannungen einer Bewehrungslage
DMS	Dehnungsmeßstreifen
E	Elastizitätsmodul (Boden)
E_b	Elastizitätsmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
E_σ	Steifemodul des Bodens
F	Pressenkraft
F_s	Stahlkraft
GOK	Geländeoberkante
H	Abstand Geländeoberkante - Tunnelachse
H_f	Horizontalverschiebung des Firstpunktes
H_u	Horizontalverschiebungen der Ulmenpunkte
I_p	Plastizitätszahl
K_a	aktiver Erddruckbeiwert
K_p	passiver Erddruckbeiwert
KV	Konsolidierverhältnis
K_0	Erdruehdruckbeiwert
K_*	Sekundärspannungsquotient

K_{*F}	Sekundärspannungsquotient über dem Tunnelfirst
K_{*U}	Sekundärspannungsquotient neben der Tunnelulme
$K_{*U/F}$	Sekundärspannungsquotient $\sigma'_h U_{lme} / \sigma'_v First$
M	Biegemoment
M	Meßwert
MQ	Meßquerschnitt
N	Normalkraft
N	Nullwert
OCR	Überkonsolidationsverhältnis
R_0	Außenradius des Tunnelausbaues
$R_{1,2,3,4}$	elektrische Widerstände der DMS
U_A	Ausgangsspannung
U_E	Speisespannung
UU	unkonsolidierter, undräniertes Triaxialversuch
a	Abstand zwischen zwei Bezugspunkten
b'	Anfangswert der Bruchgeraden ($b' = c' \cdot \cos \varphi'$)
b_r	Anfangswert der Bruchgeraden des gestörten, undränierten Bodens
c'	Kohäsion des dränierten Bodens
c_r	Kohäsion des gestörten, undränierten Bodens
c_u	Kohäsion des undränierten Bodens
d	Dicke (z.B. des Tunnelausbaues)
e	Porenzahl
e_0	Anfangsporenzahl
f	Index für Bruchzustand
i_0	Stagnationsgradient
k	Durchlässigkeitsbeiwert
nc	normalkonsolidiert
oc	überkonsolidiert
p	mittlere Hauptspannung

p	Spannungen auf der Tunnelkontur
p_a	Horizontalspannung aus Pressiometerversuch
p_i	Innendruck
p_k	Kapillarspannung
q	halbe Hauptspannungsdifferenz
r	Lochradius bei gelochter Scheibe
s	Setzung
t	Zeit
t_D	Zeitraum bis zur Schildvorbeifahrt am Meßquerschnitt
$t_{\sigma_{\max}}$	Zeitraum bis zum Erreichen von σ_{\max} im Sekundärzustand
u	radiale Verschiebung
u	Porenwasserdruck
u_0	hydrostatischer Porenwasserdruck
u_R	Restporenwasserunterdruck
v	tangentiale Verschiebung
x_m, y_m	Mittelpunktkoordinaten einer Ellipse
z	Tiefe unter Geländeoberkante
z_s	Abstand der Stahlfaser zur Systemlinie
z_w	Tiefe unter Grundwasserstand
α	Überdeckungsmaß
α'	Neigung der Bruchgeraden ($\alpha' = \arctan \varphi'$)
α_r	Neigung der Bruchgeraden des gestörten, undränierten Bodens
γ	Wichte des feuchten Bodens
γ_d	Trockenwichte des Bodens
γ_r	Wichte des wassergesättigten Bodens
γ_w	Wichte des Porenwassers
ϵ_M	Dehnung infolge mechanischer Beanspruchung
ϵ_W	Dehnung infolge Temperaturänderung
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	horizontale und vertikale Dehnungen

η	Sicherheitsbeiwert
λ_0	Seitendruckbeiwert
ν	Poissonzahl
σ_b	Betonspannung
σ_e	zur Porenzahl äquivalente Spannung
σ_h	totale Horizontalspannung
σ'_h	effektive Horizontalspannung
σ_{hp}	totale Horizontalspannung im Primärzustand
σ_r	Radialspannung
σ_{rp}	Radialspannung im Primärzustand
σ_s	Stahlspannung
σ_t	Tangentialspannung
σ_{tp}	Tangentialspannung im Primärzustand
σ_v	totale Vertikalspannung
σ'_v	effektive Vertikalspannung
σ'_{vm}	geologische Vorbelastung
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	horizontale und vertikale Spannungen in der Tiefe z
σ_G	mit der Geozelle gemessene totale Spannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
τ	Schubspannung
ϕ	Winkel bei Polarkoordinaten
ϕ'	innerer Reibungswinkel des dränierten Bodens
ϕ_r	innerer Reibungswinkel des gestörten, undränierten Bodens
ϕ_0	Ersatzreibungswinkel

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Kaum ein anderer Bereich des Ingenieurwesens ist von vergleichbaren Unwägbarkeiten geprägt wie der Versuch einer statischen Berechnung für den Tunnelausbau. Bereits 1878 hat RITTER in dem ersten umfassenden Werk über "Die Statik der Tunnelgewölbe" es als unmöglich bezeichnet, "die Drücke im Innern der Erde ohne weiteres zu berechnen" und deshalb daran gezweifelt, "ob es überhaupt lohne, die Statik der Tunnelgewölbe einer theoretischen Untersuchung zu unterziehen". Die immanenten Probleme bei der Berechnung unterirdischer Hohlraumbauten in geschlossener Bauweise sind bedingt durch die maßgebende Bedeutung des Gebirges, das zugleich Baustoff, tragendes Element und Belastung ist. Dabei muß es als hoffnungslos angesehen werden, für das interdependente System Gebirge - Tunnelausbau mit den natürlichen Inhomogenitäten, Diskontinuitäten und Anisotropien des Gebirges sowie schwer kalkulierbaren Einflüssen des Baubetriebs und der Zeitabhängigkeit vieler Parameter realistische Berechnungsannahmen zu prognostizieren.

Alle Berechnungsmodelle für Tunnelausbauten sind im Vergleich zum Hochbau besonders ausgeprägt auf Annahmen und Idealisierungen der wahrscheinlich noch unvollständig erkannten Einflußparameter angewiesen. Trotz großer Fortschritte, die in Theorie und Praxis des Tunnelbaus erzielt wurden, bleibt der Grad der Standsicherheit und Wirtschaftlichkeit von Tunnelbauwerken weitgehend unbestimmt. Sensitivitätsuntersuchungen von DUDDECK & STÄDING (1986) an einem Tunnel in offener Bauweise - bei dem noch von verhältnismäßig eindeutigen Lastannahmen auszugehen ist - haben ergeben, daß die Variation des Erdruhedruckbeiwerts, der Tangentiallasten und der seitlichen Bettung innerhalb plausibler Bereiche zu Streubreiten der Ringdruckkräfte und Momente im Ausbau in der Größenordnung von 80 % bis 100 % führt. Bei bergmännisch vorgetriebenen Tunneln kommen wesentliche Einflüsse aus Spannungsumlagerungen vom Primär- in den Sekundärspannungszustand hinzu, wobei meist ein Entscheidungsspielraum für den anzusetzenden Anteil der Vorentspannung an der Ortsbrust gegeben ist.

Die Beanspruchung einer Tunnelschale hängt entscheidend von Parametern ab, die weder durch Laboruntersuchungen noch mit Hilfe von Berechnungen zuverlässig ermittelt werden können. Zu den wichtigsten gehören die Spannungszustände im Gebirge vor, während und nach dem Auffahren eines Tunnels. Moderne Tunnelbauweisen und eine seit geraumer Zeit geänderte Auffassung vom Tragverhalten eines Tunnelbauwerks binden daher Messungen in-situ und deren Ergebnisse als unerläßliche Komponente der statisch-konstruktiven Bearbeitung ein. Dafür hat RABCEWICZ (1972) den Begriff der "Empirischen Dimensionierung" geprägt.

Im Interesse einer realistischeren Beurteilung der Standsicherheit und einer wirtschaftlicheren Bemessung hat die Bedeutung der Messungen im Tunnelbau unterdessen allgemeine Anerkennung gefunden. Nicht nur der beträchtlich angestiegene Bedarf an Tunneln für den schienen- und straßengebundenen Verkehr sowie für Ver- und Entsorgungssysteme, sondern auch die zunehmende Errichtung von Tunnelbauwerken unter schwierigen Bodenverhältnissen, wie z.B. in überkonsolidierten Tonen, machen den Einsatz von vorbereitenden und baubegleitenden Messungen in-situ immer notwendiger.

Grundlage dieser Arbeit sind Spannungs- und Verformungsmessungen beim Schildvortrieb in einem überkonsolidierten Glimmertone. Die speziellen Modalitäten dieser in-situ Messungen sind zum Teil neu entwickelt und erstmalig angewandt worden. Besondere Beachtung galt dabei der von RABCEWICZ (1944) als 'Faktor Zeit' bezeichneten Dimension, die nach NEERDAEL et al. (1988) insbesondere in Tonen erheblichen Einfluß auf die Spannungsumlagerungen während und nach dem Tunnelvortrieb hat.

1.2 Ziele und Gliederung der Arbeit

Für die Berechnung von Tunnelauskleidungen sind in zweifacher Hinsicht Streubreiten zu akzeptieren: Bei den statischen Berechnungsmodellen und bei den Kennwerten des Gebirges. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Gebirgsdruck als wesentlicher Bestandteil der bodenmechanischen Annahmen für Tunnel, die in geschlossener Bauweise im Lockergestein aufgeföhren werden, erörtert. Ziel ist es, die bei der Durchföhren eines

überkonsolidierten Tons auftretenden Spannungsumlagerungen vom Primär- in den Sekundärspannungszustand zu erfassen. Eine Erläuterung der für die Thematik wesentlichen ingenieurgeologischen Grundlagen folgt in Abschnitt 2.

Die Zielsetzung dieser Arbeit wurde entwickelt aus dem vermeintlichen Widerspruch zwischen dem empfohlenen und oft verwendeten pauschalen Ansatz für den Erdruchdruckbeiwert ($K_0 = 0,5$) im Bereich des Tunnelbaus und dem unter Bodenmechanikern bekannten Phänomen, daß insbesondere in überkonsolidierten Böden K_0 -Werte größer als 1 möglich sind und sogar Werte in der Größenordnung von 2 bis 3 beispielsweise von SKEMPTON (1961) für London Clay ermittelt wurden.

Eine Fehleinschätzung des Primärspannungszustands gilt - nicht zuletzt auch aufgrund von Erfahrungen bei entsprechenden Schadensfällen - als Risikofaktor im Tunnelbau (DUDDECK, 1987). Die Bedeutung des Primärspannungszustands wird in Abschnitt 3, Lastansätze zur Bemessung von Tunneln im Lockergestein, aufgezeigt. Bei analytischen Berechnungsverfahren für Tunnelauskleidungen wird der Primärspannungszustand des Gebirges als äußere Belastung der Tunnelschale angesetzt. Die Unterstellung, damit den ungünstigsten Lastfall zu berücksichtigen, ist hypothetisch. Ein weiteres Ziel der Untersuchungen war daher, zur induktiven Klärung der Frage beizutragen, ob der Ansatz des Primärspannungszustands für die Berechnung von Tunnelausbauten in überkonsolidiertem Ton gerechtfertigt ist oder ob Bodenspannungen im Sekundärzustand für die Bemessung maßgebend sind.

Aus der Literatur sind zahlreiche theoretische und empirische Ansätze sowie Labor- und in-situ - Verfahren zur Erdruchdruckermittlung bekannt. In Abschnitt 4 werden die wichtigsten Vorschläge erläutert, miteinander verglichen sowie die Möglichkeiten und Grenzen bezüglich ihrer Eignung für überkonsolidierte Tone diskutiert. Im Hinblick auf eigene in-situ Messungen werden ferner geeignete Verfahren zur kontinuierlichen Ermittlung der Bodenspannungen beim Übergang vom Primär- in den Sekundärspannungszustand erörtert.

Als Untersuchungsobjekt für die durchgeführten Spannungs- und Verformungsmessungen bot sich ein im überkonsolidierten Glimmerton aufgefahrener Tiefdüker in Hamburg an. Die Konstruktions- und Baugrundbeschreibung erfolgt in Abschnitt 5.

Zweck des umfangreichen baubegleitenden Meßprogramms war, den Primärspannungszustand im überkonsolidierten Glimmerton zu ermitteln und anschließend die Änderungen der Horizontal- und Vertikalspannungen sowie des Porenwasserdrucks vor, während und nach dem Auffahren des Tunnels durch kontinuierliche Messungen erstmals fortlaufend zu erfassen (s. Abschnitt 6). Wegen zeitabhängiger Spannungs- und Verformungsänderungen hatte WIDERHOFER bereits 1972 auf die Relevanz von Messungen während des Bauvorgangs hingewiesen. Zur kontinuierlichen Vertikalspannungsmessung war die Entwicklung eines neuen Einbauverfahrens für Erddruckkissen erforderlich. Die zu diesem Zweck durchgeführten Vorversuche im Labor und deren Ergebnisse werden in Abschnitt 6 beschrieben.

Die Ergebnisse der in-situ Messungen werden in Abschnitt 7 dargestellt, untereinander verglichen und Ursachen für Spannungsänderungen im Boden analysiert. Aus der Beurteilung eigener Meßergebnisse und dem Vergleich mit Ergebnissen anderer Autoren ergeben sich Ansätze für erforderliche Korrekturen.

Mit Hilfe des Modells der gelochten Scheibe werden in Abschnitt 8 Störungen der Primärspannungen, die durch den Einbau von Meßwertaufnehmern verursacht wurden, rechnerisch kompensiert und ferner zweidimensional gemessene in eindimensionale Horizontalspannungen transformiert. Aufgrund der ermittelten Erdruchdruckbeiwerte K_0 werden Funktionen in Abhängigkeit von der Tiefe z eines Bodenelementes und vom Überkonsolidationsverhältnis OCR entwickelt und mit empirischen Formeln anderer Autoren verglichen. Der zeitabhängige Verlauf der Sekundärspannungsquotienten K_* wird jeweils für den Ulmen- und Firstbereich des Tunnels dargestellt und die zur Bemessung des Tunnelausbaus maßgebende deviatorische Beanspruchung in Form der Sekundärspannungsquotienten aus gemessenen Radialspannungen in Ulme und First in Abhängigkeit von der Zeit ermittelt.

Anhand der in Abschnitt 9 enthaltenen Ergebnisse von Konvergenz- und Betonspannungsmessungen werden die Einflüsse der Spannungsverteilung im Gebirge sowie baubetrieblicher Vorgänge auf das Tragverhalten des Tunnelausbaus analysiert.

Aus der Retrospektion aller im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse werden in Abschnitt 10 Konsequenzen für die Praxis aufgezeigt und Empfehlungen für weitere Untersuchungen gegeben.

2. INGENIEURGEOLOGISCHE GRUNDLAGEN

2.1 Überkonsolidierte Tone

Tonminerale sind durch sehr kleine Abmessungen und eine vorwiegend flache, oft schuppenartige Gestalt mit hoher spezifischer Oberfläche gekennzeichnet. Diese Merkmale haben im Zusammenhang mit der Einregelung der Tonminerale zu einem Gefüge wesentliche Bedeutung für das mechanische Verhalten der Tone.

Als überkonsolidiert (oc) wird ein Boden bezeichnet, der im Laufe seiner Spannungsgeschichte einer größeren geostatischen Vertikalspannung σ_{vm} ausgesetzt war, als zum gegenwärtigen Zeitpunkt (σ_v). Glaziale Überdeckungen sind die wichtigste und häufigste Ursache der Überkonsolidation. Andere diagenetische Vorgänge, wie z.B. Porenwasserdruckänderungen, Alterung und Temperaturänderung können ebenfalls zu überkonsolidiertem Verhalten führen (BRUMUND et al., 1976).

Aus der in Bild 1 schematisch dargestellten Spannungsgeschichte eines eiszeitlich vorbelasteten Tons geht anschaulich hervor, daß die unter σ_{vm} eingetretenen Verformungen und Gefügereaktionen bei Erosionsentlastung nur teilweise zurück gehen. Es verbleibt eine gegenüber dem

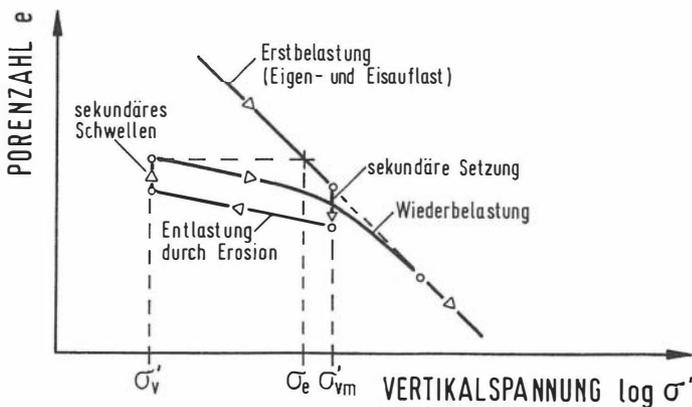


Bild 1: Druck-Porenzahl-Verlauf eines überkonsolidierten Tons

Erstbelastungspfad geringere Porenzahl, höhere Dichte und eine größere effektive Horizontalspannung als wesentliches Merkmal überkonsolidierter Tone.

Der Grad der Überkonsolidation wird gewöhnlich mit dem Überkonsolidationsverhältnis OCR (Over-Consolidation-Ratio) ausgedrückt:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v} \quad (1)$$

OCR < 1: unterkonsolidiert

OCR = 1: normalkonsolidiert

OCR > 1: überkonsolidiert

Dabei wird vereinfacht angenommen, daß die Vertikalspannungserhöhung $\Delta\sigma'_v$ unter glazialer Belastung gleich der Entlastung durch Erosion war. Das Überkonsolidationsverhältnis OCR nimmt mit der Tiefe ab. Der Quotient in Gl.(1) bringt zum Ausdruck, daß sich der Anteil einer konstanten Vertikalspannungsänderung $\Delta\sigma'_v$ im Vergleich zur tiefenabhängigen aktuellen Vertikalspannung σ'_v in zunehmender Tiefe verringert.

Als normalkonsolidiert (nc) wird ein erstbelasteter Boden bezeichnet, der zu keiner Zeit einem höheren Überlagerungsdruck als heute ausgesetzt war und dessen Konsolidation beendet ist. Unterkonsolidierte Böden sind meist weiche Ablagerungen, in denen unter Eigengewicht noch ein Porenwasserüberdruck herrscht.

Bodenmechanisch sinnvoller als der OCR-Wert ist das von GUDEHUS (1981) eingeführte Konsolidierverhältnis KV, womit nicht der Grad der Vorbelastung, sondern dessen Einfluß auf den Zustand des Bodens beschrieben wird.

$$\text{KV} = \frac{\sigma_e}{\sigma'_v} \quad (2)$$

Anstatt der geologischen Vorbelastung σ'_{vm} wird hierbei die der momentanen Porenzahl äquivalente wirksame Vertikalspannung σ_e verwendet

(s. Bild 1). Die Definition des Konsolidierverhältnisses KV berücksichtigt also eine Zustandsänderung des Bodens, die infolge von Sekundärsetzungen und entlastungsbedingtem Schwellen auftritt. Ferner läßt sie neben einer Auflaständerung auch andere Ursachen der Überkonsolidation - wie z.B. Schrumpfen - zu.

2.2 Tropie des Gebirgsdrucks

'Gebirge' ist im bergmännischen Sinne die Bezeichnung für einen natürlich entstandenen Gesteinsverband aus gleich- oder ungleichartigen Festgesteinskörpern oder Lockergesteinen. Unter dem Begriff 'Gebirgsdruck' wird im folgenden in Anlehnung an die Definition von JAHNS (1956) eine physikalische Spannung verstanden, die das Gebirge auf eine senkrecht zur Gebirgsdruckrichtung liegende Fläche ausübt. In jedem Punkt der Tunnelumgebung herrscht vor, während und nach der Durchörterung immer nur ein Spannungszustand. Dieser kann sich jedoch aus unterschiedlichen Ursachen-Komponenten wie z.B. Überlagerungsdruck, tektonischer Druck, Auflockerungs- und Umlagerungsdruck zusammensetzen. Gebirgsdruck wird als übergeordneter Begriff für alle Spannungszustände sowohl im unverritzten als auch im durchörterten und ausgebauten Gebirge verwendet.

Für den Grad der Isotropie bzw. Anisotropie eines Gefüges hat SANDER (1950) den Begriff 'Tropie' eingeführt. Die physikalische Definition der Isotropie bezieht sich auf bestimmte vektorielle Eigenschaften eines Körpers. Isotropie hinsichtlich einer physikalischen Eigenschaft liegt vor, wenn diese Eigenschaft von einem Punkt im Körper ausgehend richtungsunabhängig ist. Umgekehrt wird die Richtungsabhängigkeit einer Eigenschaft als Anisotropie bezeichnet.

In der Felsmechanik werden die Begriffe Isotropie und Anisotropie meist auf die Elastizitätskonstanten des Gesteins bezogen. Ebenso wie in der Bodenmechanik ist ihre Anwendung auch auf andere Eigenschaften wie z.B. die Durchlässigkeit und sämtliche Merkmale des Spannungs- Verformungsverhaltens auszudehnen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird die Tropie hinsichtlich des Spannungszustands überkonsolidierter Tone erörtert. Der Ausdruck 'Tropie des Gebirgsdrucks' schließt graduelle Differenzierungen zwischen Isotropie und Anisotropie ein und impliziert Aussagen über den Primär- und Sekundärspannungszustand (s. Abschnitt 2.3) in der Umgebung eines im Gebirge geschaffenen Hohlraums.

In bezug auf das Spannungs- Verformungsverhalten der Erdstoffe unterteilten LADD et al. (1977) den Anisotropiebegriff in die Kategorien Strukturanisotropie und spannungsinduzierte Anisotropie.

Eine ausgeprägte Strukturanisotropie überkonsolidierter Tone ist auf Gefügeänderungen während der Kompaktion zurückzuführen. Die mechanische Diagenese hat zu einer Parallelorientierung der Tonminerale geführt und laminare Strukturen erzeugt. Bei überkonsolidiertem Ton wird daher meist von transversaler Isotropie ausgegangen.

Ursachen der spannungsinduzierten Anisotropie sind äußere Be- oder Entlastungen des Bodens, die zu einer Drehung der Hauptspannungsachsen führen.

Während im Primärspannungszustand die Strukturanisotropie Einfluß auf die Tropie des Gebirgsdrucks ausübt, wirken im Sekundärspannungszustand beide Kategorien in Kombination. Eine Unterscheidung beider Einflüsse ist kaum möglich.

2.3 Spannungszustände im Gebirge

Den Spannungszuständen im Gebirge wird in jeder statischen Berechnung eines Tunnelbauwerks maßgebende Relevanz eingeräumt. Daher hat die Internationale Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik in Salzburg zur Vermeidung von Fehlinterpretationen im Jahre 1962 eine einheitliche Terminologie für den Gebrauch der Gebirgsdruckbegriffe erarbeitet. Diese, in MÜLLER (1978) wiedergegebenen Definitionen stimmen weitgehend mit den Grundbegriffen der Felsmechanik und Ingenieurgeologie (N.N., 1982) überein und werden im folgenden zugrunde gelegt. Demnach ist der

primäre Spannungszustand vor dem technischen Eingriff im Gebirge von dem sekundären Spannungszustand, der während und nach der Durchörterung des Gebirges entsteht, zu unterscheiden:

Der primäre Spannungszustand herrscht im ungestörten, unverritzten Gebirge vor dem Hohlraumausbruch. Im wesentlichen wird er von statischen Druckspannungen geprägt, in Ausnahmefällen sind auch dynamische Einflüsse aufgrund örtlicher Gebirgsbewegungen oder gebirgsbildender Vorgänge zu berücksichtigen. Zu den statischen Druckspannungen gehört der latent vorhandene Überlagerungsdruck sowie gegebenenfalls ein tektonischer Druck, der vor oder nach Gebirgsbewegungen auftritt. Die für überkonsolidierte Tone typischen hohen Horizontalspannungen sind auf Eigenspannungen des Gebirges zurückzuführen. Die Richtungen der Hauptspannungen können im primären Spannungszustand insbesondere bei geneigtem Gelände von der Lotrechten bzw. Waagerechten abweichen.

Die Größe der Horizontalspannungen im Gebirge wird allgemein in Abhängigkeit von den Vertikalspannungen angegeben (Gl.3). Für den Quotienten der beiden Spannungen werden in der Literatur meist die Bezeichnungen 'Seitendruckbeiwert λ_0 ' bei Festgestein und 'Erdruchdruckbeiwert K_0 ' bei Lockergestein verwendet (KASTNER, 1971). Der Ausdruck Erdruchdruckbeiwert wurde erstmals von DONATH (1891) eingeführt und nach der Entwicklung des Prinzips der effektiven Spannungen durch TERZAGHI (1923 und 1932) auf effektive Bodenspannungen bezogen. Für die weiteren Ausführungen wird folgende Definition in Anlehnung an GUDEHUS (1980) zugrunde gelegt:

Der Erdruchdruck ist die in horizontaler Richtung herrschende Bodenspannung im ungestörten Primärspannungszustand des Bodens unter ebenem und unbelastetem Gelände. Der Erdruchdruckbeiwert K_0 bezeichnet das Verhältnis der effektiven horizontalen σ'_h zur effektiven vertikalen Bodenspannung σ'_v im Primärzustand.

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad ; \quad K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad (3)$$

Nach BROWN & HOEK (1978) wird bei Anwendung der Gl.(3) angenommen, daß σ'_h und σ'_v Hauptspannungen sind und transversal isotrope Stoffeigen-

schaften des Gebirges ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) vorliegen. Frühere Definitionen gingen noch von einer Tiefenunabhängigkeit des K_0 -Werts aus (TERZAGHI & JELINEK, 1954). In überkonsolidierten Tonen ist der Erdruchdruckbeiwert K_0 jedoch keine Materialkonstante, sondern von äußeren Randbedingungen, insbesondere der Größe einer früheren Vorbelastungsspannung sowie der heutigen Tiefenlage des betrachteten Bodenelements, abhängig (s. Abschnitt 4.2).

Ein sekundärer Spannungszustand stellt sich während und nach dem Ausbruch eines Hohlraums im Gebirge ein. Wesentliches Merkmal des Sekundärspannungszustands ist seine Zeitabhängigkeit. Im Gebirge vollziehen sich Spannungsänderungen bis ein dauerhafter Gleichgewichtszustand, meist durch technische Maßnahmen unterstützt, erreicht ist. Durch die Schaffung des Hohlraums wird die sekundäre Spannungsverteilung neben Spannungumlagerungen ferner von Auflockerungsdruck und ggf. Quelldruck beeinflusst. Innendrucke im Hohlraum infolge eines passiv wirkenden Ausbauwiderstands oder eines Füllungsdrucks führen nach MÜLLER (1978) ebenfalls zur Änderung des Sekundärspannungszustands.

Nach der Störung des Primärspannungszustands ist weder eine Prognose der zeitlichen Abfolge hervorgerufener Spannungsänderungen noch eine klare Trennung nach verschiedenen Ursachen möglich. Die einheitliche Bezeichnung 'Sekundärspannungszustand' ist daher sinnvoller als weitere Unterteilungen in einen Tertiär- und ggf. Quartärspannungszustand.

Im Sekundärspannungszustand ändert sich auch das Verhältnis der effektiven Horizontal- zur Vertikalspannung. Dieses Spannungsverhältnis wird im folgenden allgemein als 'Sekundärspannungsquotient K_* ' bezeichnet. Der Begriff Sekundärspannungsquotient wird immer dann verwendet, wenn ein vom ungestörten Primärzustand abweichendes Verhältnis der Gebirgsspannungen bezeichnet werden soll und ist insofern vom Erdruchdruckbeiwert K_0 zu unterscheiden. Die beiden Koeffizienten K_0 und K_* geben den Grad der Tropie des Gebirgsdrucks an.

3. LASTANSÄTZE ZUR BEMESSUNG VON TUNNELN IM LOCKERGESTEIN

3.1 Allgemeines

Die Lastansätze für den Hohlraumbau unter Tage unterscheiden sich grundsätzlich von den Belastungen oberirdischer Bauwerke. Ein Zitat von SIMONS (in BECKMANN, 1984) bringt die Besonderheiten des Hohlraumbaus zum Ausdruck:

"Diese unterirdischen Hohlräume müssen in einem Material - dem Gebirge - aufgefahren werden, das von der Natur 'geliefert' wird und selten die vom Ingenieur erwünschten Eigenschaften besitzt. Bauvorhaben und Entwurf hängen weitgehend von diesen Materialeigenschaften des 'Baustoffes' Gebirge ab."

Wegen des komplexen Materialverhaltens der Gesteinskörper ist eine genaue Bestimmung der Berechnungsparameter schwierig, wenn nicht gar unmöglich. Daß der statischen Berechnung im Tunnelbau wegen zahlreicher Imponderabilien ein anderer Stellenwert als im Hochbau einzuräumen ist, wurde schon 1879 von RITTER erkannt. Nach DUDECK (1976) wäre bei Anwendung eines exakten mechanisch-mathematischen Berechnungsmodells "ein räumliches, anisotropes, inhomogenes Diskontinuum mit hochgradig nicht-linearen Stoffgesetzen zu berechnen, dessen Berandungen sich mit dem Ausbruchsfortschritt ändern."

Zur praxismgerechten Bemessung einer Tunnelschale sind jedoch gravierende Idealisierungen bezüglich Anzahl und Form der Eingangsparameter erforderlich. Die Wechselwirkung zwischen Tunnelausbau und Gebirge, das nach heutiger Auffassung tragendes Element und Belastung zugleich ist, kann in dem 'Versuch einer statischen Berechnung' (MÜLLER, 1978) nur unzureichende Berücksichtigung finden. Nicht quantifizierbare Einflüsse wie z.B. baubetriebliche Vorgänge bleiben meist völlig vernachlässigt.

3.2 Bodenmechanische Annahmen als Grundlage für die Tunnelstatik

Die international üblichen Annahmen zur Berechnung kreisförmiger Tunnel im Lockergestein wurden von der Arbeitsgruppe "Structural design models

for tunnelling" der International Tunnelling Association (ITA) zusammengestellt und verglichen. Nach ERDMANN & DUDDECK (1983) besteht unter anderem Übereinstimmung über die folgenden Annahmen:

1. Für den aktiv auf den Ausbau wirkenden Gebirgsdruck werden die Primärspannungen des ungestörten Baugrunds angesetzt. Es wird angenommen, daß sich in dem durchörterten und gestörten Gebirge nach einigen Jahren ein Endzustand mit den ursprünglichen Primärspannungen einstellt.
2. Auffahrzustände oder Zwischenphasen vor Fertigstellung des vollen Ringschlusses werden bei den meisten Berechnungsmodellen nicht betrachtet.
3. Zwischen Tunnelausbau und Baugrund ist entweder voller Verbund oder Verbund nur für radiale Verformungen anzusetzen.
4. Reaktionsspannungen des Baugrunds infolge von Ausbauverformungen werden beim Kontinuumsmodell unmittelbar und beim Balkenmodell durch den Ansatz von Bettungsmoduln berücksichtigt.
5. Das Stoffverhalten von Baugrund und Ausbau wird bei den untersuchten Berechnungsmodellen als elastisch vorausgesetzt.

Nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)" (DUDDECK, 1980) darf für die vertikalen Primärspannungen σ_v das Gewicht des Baugrunds sowie der Bebauungs- und Verkehrslasten - unter Berücksichtigung des Grundwassers - und für den horizontalen Seitendruck

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (4)$$

angesetzt werden, sofern nicht unmittelbar aus Baugrunderkundungen hinreichend abgesicherte andere Spannungsverteilungen ermittelt werden. "Dabei darf für den Seitendruckbeiwert als Rechenwert im allgemeinen $K_0 = 0,5$ gewählt werden." Dieser allgemeine Ansatz erscheint jedoch nach heutigen bodenmechanischen Kenntnissen und Möglichkeiten als eine nicht erforderliche Idealisierung. In den früher herausgegebenen "Empfehlungen

zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein" (WAGNER, 1970) war noch ausdrücklich darauf hingewiesen worden, daß bei nicht hinterfüllten Tunneln ein kleinerer K_0 -Wert als 0,5 anzunehmen ist und in Ausnahmefällen ein sorgfältig zu begründender größerer K_0 -Wert ($K_0 > 0,5$) angenommen werden kann.

Bodenmechanisch präziser als Gl. (4) ist die Beziehung:

$$\sigma_h^i = K_0 \cdot \sigma_v' \quad (5)$$

oder ausführlicher

$$\sigma_h - u = K_0 \cdot (\sigma_v - u) \quad (6)$$

Gl. (5) bzw. Gl. (6) berücksichtigen die in bezug auf die Schubfestigkeit des Bodens neutralen Porenwasserdruckspannungen u . Auch in den Berechnungsverfahren für Tunnel im Lockergestein wird der K_0 -Wert entsprechend dieser, auf effektive Bodenspannungen bezogenen, Definition verwendet.

Auf die Frage, ob der Ansatz des Primärspannungszustands sowie die Vernachlässigung von Auffahrzuständen oder Zwischenphasen vor Fertigstellung des Ringschlusses und der Ringspaltverpressung für die Berechnung gerechtfertigt ist, wird in der Diskussion der Ergebnisse dieser Arbeit eingegangen (s. Abschnitte 7 bis 10). Zuverlässige Angaben über den Primärspannungszustand können nach den "Empfehlungen zur Baugrunderkundung und Grundwasserhaltung bei Tunnelbauten in Lockergestein" (N.N., 1970) nur durch in-situ Spannungsmessungen erhalten werden. In den mit der Deutschen Bundesbahn konzipierten "Technischen Vorschriften und Rahmenbedingungen für die Konstruktion und Bemessung der Tunnelbauten" (DUDDECK et al., 1984) wird für jeden charakteristischen Gebirgsbereich unter anderem die Ermittlung des K_0 -Werts und die Berücksichtigung des Entspannungsgrades bis zur Wirksamkeit der Sicherungsmaßnahmen gefordert.

3.3 Folgerungen

Schon Laborversuche von LEON & WILLHEIM (1910, 1912) an gelochten Gesteinsproben haben gezeigt, daß es beim Überwiegen einer Hauptspannung zu charakteristischen Überbeanspruchungen des Gesteins an den zu dieser Hauptspannungsrichtung parallel liegenden Hohlräumwandungen kommt.

Wenige Jahre nach den ersten Versuchen der Spannungsmessung im Gebirge setzte sich mit den Veröffentlichungen von FENNER (1938) und SPACKELER (1938) die Erkenntnis durch, daß zur mathematischen Beschreibung bzw. Erfassung des Gebirgsdrucks als Ansatz für eine statische Berechnung und Dimensionierung eines Tunnelbauwerks zuerst von Beobachtungen, d.h. von Messungen, auszugehen sei.

Der eminente Einfluß des Erdruhedruckbeiwerts K_0 auf die Radialbelastung $\max p$ bzw. die Momente $M(p)$ einer Tunnelauskleidung ist einer von SCHULZE & DUDECK (1964) durchgeführten Parameterstudie zu entnehmen. In Bild 2 sind die Radialbelastungen $\max p$ in Abhängigkeit vom Überdeckungsmaß α für verschiedene K_0 -Werte aufgetragen.

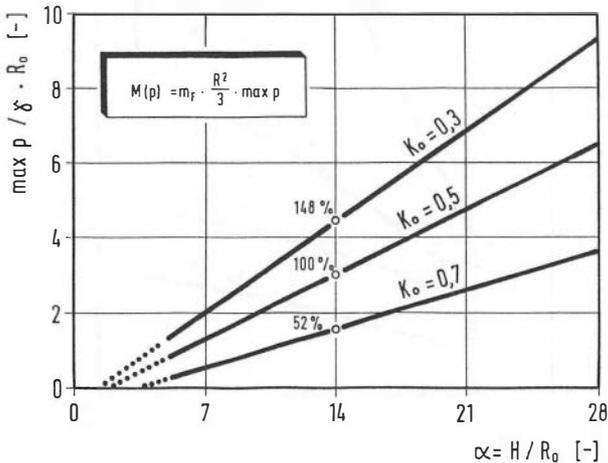


Bild 2: Einfluß des Erdruhedruckbeiwerts K_0 auf das Firstbiegemoment (nach SCHULZE & DUDECK, 1964)

Eine Verringerung des Erdruhedruckbeiwerts von $K_0 = 0,5$ auf $K_0 = 0,3$ hat eine Erhöhung der Momente um 48 % zur Folge. Der Ansatz eines K_0 -Werts von 0,7 führt zur Halbierung der Momente.

Erhebliche Schäden an der Tunnelauskleidung des 85 km langen Orange-Fish-Tunnels in Südafrika veranlaßten BAUDENDISTEL (1972) Untersuchungen und Berechnungen hinsichtlich des Einflusses der Primärspannungen durchzuführen. Die Art der Verbrüche sowie Deformationsmessungen im Tunnel deuteten darauf hin, daß die Schäden nicht durch eine gegenüber den Planungsvorgaben geringere Gebirgsfestigkeit hervorgerufen wurde, sondern mit ungünstigeren Erdruhedruckbeiwerten, in diesem Fall mit höheren Horizontalspannungen, zu rechnen war. Nachträglich durchgeführte Spannungsmessungen in den anstehenden Sandsteinen und Schluffsteinen bestätigten diese Annahme. Aufgrund der Ergebnisse von Parameterstudien zum Einfluß des Erdruhedruckbeiwerts auf die Betonstärke des Tunnels (Bild 3) wurde die Forderung erhoben, der Bestimmung der Primärspannungen im Gebirge mehr Aufmerksamkeit zu widmen.

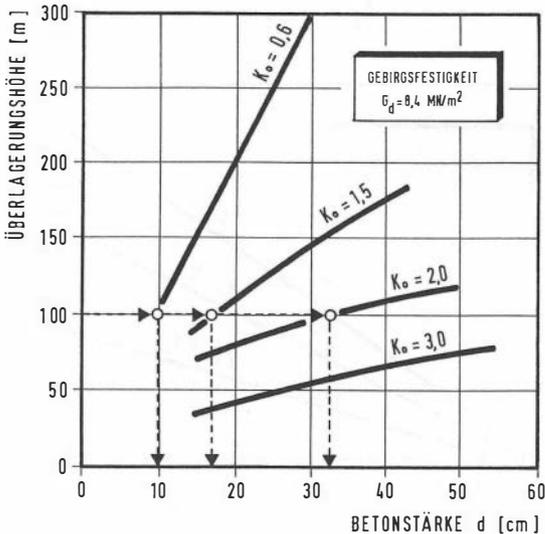


Bild 3: Einfluß des Erdruhedruckbeiwerts K_0 auf die Betonstärke des Orange-Fish-Tunnels (nach BAUDENDISTEL, 1974)

Als Beitrag zur Lösung von statischen Problemen im Tunnelbau ist vielfach auf die Bedeutung der experimentellen Ermittlung des Primär- und Sekundärspannungszustands hingewiesen worden (LOMBARDI, 1971; KIRSCHKE, 1978; REIK, 1985). Zudem sollten alle geologischen und topographischen Hinweise auf den primären Spannungszustand erfaßt und interpretiert werden (SPAUN, 1981). In den "Guidelines for the Design of Tunnels" empfiehlt die International Tunneling Association (ITA) die Durchführung von Messungen zur Ermittlung des Spannungsverhältnisses σ_h/σ_v (DUDDECK, 1988).

Die Feststellung von ROKAHR & LUX (1985), daß der Spannungsumlagerungsprozeß beim Tunnelvortrieb zu einer Erhöhung der deviatorischen Gebirgsbeanspruchung führt, unterstreicht die Bedeutung der Tropie des Gebirgsdrucks im Sekundärspannungszustand für die Bemessung des Ausbaus. Spannungsänderungen und Verformungen hängen zudem nicht nur von den Materialeigenschaften und der Geometrie, sondern auch vom zeitlichen Ablauf zwischen Tunnelvortrieb und Einbau der Auskleidung ab (FRÖHLICH, 1977).

Nach DUDDECK (1972) ist für die Bemessung einer Tunnelauskleidung weniger die Steigerung der Genauigkeit der Berechnungsmethoden entscheidend, als die Annahmen und Grundwerte, mit denen gerechnet wird. "Die geschätzten Annahmen für den Primärspannungszustand von stark geklüftetem Fels vertragen sich kaum mit einer Finite-Element-Berechnung mit Ansatz nichtlinearer Stoffgesetze eines homogenen Kontinuums" (DUDDECK, 1989). Zur Präzisierung der unter Abschnitt 3.2 genannten pauschalen Ansätze bedarf es daher weiterer Anstrengungen der Boden- und Felsmechanik mit dem Ziel, zuverlässigere Angaben über den Primär- und Sekundärspannungszustand im Gebirge zu ermitteln.

4. VERFAHREN ZUR ERMITTLUNG VON PRIMÄR- UND SEKUNDÄRSPANNUNGSZUSTÄNDEN IN ÜBERKONSOLIDIERTEM TON

4.1 Überblick

In der Bodenmechanik gehört die Ermittlung des Erdruhedrucks von jeher zu den Hauptaufgaben der Forschung. Die Relevanz des Erdruhedrucks wurde wegen seines maßgebenden Einflusses auf zahlreiche Bemessungen im Grundbau wiederholt betont (SKEMPTON, 1961; FÖRSTER, 1970; WROTH, 1972; MADER, 1989 und andere).

Nach DIN 1055 (Lastannahmen) ist der Erdruhedruck bei sehr biegesteifen Bauteilen anzusetzen, die ohne nennenswerte Änderung des Erdspannungszustands in den anstehenden Boden eingebracht werden und deren spätere Bewegung nicht auftreten kann. Weil diese Bedingungen in der Grundbaupraxis selten auch nur annähernd erfüllt sind, werden meist Erddruckzwischenwerte unter Verwendung des Erdruhedrucks angesetzt. Beispiele dafür sind ausgesteifte oder rückverankerte Baugrubenwände, Schlitzwände und Schwergewichtsmauern. Maßgebende Bedeutung hat der Erdruhedruckbeiwert ferner als Eingangsgröße für numerische Berechnungen im Grund- und Tunnelbau (CHAMBOSSÉ, 1972; FOX et al., 1981; FRANKE et al., 1985). Die Aussagekraft von Analysen nach der Finite-Element-Methode wird von der Zuverlässigkeit der Primärspannungsabschätzung determiniert.

Versuche, den Erdruhedruck theoretisch oder experimentell zu ermitteln waren daher Gegenstand zahlreicher Untersuchungen. SCHÄFFER schrieb dazu 1878 in einer Abhandlung über den Erdruhedruck: " Eine weitere theoretische Erörterung dieser Frage erscheint als sehr müßig, während die Aufstellung von sachgemäßen Versuchen sich als eine dringende Forderung darstellt."

Über Grundlagenversuche im Labor berichtete erstmals TERZAGHI im Jahr 1919. Erste Erkenntnisse darüber, daß in überkonsolidierten Böden ein Erdruhedruck herrschen kann, der größer als die Überlagerungsspannung ist, wurden 1936 von SAMSIOE veröffentlicht. LOMBARDI hat 1969 die gelegentlich auch heute noch vertretene These, der Erdruhedruckbeiwert K_0 könne algebraisch über die Poissonzahl ν ermittelt werden, falsifiziert.

Nach SCHULZ (1985) ist es bisher nicht gelungen, den Erdruchdruck überkonsolidierter Tone in erdstatischen Berechnungen zutreffend zu berücksichtigen.

Die Bestrebungen der ingenieurgeologischen Baugrunderkundung beschränken sich gewöhnlich darauf, die Eigenschaften eines Bodens bzw. Gesteins im ungestörten Primärzustand als Grundlage für geostatische Berechnungen zu ermitteln. Alle theoretischen und empirischen Ansätze sowie der überwiegende Teil der Labor- und Feldversuchsmethoden eignen sich ausschließlich zur Ermittlung des Primärspannungszustands, auf dessen Grundlage unter idealisierten Bedingungen Sekundärspannungszustände im Gebirge berechnet werden können. Ansätze zur numerischen Berechnung des räumlichen Spannungs- und Verformungszustands an der Ortsbrust eines Tunnels sind erstmals 1974 von RODATZ & WALLNER sowie in jüngster Zeit von KIELBASSA (1989) erarbeitet worden. Die zu erwartenden Spannungsänderungen im Gebirge werden nur in seltenen Fällen schon vor Beginn einer Baumaßnahme, z.B. durch in-situ Spannungsmessungen beim Auffahren von Erkundungsstollen (NEERDAEL et al., 1988), ermittelt.

In den folgenden Abschnitten werden vorab die Ursachen und Einflüsse auf die Tropic überkonsolidierter Tone erörtert. Anschließend folgt eine Erläuterung der theoretischen und empirischen Ansätze sowie der Labormethoden und in-situ Tests zur Erdruchdruckermittlung im Primärspannungszustand und der Möglichkeiten zur Ermittlung der Sekundärspannungsquotienten. Diese Zusammenstellung soll keinem Anspruch auf Vollständigkeit genügen, sondern vielmehr einen Überblick über die Vielfalt der Methoden zur Ermittlung von Primär- und Sekundärspannungszuständen im Gebirge, deren teilweise divergierende Resultate, Unzulänglichkeiten und Einsatzgrenzen aufzeigen.

4.2 Ursachen und Einflüsse

Im Mehrphasensystem 'Boden' herrscht im Gegensatz zu den Flüssigkeiten grundsätzlich ein anisotroper Spannungszustand. Isotropie, die in Böden mit flüssiger Konsistenz oder auch in überkonsolidierten Tönen auftreten

kann, ist als Ausnahme zu betrachten. In nichtbindigen, sowie normalkonsolidierten bindigen Böden wird die Spannungsübertragung senkrecht zur Belastungsrichtung durch die Kornreibung behindert. Bei überkonsolidierten Tonen hat außerdem die Spannungsgeschichte wesentlichen Einfluß auf die Tropic.

Als Ursache für den Grad der inhärenten Anisotropie überkonsolidierter Tone kommt eine frühere, inzwischen erodierte größere Überlagerung oder eine aktive tektonische Beanspruchung in Frage. Die folgenden Betrachtungen beziehen sich lediglich auf die durch Überlagerungsspannungen hervorgerufenen Beanspruchungen; postglaziale Erdkrusten- und Gebirgsdeformationen bleiben unberücksichtigt.

Anhand der Symmetrien im Formungsplan der Teilgefüge hat FEESER (1986) eine Interpretation des Formungs- und Beanspruchungsplans glazial überprägter toniger Sedimente vorgenommen. Bild 4 zeigt die qualitative Rekonstruktion der Spannungsgeschichte überkonsolidierter Tone. Nach Abschluß der Sedimentation sind als Ursache von Gefügeumbildungen basale Bewegungen von eiszeitlichen Überdeckungen anzunehmen. Die durch vorrückende Eismassen erzeugten Spannungsfelder im Transgressionsbereich führten zu Änderungen der Einregelungsrichtung sowie der Richtung und Größe der Hauptspannungen. Das Mineralgefüge ist von gravitativer Kompaktion und Eistransgression geprägt.

- A: Während der Sedimentation bildeten sich unregelmäßige Aggregatzustände mit generell sphärischer Symmetrie.
- B: Ein axialsymmetrisches Gefüge mit zunehmend horizontaler Einregelungsrichtung (R1) wird durch das Gewicht der überlagernden Bodenschichten geprägt. Die Hauptspannungsverteilung bleibt - wie auch während der Sedimentation - orthotrop und ist vergleichbar mit dem Spannungszustand normalkonsolidierter Tone.
- C: Heranrückende Eismassen führten zu Permafrostbedingungen bzw. Bodengefrorenis. Eine Kompaktion kann während dieser Phase wegen der niedrigen Temperaturen in Verbindung mit hohen Eisevorschubgeschwindigkeiten weitgehend ausgeschlossen werden. Durch basale Reibung in das

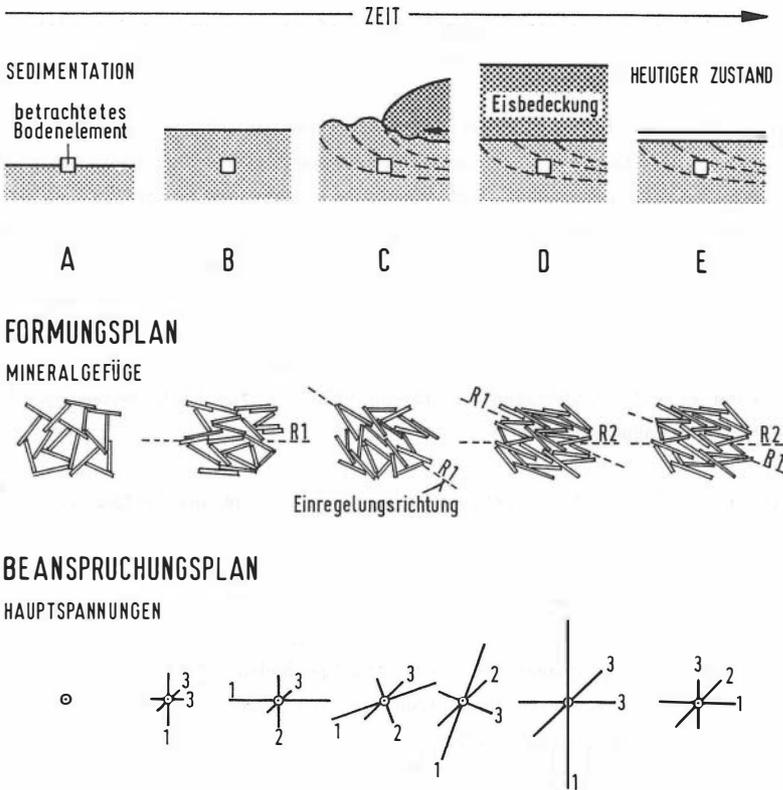


Bild 4: Formungs- und Beanspruchungsplan überkonsolidierter Tone
(nach FEESER, 1986)

liegende Sediment eingetragene Schubkräfte führten zu einer Rotation der Hauptspannungsachsen sowie der Einregelungsrichtung.

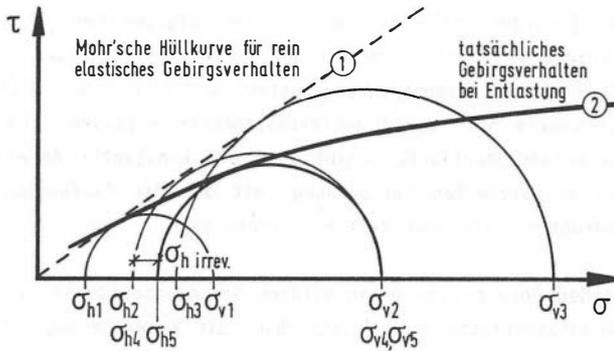
D: Aus tiefenabhängigen Temperaturmessungen in rezenten Gletschern wird geschlossen, daß die Temperaturen im Sediment während der Phase der Eisüberdeckung wieder über den Gefrierpunkt anstiegen. Das Mineralgefüge erfuhr dabei im Zuge der einsetzenden Kompaktion eine der Beanspruchung symmetrische Rückorientierung in Richtung R2. Die in der Frühphase C annähernd horizontal orientierte größte Hauptspannung

richtet sich sukzessive gegen die Eisfront auf und stellt sich nach erfolgter Überfahung in vertikaler Richtung ein.

E: Im Verlauf der Gletscherregression blieb das Mineralgefüge weitgehend erhalten. Als Folge der gravitativen Entlastung entstanden Fissuren in paralleler Richtung zu den überwiegend horizontal eingeregelteten Tonmineralen, die heute in allen überkonsolidierten Tonen als charakteristisches Merkmal zu finden sind. Während der Regression der Eisauflasten vollzog sich in vertikaler Richtung eine synchrone Entlastung und Entspannung der Tonsedimente. Weil die horizontale Entspannung wegen behinderter Seitendehnung eingeschränkt ist, wurde eine erneute Hauptspannungsänderung bis hin zum Richtungswechsel der Hauptspannungen induziert.

Die Feststellung, daß glazial überprägte Tone eine unvollständige Reversion des Horizontalspannungszuwachses aufweisen, ist aufgrund unterschiedlicher Untersuchungen mehrfach bestätigt worden. BROOKER & IRELAND (1965) sowie ABDELHAMID & KRIZEK (1976) haben bei Ödometerversuchen signifikant höhere Horizontalspannungen während der Entlastungsphase gegenüber der Belastungsphase für bindige Böden ermittelt. Nach RAABE (1984) ist "die verbliebene horizontale Verspannung in den Kontakten der Strukturelemente wegen fehlender Dehnungsmöglichkeiten weitgehend elastisch gespeichert". Da die horizontale Verspannung infolge geologischer Vorbelastung weiträumig ist, schließt GUDEHUS (1980) eine völlige Relaxation aus und rechnet damit, daß sich der erhöhte Seitendruck nach der Störung durch eine Baumaßnahme wieder aufbaut.

Ein Ansatz zur mechanischen Interpretation der glazial verursachten Be- und Entlastung eines Bodenelements ist mit Hilfe von MOHR'schen Spannungskreisen für den Ruhezustand möglich (Bild 5). Während der Belastung, zuerst durch Sedimentation, später durch Eisüberlagerung, tangieren die den Spannungszustand beschreibenden MOHR'schen Kreise eine Hüllkurve in Form einer Geraden. Für den Fall rein elastischen Gebirgsverhaltens (Kurve ①) würde sich nach der Regressionsphase wieder ein ursprünglicher Spannungszustand (σ_{h4} , σ_{v4}) einstellen; der Erdruhedruckbeiwert bliebe konstant. Das tatsächliche Gebirgsverhalten ist jedoch durch eine unterlineare Scherspannungs- Normalspannungs- Beziehung



- σ_{h1}, σ_{v1} – Spannungszustand während der Sedimentation
- σ_{h2}, σ_{v2} – Spannungszustand vor Eisüberlagerung
- σ_{h3}, σ_{v3} – Spannungszustand nach Eisüberlagerung
- σ_{h4}, σ_{v4} – Theoretischer Spannungszustand nach Entlastung (elastisch)
- σ_{h5}, σ_{v5} – Tatsächlicher Spannungszustand nach Entlastung
- $\sigma_h \text{ irrev.}$ – Irreversible Horizontalspannungen

Bild 5: MOHR'sche Spannungskreise für den Ruhezustand bei glazial evozierter Be- und Entlastung eines Bodenelements.

gekennzeichnet (Kurve ②). Sie entstand während des Konsolidationsprozesses in der Endphase der Gletscherüberdeckung. Eine mögliche Erklärung dafür liefern Untersuchungen von EISSMANN (1981) über die Permafrostbeeinflussung des Tons. Demnach kommt es durch Schmelzvorgänge in den von Permafrost betroffenen bindigen Böden zu Konsistenzänderungen mit der Folge einer Verminderung der Scherfestigkeit. Bei Entlastung durch Regression stellt sich ein Spannungszustand σ_{h5}, σ_{v5} ein, der irreversible Horizontalspannungsanteile enthält.

Zur Veranschaulichung der in überkonsolidierten Böden elastisch gespeicherten Horizontalspannungen hat BAUDENDISTEL (1974) den angenommenen Verlauf der Horizontal- und Vertikalspannungen schematisch vereinfacht aufgetragen (Bild 6). Im Unterschied zu Böden mit rein elastischem Materialverhalten wird angenommen, daß nach der Reduktion der glazialen Überlagerung neben den elastischen Horizontalspannungen $\sigma_h \text{ elast.}$ ein irreversibler Horizontalspannungsanteil $\sigma_h \text{ irrev.}$ im Boden verbleibt. Der Spannungsanteil $\sigma_h \text{ irrev.}$ kann als Eigenspannung bzw. als innere

Spannung des Gebirges bezeichnet werden, die aufgrund teilweise plastischer Verformungen rezent zurückbleiben (N.N., 1982). Nach SMOLTCZYK (1967) läßt sich der Eigenspannungszustand weder mit den Mitteln der Elastizitätstheorie noch der Plastizitätstheorie erfassen. Bezogen auf die heutige Geländeoberfläche ergibt sich ein konstanter Anteil dieser irreversibel gespeicherten Verspannung, mit dem die Tiefenabhängigkeit des Erdruhedruckbeiwerts interpretiert werden kann.

Im angrenzenden Bereich zur postglazialen Geländeoberfläche folgten der Vertikalspannungsentlastung im Zusammenhang mit Verwitterungserscheinungen Umorientierungen im Gefüge. Deshalb ist der tatsächliche Verlauf der irreversiblen Horizontalspannungen durch eine Abnahme bis auf den Wert Null an der heutigen Geländeoberfläche gekennzeichnet.

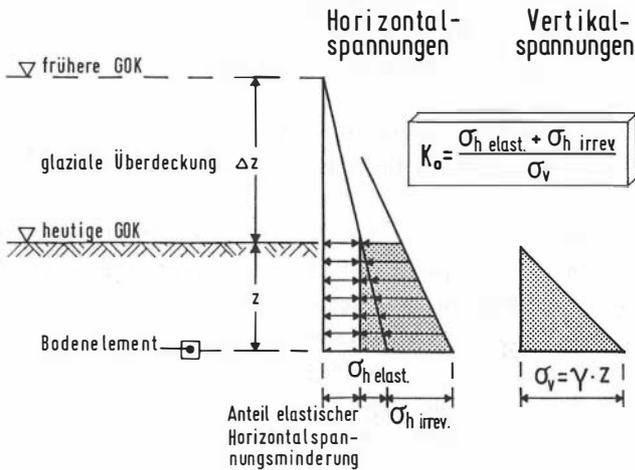


Bild 6: Schematischer Verlauf der Horizontal- und Vertikalspannungen in überkonsolidierten Böden (nach BAUDENDISTEL, 1974)

Neben den beschriebenen mechanischen Einflüssen auf die Tropic des Gebirgsdrucks ist die Abhängigkeit des Horizontalspannungszustands bindiger Böden von der mineralogischen Zusammensetzung sowie von deren physikalischen Bodeneigenschaften untersucht worden. Die mineralogische Zusammensetzung und das Gefüge einer Bodenart bestimmen deren Festig-

keitseigenschaften und somit auch die inhärenten Horizontalspannungen. Grenzwerte des Erdruhedrucks sind für unterschiedliche Bodenarten in WEISSENBACH (1975) angegeben.

Der Einfluß des Konsolidierungszustands auf die Tropie des Gebirgsdrucks ist evident. In normalkonsolidierten Böden herrschen Horizontalspannungen, die durch theoretische Ansätze in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit zutreffend ermittelt werden können. Für unterkonsolidierte Böden (weiche Ablagerungen) liegen bisher keine gesicherten Erkenntnisse vor. Der Vorschlag von GUDEHUS (1980) sowie ABDELHAMID & KRIZEK (1976), bei diesen Böden $\sigma_h = \sigma'_v$ zu setzen, liegt meist auf der sicheren Seite.

Der Erdruhedruck glazial überprägter Tone ist neben den für normalkonsolidierte Tone geltenden Einflüssen maßgebend vom Überkonsolidationsverhältnis OCR abhängig. Mit Hilfe von anisotrop gesteuerten Triaxialversuchen haben z.B. CAMPANELLA & VAID (1972) für marine Tonsedimente die in Bild 7 dargestellte Abhängigkeit des K_0 -Werts vom OCR-Wert ermittelt.

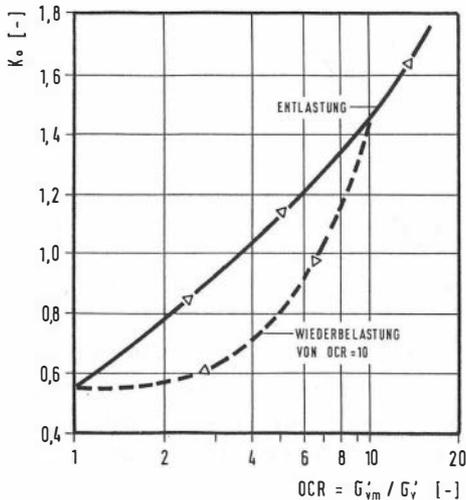


Bild 7: K_0 -Wert in Abhängigkeit vom Überkonsolidationsverhältnis OCR (nach CAMPANELLA & VAID, 1972)

Die Begründung dafür, weshalb der K_0 -Wert überkonsolidierter Tone mit der Tiefe abnimmt, wird anhand der in Bild 8 exemplarisch aufgetragenen Abhängigkeiten deutlich. Das Überkonsolidationsverhältnis OCR ist ebenso wie der $K_{0(oc)}$ -Wert vom Verhältnis der Tiefe z zur glazialen Überdeckungshöhe Δz abhängig. Weil die rezente Vertikalspannung in größerer Tiefe relativ zur maximalen Vorbelastung wächst, nimmt der OCR-Wert und mithin der K_0 -Wert ab.

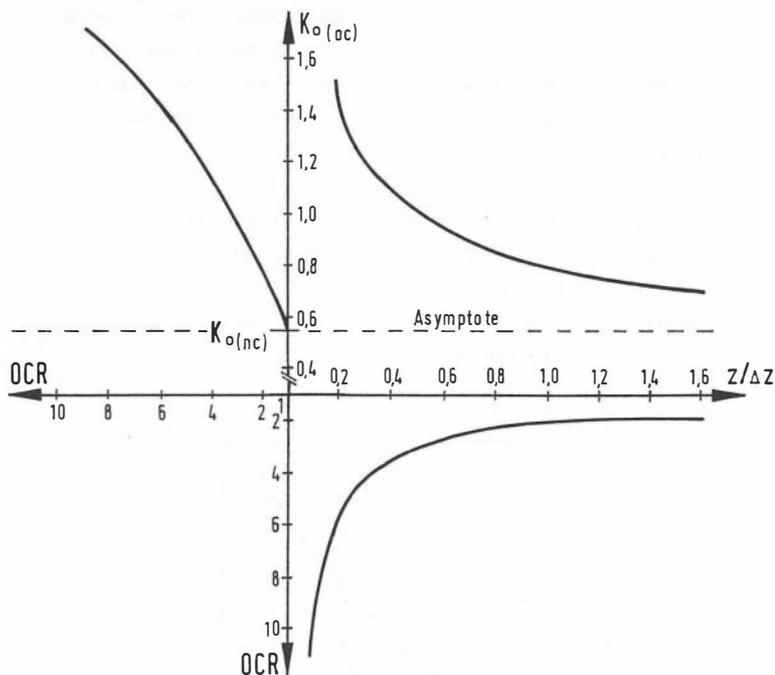


Bild 8: Abhängigkeiten zwischen K_0 , OCR und dem Tiefenverhältnis $z/\Delta z$

Geleitet von der Annahme, daß der K_0 -Wert bindiger Böden nicht ausschließlich von dessen Scherfestigkeit abhängt und diese in der Praxis häufig getroffene Verallgemeinerung zu gravierenden Fehleinschätzungen führen kann, haben BROOKER & IRELAND (1965) aufgrund von Laboruntersuchungen die Bedeutung der Plastizität als weitere wesentliche Einflußgröße auf den K_0 -Wert herausgestellt.

Während sich die bisherigen Betrachtungen auf den Primärspannungszustand bezogen, haben ferner die Ursachen und Einflüsse zur Entstehung der Sekundärspannungszustände Bedeutung für die Tropie des Gebirgsdrucks. Die Ursachen sind banal zu beschreiben als 'technische Eingriffe jeglicher Art im Gebirge, die zur Veränderung des primären, ungestörten Spannungszustands führen'. Hingegen sind die Einflüsse auf den sekundären Spannungszustand vielfältig und interdependent. Neben den geometrischen Abmessungen eines im Boden errichteten Bauwerks sowie äußeren Lasten, z.B. infolge Verankerung oder Ringspaltverpressung, sind die physikalischen Eigenschaften des Baugrunds sowie deren Zeitabhängigkeit als wichtigste Einflüsse für Spannungsänderungen im Gebirge zu nennen.

4.3 Erdruhedruckbeiwert im Primärspannungszustand

4.3.1 Theoretische und empirische Ansätze

Eine Trennung zwischen den analytisch entwickelten und den experimentell hergeleiteten Formeln zur Ermittlung des Erdruhedruckbeiwerts K_0 erscheint nicht sinnvoll, da die im praktischen Sinne brauchbaren theoretischen Ansätze bereits vielfach mit Versuchsergebnissen verglichen bzw. bestätigt wurden und insofern als halbempirisch zu bezeichnen sind. Die meisten Formeln sind nicht allgemeingültig, sondern gelten entweder für nichtbindige oder bindige, normal- oder überkonsolidierte Tone. Der K_0 -Wert überkonsolidierter Böden ist maßgebend von deren Spannungsgeschichte abhängig. Theoretisch hergeleitete Formeln, die den K_0 -Wert als Funktion bodenmechanischer Kennwerte ausdrücken, können daher für geologisch vorbelastete Böden nicht entwickelt werden. Die theoretischen und empirischen Ruhedruckansätze für normalkonsolidierte Böden waren indes Grundlage zur Entwicklung empirischer Formeln für überkonsolidierte Böden und sollen daher zunächst erläutert werden.

4.3.1.1 Ruhedruckansätze für nichtbindige und normalkonsolidierte bindige Böden

Nach der Elastizitätstheorie gelten für den linear elastischen, isotropen und homogenen Halbraum folgende Spannungs- Dehnungsbeziehungen im kartesischen Koordinatensystem:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) \quad (7a)$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z) \quad (7b)$$

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y) \quad (7c)$$

Unter Verwendung der Definition des Ruhedruckbeiwerts (mit $u = 0$) $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \cdot \sigma_z$ folgt aus Gl.(7b)

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (K_0 \cdot \sigma_z - K_0 \cdot \sigma_z \cdot \nu - \sigma_z \cdot \nu) \quad (8)$$

und nach der Ruhedruckbedingung $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (9)$$

Werden die Grenzwerte 0 und 0,5 für die Poissonzahl ν eingesetzt, so ergibt sich $0 \leq K_0 \leq 1,0$ als Variationsspanne für den Erdruhedruckbeiwert. Für praktische Zwecke ist Gl.(9) zur Bestimmung des Erdruhedrucks ungeeignet. Die Poissonzahl ist für den Baugrund bzw. das Gebirge oft keine Materialkonstante, sondern eine vom Spannungszustand abhängige Größe. Der Wert ν ist allenfalls für erstbelastete Böden nahezu konstant. Auch mit Hilfe von Triaxialversuchen kann die Poissonzahl - abgesehen von meßtechnischen Problemen - nur für elastisch isotropes Material ermittelt werden.

JAKY (1944) hat zur Ermittlung des Ruhedruckbeiwerts die Spannungen innerhalb eines imaginären Erdkeils im Halbraum analysiert (Bild 9).

Bei den Betrachtungen geht er vom RANKINE'schen Spannungszustand im Bereich I zwischen den Winkeln φ' und $45^\circ + \varphi'/2$ aus. Die Scherfestigkeit ist auch im Ruhezustand ($\epsilon_h = 0$) mobilisiert und die Bruchbedingung ist in diesem Bereich erfüllt (KEZDI, 1962). Aus den Schubspannungen $\tau_{xz} = \tau_1$ entlang der Grenzfläche O - C lassen sich mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen am Flächenelement die horizontalen Spannungskomponenten an der Grenzfläche berechnen. Für den Bereich II, in dem die Bruchbedingung nicht erfüllt ist, nimmt JAKY den Anstieg der Schubspannungen von der Symmetrieebene bis zur Ebene O - C in Form einer quadratischen Funktion an.

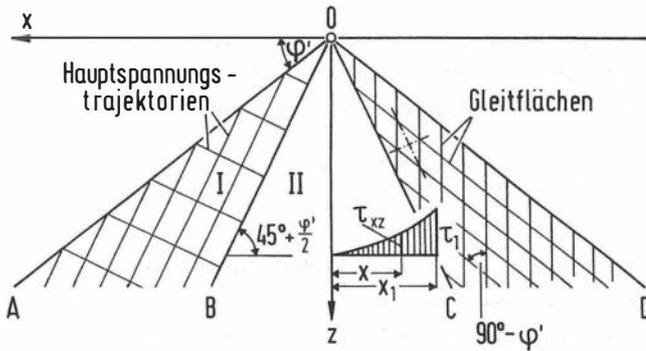


Bild 9: RANKINE'scher Spannungszustand in einem Erdkeil
(nach JAKY, 1944)

Über die Integration der Horizontalspannungsfunktion im Bereich zwischen $x = 0$ und $x = x_1$ ergibt sich die waagerechte Hauptspannung auf der Symmetrieebene und damit der K_0 -Wert zu:

$$K_0 = \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} (1 - \sin \varphi') \quad (10)$$

Für den Reibungswinkel von $\varphi' = 20^\circ$ bis $\varphi' = 40^\circ$ beträgt der Zahlenwert des ersten Terms in Gl.(10) etwa 0,9, weshalb JAKY eine vereinfachte Beziehung für den Ruhedruckbeiwert mit

$$K_0 = 0,9 (1 - \sin \varphi') \quad (11)$$

angab. Die Gleichungen (10) und (11) sind für Böden ohne Kohäsion hergeleitet worden. Aufgrund guter Korrelation mit Ergebnissen zahlreicher Laborversuche hat sich später die auch heute noch in der DIN 1055 empfohlene halbempirische Formel

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (12)$$

sowohl für nichtbindige als auch für normalkonsolidierte bindige Böden in der Praxis durchgesetzt. Gleichung (12) wurde beispielsweise durch die von MAYNE & KULHAWY (1982) durchgeführte Regressionsanalyse mit Versuchsdaten von 121 verschiedenen Böden bestätigt.

Nach einem theoretisch nicht begründeten Vorschlag von NENDZA (1973) kann Gl.(12) auch auf bindige Böden mit Kohäsion übertragen werden, wenn der Ersatzreibungswinkel φ'_0 nach Gl.(13) eingesetzt wird.

$$\varphi'_0 = \arctan \frac{c' + \tan \varphi' \cdot \sigma'}{\sigma'} \quad (13)$$

Für ein nichtbindiges Erdelement im Halbraum mit waagerechter Oberfläche hat SOWADA (1968) den Spannungszustand des Ruhedruckes sowie den Bruchspannungszustand durch MOHR'sche Spannungskreise dargestellt und aufgrund geometrischer Beziehungen folgende Formel für den Ruhedruckbeiwert entwickelt:

$$K_0 = \frac{\sqrt{1-0,6 \cdot \cos 2\varphi'} - \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'}{\sqrt{1-0,6 \cdot \cos 2\varphi'} + \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'} \quad (14)$$

BROOKER & IRELAND (1965) führten Laborversuche mit verschiedenen Tonen durch und leiteten aus den Ergebnissen für normalkonsolidierte bindige Böden die Beziehung

$$K_0 = 0,95 - \sin \varphi' \quad (15)$$

ab. Sie bemerkten außerdem eine signifikante Zunahme des Ruhedruckbeiwerts für Böden mit größerer Plastizität. Dafür ergab eine von MADER (1989) durchgeführte Korrelationsrechnung die Formel:

$$K_{0(nc)} = 0,178 + 0,286 \cdot \log I_p \quad [I_p \text{ in } \%] \quad (16)$$

TAVENAS et al. (1975) verglichen die Ergebnisse eigener in-situ Versuche mit Gl.(15) und bezeichneten die K_0 -Werte nach dem Ansatz von BROOKER & IRELAND als minimale Grenzwerte für normalkonsolidierte Tone.

ALPAN (1967) ermittelte anhand der von KENNEY (1959) veröffentlichten Versuchsergebnisse eine empirische Beziehung für den Ruhedruckbeiwert normalkonsolidierter Tone in Abhängigkeit von der Plastizität I_p .

$$K_0(nc) = 0,19 + 0,233 \cdot \log I_p \quad [I_p \text{ in \%}] \quad (17)$$

ABDELHAMID & KRIZEK (1976) verwandten einen Ansatz von ROWE, dem ein im Primärspannungszustand mobilisierter Reibungswinkel φ'_w zugrunde liegt:

$$K_0(nc) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_w}{2} \right) \quad (18)$$

Die Beziehung zwischen dem wahren Reibungswinkel φ'_w nach HVORSLEV und φ' geben sie für normalkonsolidierte Böden mit

$$\varphi'_w = 1,15 (\varphi' - 9) \quad (19)$$

an, wonach sich für K_0 folgende Formel ergibt:

$$K_0(nc) = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{1,15 (\varphi' - 9)}{2} \right] \quad (20)$$

Weitere Ansätze zur Ermittlung des Erdruhedrucks im allgemeinen Fall berücksichtigen die Geländeform. Weil auf dieses geometrische Problem hier nicht eingegangen werden soll, wird auf die Veröffentlichungen von BERGER (1966), FRANKE (1974) und GÜNTHER (1968, 1973, 1988) hingewiesen.

Bild 10 zeigt eine tabellarische Zusammenstellung der Erdruhedruckansätze für normalkonsolidierte Böden. Für einen anschaulichen Vergleich der Ansätze sind die Ruhedruckbeiwerte K_0 in Abhängigkeit vom inneren Reibungswinkel φ' in Bild 11 graphisch dargestellt. Zur Auswertung der Ansätze von MADER (1989) und ALPAN (1967) wird folgende Beziehung zwischen dem Reibungswinkel φ' und der Plastizitätszahl I_p aufgrund einer eigenen Korrelationsrechnung mit Werten von BROOKER & IRELAND (1965) sowie SKEMPTON (1953) eingeführt:

$$\varphi' = 66,5 \cdot I_p^{-0,38} \quad [I_p \text{ in \%}] \quad (21)$$

Gl.Nr.	Referenz	Funktion	Bodenart
(9)	Elastizitätstheorie	$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	
(10)	JAKY (1944)	$K_0 = \frac{1+2/3 \sin \varphi'}{1+\sin \varphi'} (1-\sin \varphi')$	nichtbindig
(11)	JAKY (1944)	$K_0 = 0,9 (1-\sin \varphi')$	nichtbindig
(12)	JAKY (1944)	$K_0 = 1-\sin \varphi'$	nichtbindig, bindig
(13)	NENDZA (1973)	$K_0 = \arctan \frac{c' + \tan \varphi' \cdot \sigma'}{\sigma'}$	bindig
(14)	SOWADA (1968)	$K_0 = \frac{\sqrt{1-0,6 \cdot \cos 2\varphi'} - \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'}{\sqrt{1-0,6 \cos 2\varphi'} + \sqrt{0,1} \sin 2\varphi'}$	nichtbindig
(15)	BROOKER & IRELAND (1965)	$K_0 = 0,95 - \sin \varphi'$	bindig
(16)	MADER (1989)	$K_0 = 0,178+0,286 \cdot \log I_p$ [Ip in %]	bindig
(17)	ALPAN (1967)	$K_0 = 0,19+0,233 \cdot \log I_p$ [Ip in %]	bindig
(20)	ABDELHAMID & KRIZEK (1976)	$K_0 = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{1,15 (\varphi' - 9)}{2} \right]$	bindig

Bild 10: Erdruchdruckansätze für normalkonsolidierte Böden

Mit Ausnahme der Beziehung von SOWADA (Gl.14), dessen annähernd konstanter Verlauf ab einem Reibungswinkel von $\varphi' = 25^\circ$ und sogar steigender Verlauf ab $\varphi' = 35^\circ$ der Erddrucktheorie widerspricht, sind alle dargestellten Funktionen mit zunehmendem Reibungswinkel monoton fallend. Die mittlere Variationsspanne der verschiedenen Ansätze für den Ruhedruckbeiwert nichtbindiger und normalkonsolidierter bindiger Böden beträgt etwa $\pm 0,07$. Die vereinfachte Gleichung von JAKY

$$K_0(nc) = 0,9 (1 - \sin \varphi') \quad (11)$$

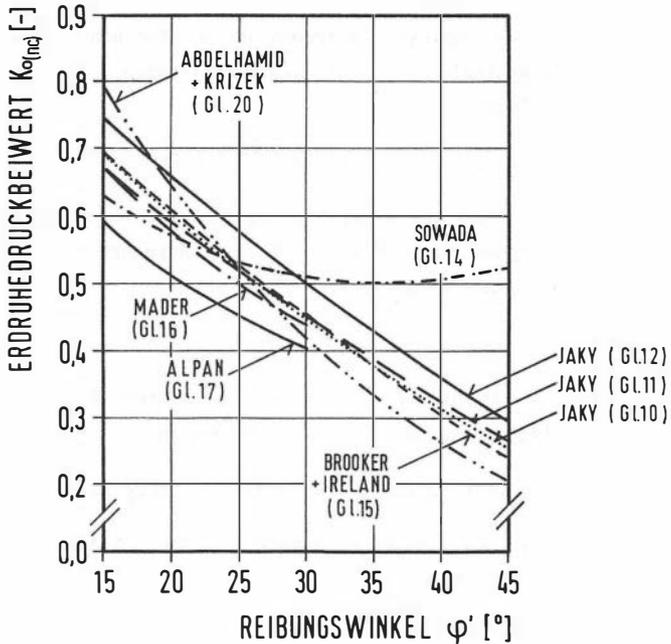


Bild 11: Erdruhdruckbeiwerte $K_0(nc)$ in Abhängigkeit von ϕ' für normalkonsolidierte Böden

repräsentiert die Gesamtheit der meist empirischen Ansätze mit der geringsten Standardabweichung.

4.3.1.2 Ruhedruckansätze für überkonsolidierte bindige Böden

Erste Erkenntnisse über die Abhängigkeit des Erdruhdrucks von der Spannungsgeschichte eines Bodens wurden 1936 gleichzeitig von KJELLMAN für vorbelasteten Sand und von SAMSIOE für einen überkonsolidierten Ton veröffentlicht. Mit Hilfe eines indirekten Bestimmungsverfahrens auf der Grundlage von Laborversuchsergebnissen gelang SKEMPTON (1961) erstmals die quantitative Ermittlung des K_0 -Werts für einen überkonsolidierten Ton (s. Abschn. 4.3.2.3). BROOKER & IRELAND (1965) ermittelten K_0 -Werte

für verschiedene vorbelastete Tone durch direkte Messungen in einem speziell entwickelten Ödometer. Aufgrund dieser Versuchswerte formulierte SCHMIDT (1966) erstmals eine funktionale Beziehung für den K_0 -Wert überkonsolidierter Tone:

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin 1,2 \varphi') \text{OCR}^{\sin 1,2 \varphi'} \quad (22)$$

Ebenso wie die Formel von SCHMIDT haben auch die empirisch entwickelten Gleichungen anderer Autoren bis auf eine Ausnahme einen prinzipiell gleichen Aufbau einer Potenzfunktion der Form:

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot \text{OCR}^m \quad (23)$$

ALPAN (1967) wertete die Versuchsergebnisse anderer Autoren aus und gab für überkonsolidierte Tone folgende Beziehung an:

$$K_{0(oc)} = (0,19 + 0,233 \cdot \log I_p) \text{OCR}^m \quad [I_p \text{ in } \%] \quad (24)$$

Der Exponent m berücksichtigt nach ALPAN den Einfluß der Plastizität.

$$m = \frac{10^{(-I_p/281)}}{1,85} \quad (25)$$

TAVENAS et al. (1975) führten in-situ Versuche in einem überkonsolidierten Ton mit $\text{OCR} = 2,1$ durch und nannten als oberen Grenzwert für den Erdruchdruckbeiwert eines OC-Tons die Beziehung:

$$\max K_{0(oc)} = (0,95 - \sin \varphi') \text{OCR} \quad (26)$$

Die Tatsache, daß alle experimentell ermittelten $K_{0(oc)}$ -Werte geringer waren als nach Gl.(26) werteten die Autoren als Bestätigung für ihre Formel. Die statistische Auswertung von 82 experimentell bestimmten $K_{0(oc)}$ -Werten unterschiedlicher überkonsolidierter Tone ergab nach MAYNE & KULHAWY (1982) für den Exponenten m in Gl.(23) die beste Korrelation mit dem Term $\sin \varphi'$. Die Gleichung für den Erdruchdruckbeiwert überkonsolidierter Tone lautet demnach:

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin \varphi') \text{OCR}^{\sin \varphi'} \quad (27)$$

Aufgrund der Ergebnisse von Laboruntersuchungen anderer Autoren gibt GUDEHUS (1980) in der dritten Auflage des Grundbautaschenbuchs, Teil 1, für totale Spannungen von OC-Böden die Beziehung:

$$\sigma_h = K_{0(nc)} \cdot \sigma_v + 0,1 (\sigma_{vm} - \sigma_v) \quad (28)$$

an. Für den Erdruhedruckbeiwert ergibt sich daraus:

$$K_{0(oc)}^{tot} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1 - \sin \varphi' + 0,1 \left(\frac{\sigma_{vm}}{\sigma_v} - 1 \right) \quad (29)$$

$$K_{0(oc)}^{tot} = 0,9 - \sin \varphi' + 0,1 \cdot OCR \quad (30)$$

wobei das Überkonsolidationsverhältnis OCR im Gegensatz zur üblichen Definition hier für den Quotienten totaler Spannungen steht. Unter der Annahme eines wassergesättigten Bodens mit $\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$ sowie einem Grundwasserstand in Höhe der Geländeoberkante ergibt sich $u = \sigma'_v$ und damit

$$K_{0(oc)}^{tot} = \frac{\sigma'_h + u}{\sigma'_v + u} = \frac{\sigma'_h + \sigma'_v}{2 \sigma'_v} \quad (31)$$

und für den auf effektive Spannungen bezogenen $K_{0(oc)}$ -Wert

$$K_{0(oc)} = 2 K_{0(oc)}^{tot} - 1 = 2 (0,9 - \sin \varphi' + 0,1 \cdot OCR) - 1 \quad (32)$$

Die von GUDEHUS (1980) angegebene Formel (Gl.28) ist für normal-konsolidierte Böden mit $\sigma_{vm} = \sigma_v$ bzw. $OCR = 1$ nicht widerspruchsfrei. Unter den o.g. Bedingungen sowie einem Reibungswinkel von $\varphi' = 30^\circ$ ergibt sich nach Gl.(28) $\sigma_h = 0$ und nach Gl.(32) $K_{0(oc)} = 0$. Hingegen verwendet GUDEHUS für normalkonsolidierte Böden $K_0 = 1 - \sin \varphi'$, womit für die effektive Horizontalspannung $\sigma'_h = (1 - \sin \varphi') \cdot \sigma'_v \neq 0$ folgt. In der inzwischen erschienenen vierten Auflage des Grundbautaschenbuchs, Teil 1, wird für den Erdruhedruckbeiwert überkonsolidierter Böden eine auf effektive Spannungen bezogene Potenzfunktion gemäß Gl.(23) angegeben (GUDEHUS, 1990).

In Bild 12 sind die wichtigsten empirisch entwickelten Ruhedruckansätze für überkonsolidierte bindige Böden zusammengestellt.

Gl.Nr.	Referenz	Funktion
(22)	SCHMIDT (1966)	$K_{0(oc)} = (1 - \sin 1,2\varphi')$ $OCR \sin 1,2\varphi'$
(24)	ALPAN (1967)	$K_{0(oc)} = (0,19 + 0,233 \cdot \log I_p)$ OCR^m [I _p in %] mit $m = \frac{10(-I_p/281)}{1,85}$
(26)	TAVENAS (1975)	$K_{0(oc)} = (0,95 - \sin \varphi')$ OCR
(27)	MAYNE & KULHAWY (1982)	$K_{0(oc)} = (1 - \sin \varphi')$ OCR $\sin \varphi'$
(32)	GUDEHUS (1980)	$K_{0(oc)} = 2 (0,9 - \sin \varphi' + 0,1 \cdot OCR) - 1$

Bild 12: Erdruhedruckansätze für überkonsolidierte bindige Böden

Bild 13 zeigt die graphische Darstellung der Gleichungen aufgrund einer Auswertung in Abhängigkeit von φ' und OCR. Dabei wurde die Plastizitätszahl I_p in der Formel von ALPAN wiederum durch die in Gl.(21) gegebene Beziehung in Abhängigkeit vom Reibungswinkel ersetzt.

Von größerer praktischer Bedeutung wäre es gewesen, das Konsolidierverhältnis KV anstatt des Überkonsolidationsverhältnisses OCR als unabhängige Variable in die Formeln zur Bestimmung des Ruhedruckes $K_{0(oc)}$ einzuführen (s. Abschn. 2.1).

Die zuverlässige Angabe des $K_{0(oc)}$ -Werts aufgrund eines empirischen Ansatzes ist aus zwei Gründen zweifelhaft. Erstens ist die Abschätzung des OCR-Werts schwierig und fragwürdig. Wie in Abschn. 4.3.2.1 gezeigt wird, verhelfen auch entsprechende Laborversuche nicht immer zu einer eindeutigen Angabe der geologischen Vorbelastung. Bild 13 zeigt jedoch, daß alle Autoren dem OCR-Wert einen maßgebenden Einfluß auf die Höhe des Erdruhedruckbeiwerts beimessen.

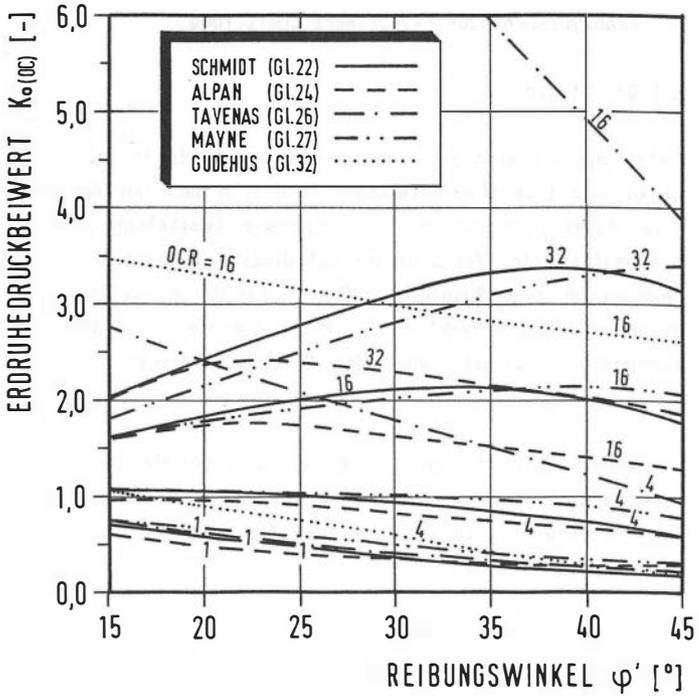


Bild 13: Erdruhedruckbeiwerte $K_{0(OCR)}$ in Abhängigkeit von φ' und OCR für überkonsolidierte bindige Böden

Zweitens zeigt ein Vergleich der in Bild 13 dargestellten Ruhedruckansätze inakzeptabel große Variationsspannen für den $K_{0(OCR)}$ -Wert. Beispielsweise ergeben sich schon bei einem Überkonsolidationsverhältnis von $OCR = 4$ Differenzen von mehr als 100 % für den Ruhedruckbeiwert. Mit steigendem OCR-Wert nimmt diese Bandbreite überproportional zu.

4.3.2 Laborversuche zur $K_{0(oc)}$ -Wert Ermittlung

4.3.2.1 Grundlagen

Zur Erfassung des geostatischen Spannungszustands im Labor wurden zahlreiche Versuchstechniken entwickelt, die sich nach der Art ihrer Auswertung den Kategorien direkte und indirekte Ermittlung zuordnen lassen. Die Systematik aller Versuche zur Ruhedruckermittlung beruht darauf, daß der Bodenprobe eine Spannungsgröße - zumeist in vertikaler Richtung - aufgezungen und die Reaktion der Probe durch Messung der zweiten Spannungskomponente (direkt) oder des Porenwasserdrucks (indirekt) erfaßt wird.

Im folgenden werden die prinzipiellen Unterschiede der Methoden anhand von Beispielen für beide Kategorien erläutert. Die Auswahl der Versuchsmethoden beschränkt sich auf jene, die zur Untersuchung überkonsolidierter Böden geeignet sind.

Weil der $K_{0(oc)}$ -Wert überkonsolidierter Böden von der Spannungsgeschichte des Sediments abhängt, werden die Be- und Entlastungen, denen das Bodenelement seit Beginn seiner Sedimentation ausgesetzt war, nachgefahren. Dafür ist zuvor eine Bestimmung der maximalen geologischen Vorbelastung σ'_{vm} sowie der aktuell wirksamen Vertikalspannung σ'_v erforderlich. Sofern keine tektonischen Beanspruchungen zu berücksichtigen sind, kann σ'_v hinreichend genau aus der Wichte und Mächtigkeit überlagernder Bodenmassen, gegebenenfalls unter Einbeziehung des Auftriebs, berechnet werden.

Die experimentelle Ermittlung der geologischen Vorbelastung σ'_{vm} erfolgt anhand einer speziellen Auswertung des Ödometerversuchs. Nach Untersuchungen von RAABE (1984) kommen dafür nur ungestörte Bodenproben in Frage. Beim ältesten und auch heute noch bekanntesten empirischen Ansatz von CASAGRANDE (1936) erhält man σ'_{vm} in der halblogarithmischen Darstellung der Spannungs- Porenzahl- Beziehung aus dem Schnittpunkt der Endtangente an den Erstbelastungsast mit der Halbierenden des Winkels, der durch die Tangente in dem Punkt der größten Krümmung und die Horizontale im Tangentenpunkt gebildet wird (Bild 14a). Das Verfahren setzt

einen eng begrenzten Krümmungsbereich im Kurvenverlauf voraus, der jedoch materialbedingt oder wegen Probenstörungen häufig nicht gegeben ist. Aufgrund der Untersuchungen von BRUMUND et al. (1976) führen kleinere Lastinkremente sowie die einheitliche Druckbeaufschlagung in minimal erforderlichen Konsolidationszeiträumen zu realistischeren Ergebnissen. Als zuverlässiger wird dennoch ein Verfahren von MURAYAMA & SHIBATA (1958) beurteilt, das ein rheologisches Modell als Grundlage hat. Es beruht auf einer Betrachtung der Sekundärsetzungen in der halblogarithmisch dargestellten Zeit-Setzungslinie, deren Neigung durch den Kriechbeiwert

$$C_{\alpha} = - \frac{\Delta e}{\ln \frac{t_2}{t_1}} \quad (33)$$

ausgedrückt wird (Bild 14b). Trägt man den Wert C_{α} als Maß für die Kriechgeschwindigkeit für jede Laststufe über der vertikalen Spannung σ' auf, folgt die geologische Vorbelastung σ'_{vm} aus der Knickstelle dieser Funktion (Bild 14c).

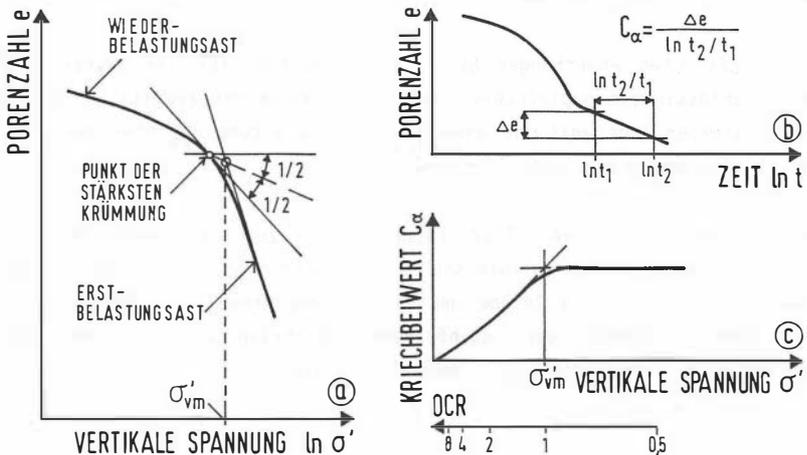


Bild 14: Experimentelle Verfahren zur Bestimmung der geologischen Vorbelastung σ'_{vm} a) nach CASAGRANDE (1936) b,c) nach MURAYAMA & SHIBATA (1958)

Bei Erstbelastung ($OCR \leq 1,0$) ist der Kriechbeiwert C_α unabhängig von der Konsolidationsspannung, im Bereich der Wiederbelastung sinkt er mit steigendem Überkonsolidationsverhältnis OCR.

Trotz vielfacher Forschungsaktivitäten zur Vorbelastungsermittlung zeigen nach FEESER (1986) alle Verfahren eine mangelnde Reproduzierbarkeit der Ergebnisse, die im wesentlichen auf Gefügeveränderungen bei der Probenentnahme und -bearbeitung zurückzuführen ist. Da die Entspannungsdehnungen überkonsolidierter Böden in lateraler Richtung geringer als in vertikaler Richtung sind, schlagen KHERA & SCHULZ (1985) vor, die Untersuchung an 90° gedrehten Proben vorzunehmen. Wegen der Nichtbeachtung der Formänderungsbedingungen in-situ ist die Zuverlässigkeit der nach diesem Vorschlag ermittelten Vorbelastung jedoch anzuzweifeln. Bei Kenntnis der Anfangsporenzahl e_0 des erstbelasteten Bodens sowie der Porenzahl des OC-Bodens e ließe sich die geologische Vorbelastung theoretisch auch über die Schwell- und Kompressionsbeiwerte C_s und C_c berechnen. Auch dieser Ansatz ist wegen der Unsicherheiten bei der Bestimmung der erforderlichen Parameter zweifelhaft, weshalb GUDEHUS (1981) eine geologische und mechanische Interpretation zur realistischen Abschätzung von σ'_{vm} für unerlässlich hält.

Diese kritischen Anmerkungen haben auch Bedeutung für die Beurteilung der Zuverlässigkeit empirischer Formeln zur Erdruhedruckermittlung überkonsolidierter Tone weil die geologische Vorbelastung σ'_{vm} über den OCR-Wert in diesen Formeln enthalten ist.

Als immanentes Problem aller Laborversuche zum Spannungs- Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone haben die Störungen des Spannungszustands bei Entnahme und Bearbeitung erheblichen Einfluß auf die Zuverlässigkeit der nachfolgend beschriebenen direkten und indirekten Verfahren zur $K_{0(OC)}$ -Wert Ermittlung.

4.3.2.2 Direkte Bestimmungsverfahren

Die klassische Methode zur direkten Ruhedruckbestimmung ist der Ödometerversuch. BROOKER & IRELAND (1965) entwickelten ein Kompressions-

gerät mit dem die seitliche Dehnung kontrolliert und der Seitendruck gemessen werden kann (Bild 15). Dazu wird die Bodenprobe von einer dünnen Stahlmembrane, auf deren Rückseite Dehnungsmeßstreifen appliziert sind, umgeben. Bei vertikaler Belastung der Probe wird deren seitliche Ausdehnung gemessen und durch Nachregeln eines Öldrucks hinter der Stahlmembrane revidiert, womit die Ruhedruckbedingung $\epsilon_h = 0$ erfüllt ist.

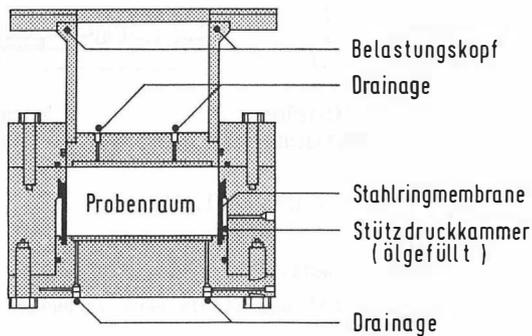


Bild 15: Ödometer mit Messung des seitlichen Stützdrucks
(BROOKER & IRELAND, 1965)

Ein OC-Boden ist erst unter seiner - zuvor ermittelten - geologischen Vorbelastung σ'_{vm} zu rekonsolidieren und anschließend auf die derzeit in-situ wirksame Vertikalspannung σ'_v zu entlasten. Die zu σ'_v entsprechende Horizontalspannung σ'_h ist dem zur Kompensation seitlicher Dehnungen erforderlichen Öldruck äquivalent.

Das von ABDELHAMID & KRIZEK (1976) verwandte 'Slurry Consolidometer' hat eine ähnliche Funktionsweise, jedoch werden die Horizontalspannungen von Miniaturdruckdosen gemessen. Bei dem von FEESER (1986) entwickelten 'Hochdrucködometer' werden die Ringwandungen des Probenrings von drei im Winkel von 120° zueinander angeordneten Dehnungsmeßstreifen aufgenommen. Durch den Einsatz numerischer Berechnungsverfahren gelang es FEESER den dreidimensionalen Spannungszustand vertikal belasteter Proben zu ermitteln.

Auf einem anderen Meßprinzip beruht das von SHERIF & ISHIBASHI (1981) entwickelte 'Stress - Meter'. Der Probenraum des Gerätes ist halbkreisförmig, dessen gerade Seite durch einen rollend gelagerten, massiven Stahlwinkel abgeschlossen ist (Bild 16).

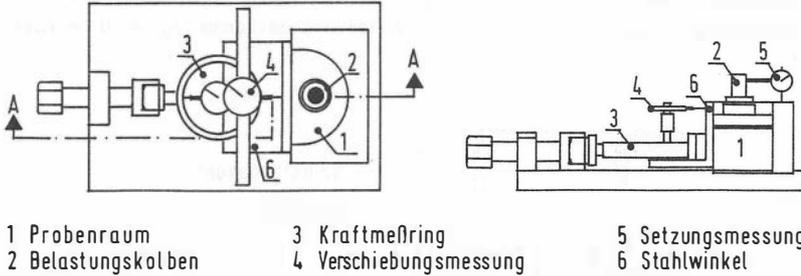


Bild 16: Stress - Meter (SHERIF & ISHIBASHI, 1981)

Die bei vertikaler Belastung auftretenden horizontalen Verschiebungen werden kompensiert, indem ein mit dem Stahlwinkel verbundener Kraftmeßring nachgespannt wird.

Nach MADER (1989) werden die Ergebnisse der ödometrischen K_0 -Wert Ermittlung durch Schubspannungen an der Wandung des Probenrings sowie durch ungenügenden Kraftschluß zwischen Probe und Wandung erheblich beeinträchtigt.

Diese Probleme lassen sich durch die Verwendung von Triaxialzellen zur direkten Erdruhedruckermittlung vermeiden. Eine von BISHOP (1958) entwickelte Methode beruht auf dem Prinzip, die durch Vertikalspannungen verursachten Probendehnungen aus der Differenz zwischen dem Stauchungsvolumen und dem Volumen des ausgepreßten Porenwassers zu ermitteln. Durch Erhöhung des Zelldrucks werden festgestellte Probendehnungen revidiert. Der dazu erforderliche Zelldruck entspricht der Horizontalspannung unter Ruhedruckbedingungen. Bei dem Verfahren von CAMPANELLA & VAID (1972) wird die Volumenänderung der Zellflüssigkeit als Indikator für die Probendehnung unter vertikaler Belastung herangezogen. Die Horizontalspannung ergibt sich aus dem Zelldruck, der zur Einhaltung der Ruhe-

druckbedingung $\epsilon_h = 0$ erforderlich ist. Dabei ist die Kompressibilität der Zellflüssigkeit - meist Glycerin - zu berücksichtigen.

Für beide zuletzt genannten Verfahren muß ebenso wie für die nachfolgend beschriebene indirekte Methode zur $K_{0(OC)}$ -Wert Ermittlung 100 %ige Sättigung vorausgesetzt werden. Eigene Untersuchungen bestätigen die Aussage von BISHOP & WESLEY (1975), daß die vollständige Sättigung überkonsolidierter Tone im Labor oft nicht zu erreichen ist. Außerdem können dabei chemisch- physikalische Quellerscheinungen den Zustand der untersuchten Probe erheblich beeinflussen.

Die bei direkten Verfahren erforderliche Rekonsolidierung der Bodenprobe zur Simulation der geologischen Vorbelastung σ'_{vm} gelingt bei OC-Tonen häufig nicht, weil Texturveränderungen nur bedingt reversibel sind. Die Auswertung der Verfahren beruht auf einer integralen K_0 -Wert Ermittlung bezogen auf die gesamte Probenhöhe, weshalb eine oft unzutreffende Homogenität der Proben vorauszusetzen ist.

4.3.2.3 Indirekte Bestimmungsverfahren

Die Besonderheit des von SKEMPTON (1961) entwickelten indirekten Verfahrens zur Bestimmung des Erdruhedruckbeiwerts K_0 besteht darin, daß es mit konventionellen Laborgeräten durchgeführt werden kann. Um den vergleichsweise aufwendigen Verfahrensablauf in komprimierter Form beschreiben zu können, wurden die Angaben von SKEMPTON hier in ein Flußdiagramm umgesetzt (Bild 17). Diese Darstellung enthält alle notwendigen Formeln und sonstigen Angaben zum Verfahrensablauf, weshalb auf eine detaillierte Erläuterung verzichtet werden kann.

Aus der qualitativen Auftragung eines Spannungspfades (Bild 17a) geht hervor, daß sich bei der Entnahme einer Bodenprobe ein Übergang von dem gesuchten anisotropen ($K_0 \neq 1$) in einen isotropen Spannungszustand ($K_0 = 1$) vollzieht. Die äußeren Spannungen gehen dabei auf Null zurück. Unter der Voraussetzung, daß der Bodenprobe kein Wasser zugeführt wird, werden die Entspannungsbestrebungen des Bodens bei plötzlicher Entlastung durch entstehende Oberflächenspannungen im freien Porenwasser

behindert. Im Gleichgewichtszustand wirkt eine isotrop verteilte Kapillarspannung p_K in der Probe, die auch als Porenwasserunterdruck bezeichnet wird.

Für die von SKEMPTON entwickelte Methode zur Ermittlung der unbekanntenen Kapillarspannung p_K werden die Scherparameter eines unkonsolidierten, undränierten (UU) sowie eines konsolidierten undränierten (CU) Triaxialversuchs herangezogen. Sie sind an ungestörten, gesättigten Proben gleicher Porenzahl zu ermitteln. Mit den in Bild 17b dargestellten Beziehungen zwischen den Parametern des UU- und CU- Triaxialversuchs wird nach Einführung des Porenwasserdruckbeiwerts A_f die Bestimmungsgleichung für p_K (Gl.36) erhalten.

Die Rückrechnung des in-situ Spannungszustands erfolgt über die Porenwasserdruckgleichung von SKEMPTON (1954), Gl.(37). Der dafür benötigte Porenwasserdruckbeiwert für nicht entwässerte Entlastung A_S ist aus einem dreiaxialen Entlastungsversuch zu ermitteln. Mit dem Koeffizienten A_S wird eine Beziehung der im Versuch gemessenen Porenwasserdruckänderung Δu zur äußeren Spannungsänderung $\Delta \sigma$ angegeben. Die nach Gl.(40) erhaltenen Ruhedruckbeiwerte will SKEMPTON als Näherung verstanden wissen, die zumindest eine fehlerfreie Tendenz des mit der Tiefe abnehmenden K_0 -Werts ausdrückt.

Als Grundlage eigener Untersuchungen hat SCHULZ (1985) den Vorschlag von SKEMPTON übernommen, jedoch eine unzutreffende Voraussetzung des Verfahrens präzisiert. Zur Kapillarspannungsermittlung setzt SKEMPTON gleiche Porenzahlen für die untersuchten Bodenproben voraus. Diese Annahme wird für die unmittelbar nebeneinander entnommenen Proben nur vor der Untersuchung gerechtfertigt sein. Während der Durchführung eines unkonsolidierten und eines konsolidierten Triaxialversuchs kann jedoch keine Übereinstimmung der Porenzahlen erwartet werden. SCHULZ hat daher auf der Grundlage des 'Critical state' - Konzeptes von ROSCOE et al. (1958) eine Normierung der Scherparameter bezogen auf eine Porenzahl für beide Versuchstypen vorgenommen.

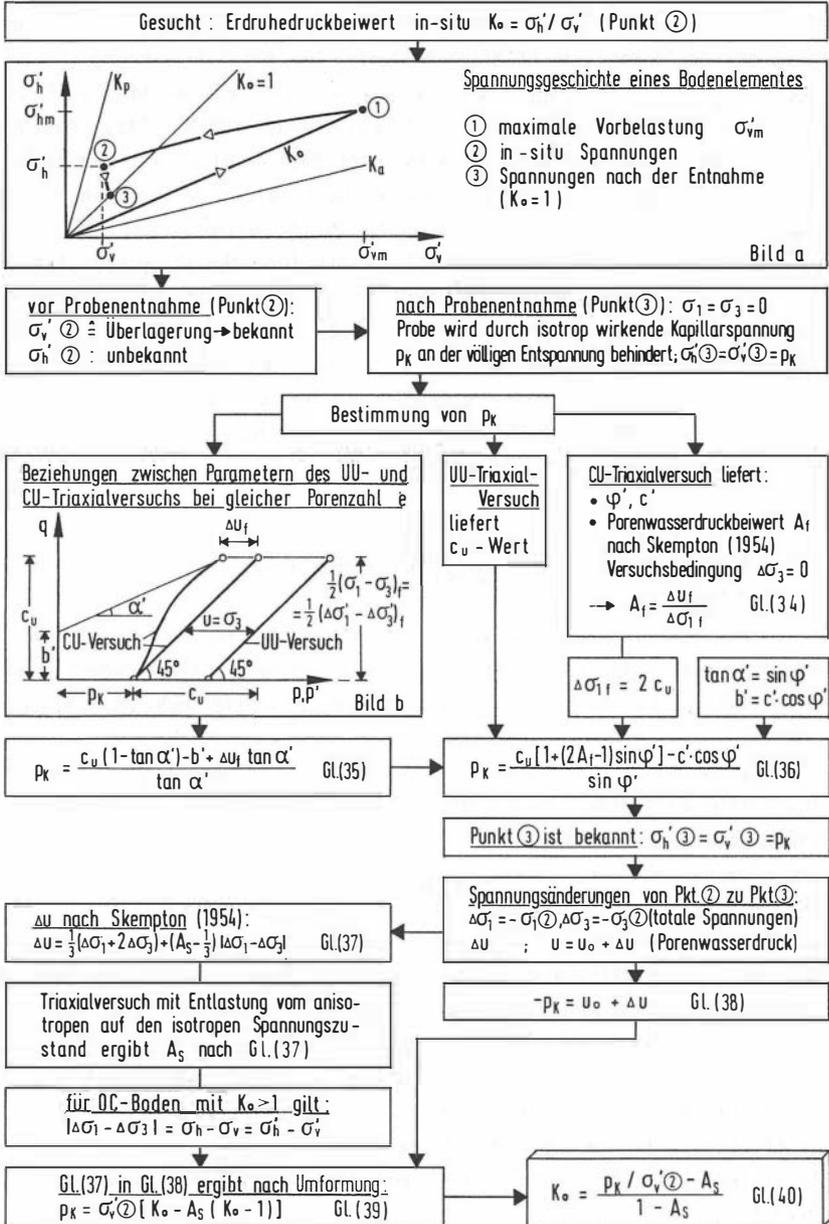


Bild 17: Flußdiagramm für die indirekte K_0 -Wert Ermittlung, nach Angaben von SKEMPTON (1961)

Trotz dieser Korrektur bleiben die fundamentalen Probleme bei der Anwendung des Verfahrens von SKEMPTON bestehen. Die Kapillarspannung p_K kann durch Laborversuche nicht hinreichend genau ermittelt werden, weil sie sofort nach der Probenentnahme drastisch abnimmt (WROTH, 1975). Für OC-Böden sind ferner die versuchstechnischen Möglichkeiten zur Ermittlung des Porenwasserdruckbeiwerts A_F unzureichend; die erforderliche Porenwasserdruckmessung in der Bruchzone der Probe gelingt nicht. Auch die Ermittlung des Porenwasserdruckkoeffizienten für Schwellvorgänge A_S ist unzulänglich, da der gesuchte K_0 -Wert zur Erzeugung des anisotropen in-situ Spannungszustands geschätzt werden muß. Wegen dieser Mängel bei der indirekten K_0 -Wert Bestimmung hat SCHULZ die Zahlenwerte für A_F und A_S in einem konkreten Beispiel schließlich aufgrund von Literaturangaben geschätzt. Auch MADER (1989) bezeichnet eigene Versuche, die Methode von SKEMPTON anzuwenden, als unbefriedigend.

4.3.3 In-situ Messungen zur $K_0(oc)$ -Wert Ermittlung

Erste Methoden der Spannungsmessung in-situ wurden für den Felshohlraumbau entwickelt. Zu den wichtigsten Verfahren gehört das Entspannungsmeßverfahren im Bohrloch und der Bohrlochvertiefungsversuch (in: WITKE, 1984), bei denen die Verformungen oder Verschiebungen des zuvor unverritzten Gebirges während einer gezielten Entspannung gemessen werden. Mit Hilfe der elastischen Materialkennwerte des Gebirges werden die Primärspannungen berechnet. Eine Anwendung dieser Methoden in überkonsolidierten Tonen ist hauptsächlich wegen unzureichender Kenntnis der Poissonzahl sowie Nichtbeachtung der Porenwasserdruckänderungen auszuschließen. Besser geeignet erscheint der Schlitzentlastungsversuch, bei dem ein Druckkissen in einen zuvor eingeschränkten Schlitz im Gebirge eingesetzt und anschließend soweit belastet wird, bis die bei der Schlitzherstellung entstandenen Verformungen durch den Kissendruck kompensiert sind. Die Ergebnisse dieses Versuchs unterliegen jedoch hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit großen Unsicherheiten weil der Spannungszustand nur am Rand eines größeren Hohlraums - z.B. eines Schachtes - ermittelt werden kann, dort aber durch Spannungsumlagerungen bereits gestört ist.

Eine exakte Ruhedruckermittlung erfordert grundsätzlich die Messung der totalen Vertikal- und Horizontalspannungen σ_v , σ_h sowie des Porenwasserdrucks u , denn auch in-situ ist die direkte Erfassung effektiver Spannungen, ebenso wie im Labor, meßtechnisch nicht möglich. Bei den meisten aus der Literatur bekannten Untersuchungen beschränkt man sich auf die Horizontalspannungsermittlung. Zur Auswertung wird vereinfachend für die Vertikalspannung σ_v das Gewicht des überlagernden Bodens und für den Porenwasserdruck u der hydrostatische Wasserdruck bis zur Höhe des Grundwasserleiters angenommen. Neueste, bisher noch unbestätigte Forschungsergebnisse von MADER (1989) geben Anlaß zu der Vermutung, daß in sehr schwach durchlässigen überkonsolidierten Böden bei Existenz eines Stagnationsgradienten i_0 Restporenwasserunterdrücke vorhanden sein müßten (s. Abschnitt 7.5.5). Als Konsequenz eines rezenten Porenwasserunterdrucks wäre ein gegenüber dem hydrostatischen Wasserdruck geringerer Porenwasserdruck anzusetzen, der eine Erhöhung der effektiven Horizontal- und Vertikalspannungen zur Folge hätte.

Die Absicht, den ungestörten Primärspannungszustand messen zu wollen, ist angesichts der dazu angewandten Methoden paradox. Der Spannungszustand im Boden wird zwangsläufig schon durch den Einbau eines Meßinstruments und meist auch während der Messung verändert. Daher bemühte man sich bei der Entwicklung von Meßverfahren zur Spannungsermittlung in-situ unvermeidliche Störungen zu minimieren, sie zu revidieren oder rechnerisch zu kompensieren. Die verschiedenen Methoden lassen sich in die Kategorien hydraulic fracturing, Pressiometer und Erddruckkissen einordnen:

Die hydraulic fracturing - Methode wurde ursprünglich zur Spannungsermittlung im Fels entwickelt und von BJERRUM & ANDERSEN (1972) erstmals für Messungen im Ton vorgeschlagen. Dazu wird eine Piezometersonde niedergebracht und Wasser unter zunehmendem Druck in den Boden gepreßt (Bild 18a). Die gemessene Durchflußmenge steigt ab einem kritischen Wasserdruck plötzlich stark an. Diese Beobachtung gilt als Indiz für die Erzeugung von parallel zur größeren Hauptspannungsrichtung erzeugten Rissen im Boden. Anschließend wird der Wasserdruck sukzessive verringert, bis die abrupte Abnahme des Durchflusses auf ein Schließen der Risse hindeutet. Der Wasserdruck bei dem sich die Risse gerade

schließen, wird als totale Bodenspannung senkrecht zur Reißebene gedeutet (Bild 18b).

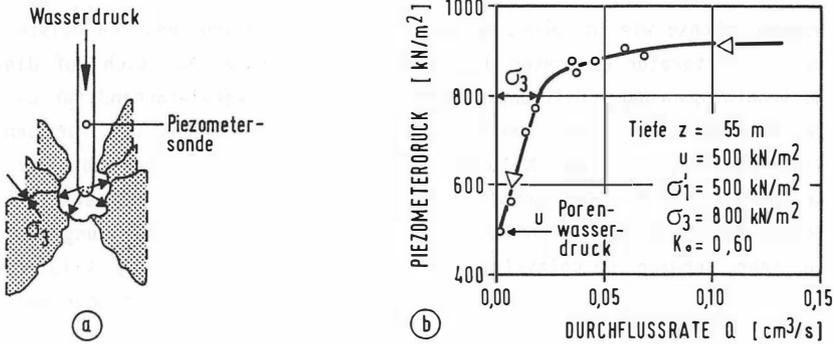


Bild 18: Hydraulic fracturing - Methode a) Meßverfahren (schematisch)
b) Versuchsergebnisse

Der Einsatzbereich der hydraulic fracturing - Methode zur Horizontalspannungsermittlung ist auf ungeklüftete, normal- oder schwach überkonsolidierte Böden beschränkt. Bei Erdruchdruckbeiwerten $K_0 > 1,0$ würde nicht die gesuchte Horizontalspannung, sondern als kleinere Hauptspannung die Vertikalspannung gemessen werden.

Das Prinzip des Pressiometerversuchs beruht darauf, eine Bohrlochwandung durch stufenweise zunehmenden Druck der wassergefüllten Pressiometer-sonde radialsymmetrisch zu verformen. Die in Bild 19a schematisch dargestellte Pressiometersonde von MENARD, ausführlich beschrieben in BAGUELIN et al. (1978), ist eine Weiterentwicklung des 'Seitendruckapparates' von KÖGLER (1933). Kernstück des Pressiometers ist ein Stahlzylinder, der von zwei, an ihren Enden druckdicht montierten Gummimembranen überzogen ist. Während des Versuchs entstehen drei unabhängige Zellen, von denen die mittlere Meßzelle durch Wasser- und die benachbarten Schutzzellen durch Luftdruck ausgedehnt werden. Dabei ist die Bodenverformung proportional zu dem Wasservolumen, das unter dem jeweiligen Druck zur Ausdehnung der Pressiometersonde führt.

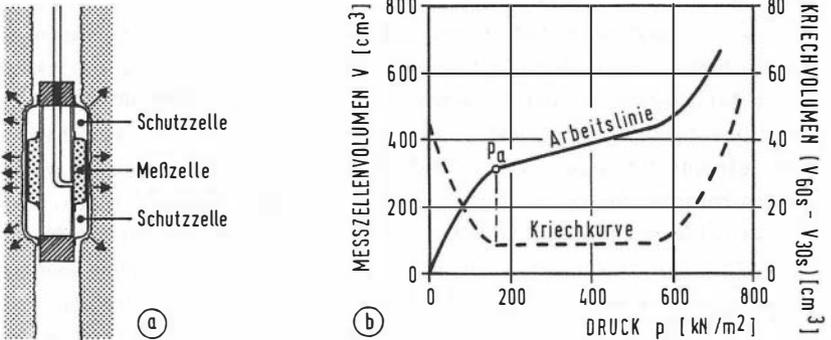


Bild 19: Pressiometer a) MENARD - Sonde b) Druck- Volumen- Kurve

Als Ergebnis des Pressiometerversuchs erhält man eine Druck- Volumen- Kurve (Bild 19b), die meist einen ausgeprägt linearen Bereich aufweist. Der Druck p_a zu Beginn dieses linearen Kurvenabschnitts wird als totale Horizontalspannung im Boden interpretiert. Nach MARSLAND & RANDOLPH (1977) wird damit die tatsächliche Horizontalspannung überkonsolidierter Böden unterschätzt. Diese Aussage wurde durch eigene Versuchsergebnisse bestätigt.

Entscheidend für die Qualität der Meßergebnisse ist die Minimierung der Standzeit des Bohrlochs bis zur Versuchsdurchführung. BAGUELIN et al. (1972) sowie WROTH & HUGHES (1973) entwickelten daher ein selbstbohrendes Pressiometer (Camcometer) mit einem Bohrkopf an der Sondenspitze. Diese Geräte bieten die Vorteile einer kurzen Zeitspanne zwischen Bohrung und Sondierung sowie einer guten Übereinstimmung von Bohrloch- und Sondendurchmesser, wodurch die Bodenentspannungen auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Sie sind jedoch aus bohrtechnischen Gründen in überkonsolidierten Tonen mit halbfester bis fester Konsistenz bisher nicht eingesetzt worden.

Erddruckkissen bestehen aus zwei an den Rändern miteinander verschweißten dünnen Stahlplatten, zwischen denen eine Flüssigkeit eingeschlossen ist. Sie werden normalerweise vor der Herstellung von Erdschüttungen mit

einer Kontaktfläche kraftschlüssig eingebettet. Bei anschließender Belastung wird der von den Stahlplatten aufgenommene Erddruck auf die Flüssigkeit übertragen und entweder mit einer hydraulischen Kompensationsmethode oder elektrischen Druckaufnehmern gemessen. Zur direkten Horizontalspannungsmessung in weichem Ton konstruierte MASSARSCH (1975) ein spatenförmiges Erddruckkissen, das in den natürlich anstehenden Boden eingedrückt werden kann. Durch Bodenverdrängung verursachte Überschußspannungen sollen sich nach etwa vier Tagen abgebaut haben. Zur Berücksichtigung unvermeidlicher Einbaustörungen entwickelten HANDY et al. (1982) ein spatenförmig abgestuftes Meßgerät mit drei übereinander liegenden, unterschiedlich dicken Erddruckkissen. Aus den Meßergebnissen wird eine Funktion $\sigma_h = f(d)$ abgeleitet und damit die Horizontalspannung für den ungestörten Zustand ($d = 0$) extrapoliert. Der Einsatz dieser 'Iowa- Stepped- Blade' ist auf weiche bindige Böden begrenzt. TEDD & CHARLES (1981) gelang es, Erddruckkissen von der Bohrlochsohle aus auch in überkonsolidierten steifen Ton einzudrücken. Die gemessenen Horizontalspannungen stabilisierten sich erst nach etwa ein bis drei Monaten. Wegen unvollständiger Relaxation einbaubedingter Überschußspannungen wurden signifikant höhere Bodenspannungen als mit dem selbstbohrenden Pressiometer gemessen.

Vergleichende Untersuchungen nach der hydraulic fracturing - Methode, mit dem Pressiometer, dem selbstbohrenden Pressiometer sowie dem Einsatz von Erddruckkissen zur K_0 -Wert Ermittlung in-situ sind im Rahmen von Forschungsarbeiten von TAVENAS et al. (1975), MASSARSCH et al. (1975) und MASSARSCH & BROMS (1976) durchgeführt worden. Übereinstimmend wurde die Messung mit Erddruckkissen als zuverlässigste Methode beurteilt. Die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse war bei diesem Verfahren mit etwa 2 % Abweichung vergleichsweise gut. Horizontalspannungen, die mit Erddruckkissen und dem selbstbohrenden Pressiometer gemessen wurden, zeigten eine gute Korrelation. Bei zunehmender Konsistenz des untersuchten Bodens führte jedoch ein größerer Anteil an nicht entspannten Überschußspannungen zur Beeinträchtigung der mit Hilfe von Erddruckkissen ermittelten K_0 -Werte.

4.4 Ermittlung von Sekundärspannungszuständen

Um Spannungsänderungen im Boden beim Übergang vom Primär- in den Sekundärspannungszustand meßtechnisch erfassen zu können, sind zwei Voraussetzungen zu erfüllen. Die Meßeinrichtung ist mit einem genügenden zeitlichen Vorlauf vor der Störung des Primärspannungszustands zu installieren und der Meßvorgang muß an gleicher Stelle beliebig oft wiederholt werden können. Grundsätzlich sind dazu sowohl direkte Spannungsmessungen als auch die indirekte Spannungsermittlung aufgrund von Verformungsmessungen geeignet.

KRAMER (1985) berichtet über die Auswertung von Linien- Verformungsmessungen in der Umgebung eines oberflächennahen Tunnels mit dem von KOVARI & AMSTAD (1980) entwickelten Gleitmikrometer. DE BRUYN et al. (1987) haben Verformungsänderungen im Firstbereich eines Probestollens durch vorlaufend eingebaute Stangenextensometer erfaßt. Nachteil dieser Verfahren ist, daß zur Spannungsermittlung der Primärspannungszustand bekannt sein muß bzw. geschätzt wird und zur Umrechnung von gemessenen Verformungs- in Spannungsänderungen der Ansatz eines Stoffgesetzes für das Gebirge erforderlich wird.

In den wenigen Fällen direkter Spannungsmessung beim Tunnelbau wurden nach MÜLLER (1978) entweder die Kontaktspannungen zwischen Ausbau und Gebirge oder die Ringspannungen im Ausbau gemessen. Entsprechende Meßergebnisse von WAGNER (1969), PÄTZOLD (1978), LUX (1978) sowie DUDDECK & JANSSEN (1980) haben wesentlich zum Verständnis des Tragverhaltens schildvorgetriebener Tunnel mit Gußeisenauskleidung beigetragen. Jüngstes Beispiel für direkte Spannungsmessungen ist ein zur Zeit in Belgien laufendes geomechanisches Forschungsprogramm in einem ca. 250 m tiefen tertiären Ton, wo die Normal- und Radialspannungen am Tübbingausbau mit Hilfe von Druckkissen gemessen werden (NEERDAEL et al., 1988). Wegen der erst im Sekundärspannungszustand beginnenden Meßwertaufnahme ist die Aussagekraft dieser Meßergebnisse begrenzt, der wesentliche Anteil der Spannungsumlagerungen im Gebirge wird nicht erfaßt und die gemessenen Ausbauspannungen sind von der willkürlichen zeitlichen Verzögerung zwischen Tunnelausbruch und Ausbau abhängig.

Zur Messung der Bodenspannungen während eines Doppelröhrenvortriebs im Frankfurter Ton hat SAUER (1976) Erddruckkissen verschiedenartig eingebaut. Die erste Methode beruht auf einem Vorschlag von WÖHLBIER & NATAU (1966). Mit der in Bild 20a gezeigten Kombination von orthogonal angeordneten Erddruckkissen sollten Bodenspannungen in drei Raumrichtungen gemessen werden. Dazu wurde die von einem Drahtgestell fixierte Konstruktion mit dem anstehenden Ton zu einem Zylinder geformt, bis zur Sohle eines senkrechten Bohrlochs abgelassen und ein verbliebener Ringspalt von etwa 3 cm Dicke mit Quarzsand verfüllt. Da der von SAUER erwartete 'Verheilungsprozeß' nach dem Einbau dieser Tonzylinder nicht eintrat und die geschätzten Primärspannungen nicht annähernd gemessen wurden, konstruierte SAUER gemeinsam mit der Firma GLÖTZL sogenannte 'Einschlagdosen' (Bild 20b), mit denen die Tangentialspannungen in unmittelbarer Nähe zum Ausbruchquerschnitt gemessen werden sollten. Diese Erddruckkissen sind vom Innern des Tunnels mit einem Preßlufthammer in den anstehenden Ton eingetrieben worden. Die Meßergebnisse sind durch nicht quantifizierbare Spannungserhöhungen aufgrund einbaubedingter Bodenverdrängungen stark beeinträchtigt. Der Spannungsumlagerungsprozeß konnte außerdem wegen des nachträglichen Einbaus der Druckkissen vom bereits aufgefahrenen Tunnel nur rudimentär erfaßt werden.

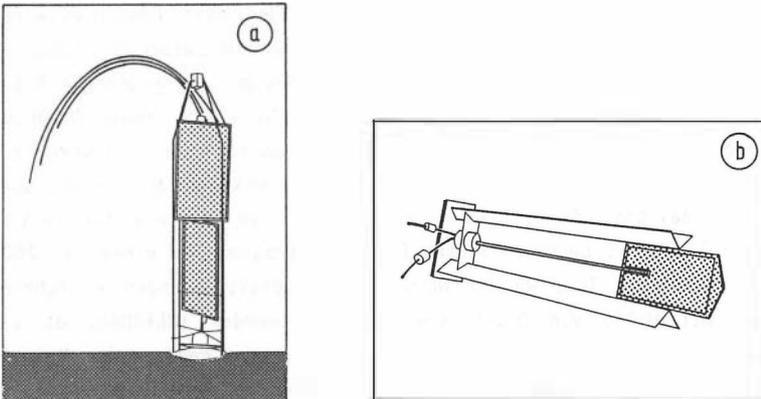


Bild 20: Erddruckkissen für in-situ Messungen (SAUER, 1976)
a) zum Einsatz in Bohrlöchern b) 'Einschlagdose'

Über Messungen der totalen Vertikalspannungen während der Spannungsumlagerungen vom Primär- in dem Sekundärspannungszustand liegen bisher keine Erfahrungen vor.

Experimentelle Tunnelmodellversuche, die beispielsweise von WIDERHOFER (1969) und SAUER (1976) durchgeführt wurden, sind für die Klärung der Spannungsumlagerungen in überkonsolidiertem Ton ungeeignet. Es konnten lediglich generelle, qualitative Aussagen über das Tragverhalten von Tunnelausbau und Gebirge ohne Berücksichtigung der vielfältigen baubedingten Einflüsse erhalten werden. Die Verwendung von aufbereitetem, homogenisiertem Boden erlaubt zudem keine hinreichende Simulation der inhärenten Anisotropieerscheinungen überkonsolidierter Tone.

Zur vollständigen Spannungsermittlung in-situ ist neben der erwähnten Totalspannungsmessung die Messung des Porenwasserdrucks unentbehrlich. Der Verlauf des Porenwasserdrucks während bzw. nach einer Baumaßnahme kann insbesondere für undurchlässige bindige Böden nur sehr grob geschätzt werden. BLÜMEL (1979) hat Porenwasserdruckmessungen in einem überkonsolidierten Kreideton erfolgreich durchgeführt und die Wirkung von Entspannungsbohrungen bei der Herstellung von Baugruben ermittelt.

Systematische Porenwasserdruckmessungen während eines Schildvortriebs wurden erstmals von PALMER & BELSHAW (1979, 1980) in Kanada durchgeführt. Der Tunnel ist mit einer Firstüberdeckung von ca. 9,20 m in einem gering überkonsolidierten, weichen Ton aufgefahren worden. Bild 21 zeigt die Lage der vor den Vortriebsarbeiten eingebauten Piezometer sowie die Porenwasserdruckänderungen in Abhängigkeit vom Abstand der Tunnelortsbrust zum Meßquerschnitt.

Mit der Annäherung der Schildvortriebsmaschine an den Meßquerschnitt ist ab einer Entfernung von etwa 10 m ein ausgeprägter Anstieg der Porenwasserdrücke gemessen worden. Während und nach der Vorbeifahrt an den Piezometern fallen die Porenwasserdrücke stark ab und erreichen bei einem Abstand der Ortsbrust von etwa 5 bis 10 m hinter dem Meßquerschnitt ihre Minimalwerte. Anschließend stiegen die Meßwerte wieder an, lagen jedoch nach einem Zeitraum von zehn Monaten unter den Ausgangsspannungen.

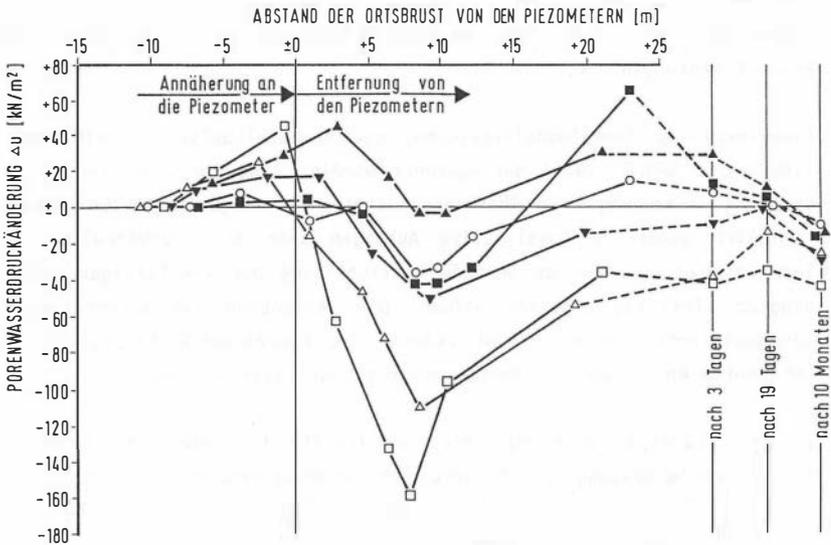


Bild 21: Porenwasserdruckverlauf während eines Tunnelvortriebs
(PALMER & BELSHAW, 1980)

Piezometer die näher am Tunnelquerschnitt eingebaut waren, zeigten meist stärkere Druckänderungen an, als weiter entfernte Meßwertaufnehmer. Eine mathematische Funktion für die Entfernungsabhängigkeit der Porenwasserdruckänderungen kann nicht angegeben werden, weil die Ergebnisse hierfür nicht genügend eindeutig sind.

PALMER und BELSHAW führen den starken Porenwasserdruckabfall während der Durchquerung auf eine Dränagewirkung des Tunnels zurück. Die unter atmosphärischem Druck aufgefahrne Tunnelröhre hätte ein Potentialgefälle im Boden erzeugt und eine Grundwasserströmung bzw. Entwässerung in Richtung des Hohlraums hervorgerufen. Den relativ raschen Anstieg der Porenwasserdrücke auf Werte, die nur geringfügig unter den Spannungen im Primärzustand lagen, führen die Autoren auf den Einfluß der Ringspaltverpressung mit aufbereitetem Ton zurück.

4.5 Beurteilung der Verfahren

Die Verwendung von theoretisch oder empirisch hergeleiteten Formeln zur Erdruhedruckermittlung ist bei normalkonsolidierten Böden wegen der festgestellten Konsistenz der verschiedenen Ansätze gerechtfertigt. Der Vergleich unterschiedlicher empirischer Ansätze für überkonsolidierte Böden deckt hingegen unvertretbar große Differenzen auf, weshalb deren Anwendung abzulehnen ist. Die vielschichtigen und vermutlich auch zum Teil noch unerforschten Einflüsse auf den Ruhedruck überkonsolidierter Böden können offenbar zumindest bisher nicht in Form einer mathematischen Funktion erfaßt werden. Die ungenügende Korrelation der empirischen Ansätze ist auch darauf zurückzuführen, daß die K_0 -Werte zur Herleitung der Formeln nach völlig unterschiedlichen, meist speziell entwickelten Laborversuchsmethoden ermittelt wurden.

Die Zuverlässigkeit aller Laborversuche zur K_0 -Wert Ermittlung überkonsolidierter Böden ist aus folgenden Gründen unzureichend. Bei der Entnahme in-situ und anschließender Bearbeitung im Labor unterliegen insbesondere überkonsolidierte Böden ausgeprägten Probenstörungen. Die erforderliche Rekonsolidierung der Proben unter der geologischen Vorbelastung σ'_{vm} ist wegen teilweise irreversibler Texturveränderungen und ungenügender Kenntnis der Vorbelastung nur mit Einschränkungen zu erzielen. Problematisch ist auch die Wiederherstellung einer vollständigen Proben-sättigung. Dabei können chemisch- physikalische Quellerscheinungen eine Änderung der mechanischen Eigenschaften der Probe verursachen. Neuere Untersuchungen von SCHULZ (1985), die auf der Grundlage eines indirekten Laborverfahrens von SKEMPTON (1961) durchgeführt wurden, zeigen unüberwindliche Probleme bei der K_0 -Wert Ermittlung überkonsolidierter Tone und können als Bestätigung für die Erkenntnis von WROTH (1972) gewertet werden, daß es für direkte Feldmessungen keinen Ersatz gäbe.

Nach MASSARSCH et al. (1975) zeigten die Ergebnisse von Feldmessungen im Gegensatz zu Laboruntersuchungen zur K_0 -Wert Ermittlung keine signifikante Korrelation mit anderen bodenmechanischen Kennwerten. Aufgrund mehrerer Vergleichsuntersuchungen mit unterschiedlichen in-situ Verfahren wurde die Totalspannungsmessung mit Erddruckkissen als zuverlässigste Methode zur Ruhedruckermittlung in-situ beurteilt. Mit zuneh-

mender Festigkeit des Bodens ergeben sich jedoch technische Probleme, ein möglichst dünnes Erddruckkissen in den Boden einzudrücken und außerdem führen dabei erzeugte Überschußspannungen zur Beeinträchtigung der Ergebnisse.

Änderungen der Tropic des Gebirgsdrucks beim Übergang vom Primär- in den Sekundärspannungszustand vollziehen sich insbesondere in überkonsolidiertem Ton über einen längeren Zeitraum. Zu dessen Ermittlung kommen daher nur Verfahren in Frage, mit denen kontinuierliche Langzeitmessungen durchgeführt werden können. Diese Anforderung wird von den in der Literatur erwähnten Verfahren sowohl zur Horizontal- als auch zur Vertikalspannungsmessung am besten von in den Boden eingedrückten Erddruckkissen erfüllt.

Für planmäßige Untersuchungen der Tropic im Primär- und Sekundärspannungszustand beim Auffahren eines Tunnels gibt es keine Beispiele aus der Literatur.

5. KONSTRUKTIONS- UND BAUGRUNDBESCHREIBUNG FÜR EIGENE UNTERSUCHUNGEN

5.1 Allgemeines

Zur Durchführung eines baubegleitenden Meßprogramms beim Tunnelvortrieb in überkonsolidiertem Ton wurde der in den Jahren 1985 bis 1987 aufgefahrene 'Tiefdüker Dradenau' in Hamburg ausgewählt. Die Trassenführung und Tunnelvortriebsmethode sowie Geologie und Stoffkennwerte des Baugrunds hatten wesentlichen Einfluß auf die Planung und Durchführung der geotechnischen Messungen in-situ. Ebenso bedeutsam sind diese Angaben schließlich auch für die Analyse und Interpretation der aufgenommenen Meßdaten.

5.2 Trassenführung und Tunnelvortrieb

Eine zweite biologische Klärstufe für das Klärwerk 'Köhlbrandhöft' im Hamburger Hafengebiet wurde aus Platzgründen in etwa 2,2 km Entfernung als Klärwerk 'Dradenau' gebaut. Für den Verbundbetrieb beider Anlagen war der Bau einer Verbindungsleitung erforderlich (Bild 22).

Wegen der intensiven Flächennutzung zwischen den beiden Standorten und der ohnehin unumgänglichen Dükerung der offenen Gewässer Köhlbrand und Waltershofer Hafen schied eine oberflächennahe Führung der Leitung aus. Eine Leitungsführung in Mittellage hätte wegen einer Mindestüberdeckung unter der Köhlbrandsohle in einer Tiefe von etwa 30 m unter GOK gelegen. Neben wirtschaftlichen Gründen führten vor allem unvertretbar hohe geologische Risiken bei der Durchquerung quartärer Schichten zur Ablehnung dieser Ausführungsvariante.

Der Ausführungsentwurf in einer Tiefenlage von etwa 65 m bis 85 m unter GOK wurde auch aus Sicherheitsgründen bevorzugt. In dem dort anstehenden, praktisch wasserundurchlässigen Glimmerton war die störungsfreie Herstellung der gesamten Verbindungsleitung ohne Druckluftbetrieb möglich (Bild 22).

Das Gesamtbauwerk gliedert sich in den 92 m tiefen Schacht Dradenau, der als Start- und Betriebsschacht für den Tunnelvortrieb diente, die

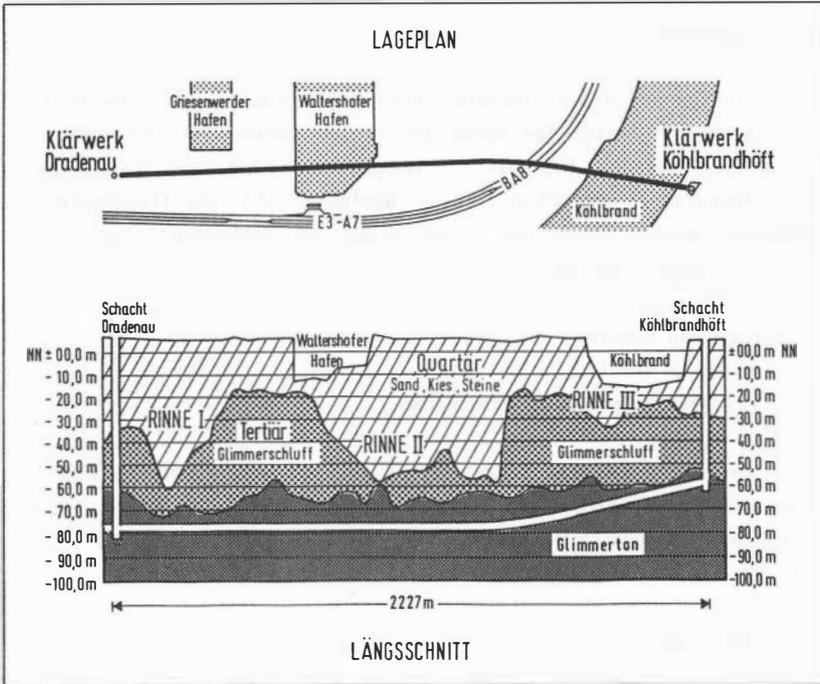


Bild 22: Lageplan und geologischer Längsschnitt im Bereich des Tiefdükers (schematisch)

ca. 2220 m lange Verbindungsleitung und den 67 m tiefen Zielschacht Köhlbrandhöft. Im Bereich des Quartärs wurden die Schächte als Schlitzwandringpolygon hergestellt und in tiefer liegenden tertiären Böden im Rohbau durch eine bewehrte Spritzbetonschale gesichert.

Der Tunnel ist mit einer vollmechanischen Schildvortriebsmaschine in einem Außendurchmesser von 4,75 m mit umlaufend ca. 4 cm Überschnitt aufgeföhren worden (Bild 23). Für den Vorschub der Vortriebsmaschine mit rotierendem Bohrkopf war eine Gesamtpressenkraft von 10 x 2000 kN installiert. Der Primärausbau in Form von 30 cm starken Stahlbetontübbings wurde im Schutze des Schildschwanzes montiert.

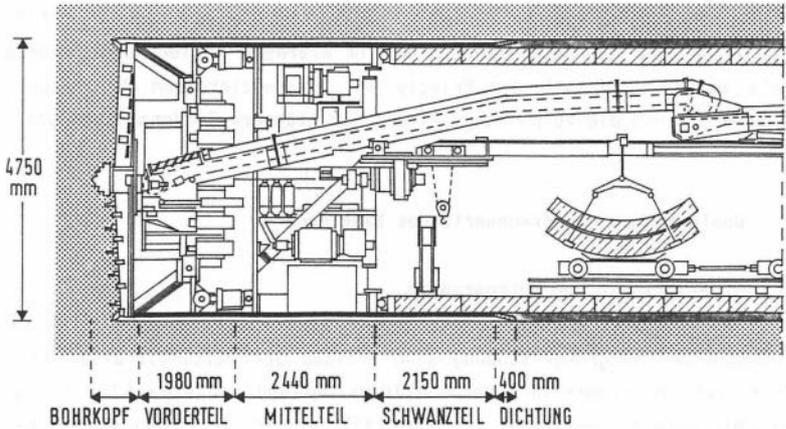


Bild 23: Schema der Vortriebsmaschine (nach DAMMANN & DISTELMEIER, 1986)

Der etwa 7,5 cm breite Ringspalt zwischen Gebirge und Tunnelaußenschale ist später mit einem wasserdurchlässigen Porenschaumbeton verpreßt worden. Nach Beendigung der Vortriebsarbeiten wurde eine 40 cm starke Ortbetoninnenschale mit konstruktiver Mindestbewehrung eingebaut (Bild 24).

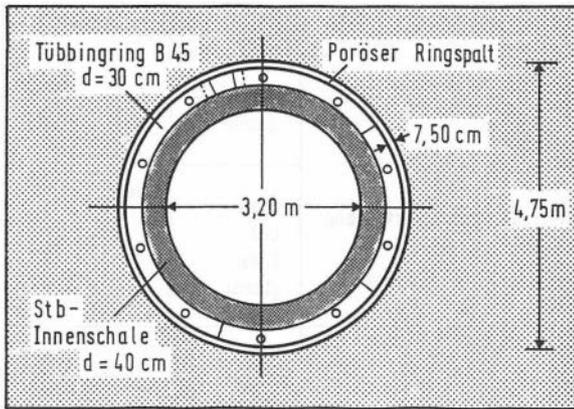


Bild 24: Regelquerschnitt des Tunnelausbaus

Nach Fertigstellung der Schachtausbauten konnte die Anlage Ende Oktober 1987 in Betrieb genommen werden. Das im Klärwerk Köhlbrandhöft vorgeklärte Wasser wird nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren durch die Schächte und die Verbindungsleitung dem Klärwerk Dradenau zugeführt.

5.3 Geologie und Stoffkennwerte des Baugrunds

5.3.1 Stratigraphie und Petrographie

Im Rahmen der Baugrunderkundung sind entlang der Leitungstrasse bis zu 100 m tiefe Bohrungen in einem mittleren Abstand von etwa 50 m niedergebracht worden. Aufgrund der Beurteilung der Ingenieurgesellschaft Baugrunduntersuchung Köhlbrandhöft-Dradenau (N.N., 1982) ergibt sich die in Bild 25 dargestellte schematische Schichtenfolge und stratigraphische Einstufung der Bodenschichten.

SCHICHT	STRATIGRAPHISCHE EINSTUFUNG		
Auffüllung Klei, Schlick und Torf Sand		Holozän	Quartär
Sand Sand mit Kies, Steinen und örtlich auch Blöcken	Weichsel- glazial	Pleistozän	
Sand Beckenschluff, Beckenton, Beckensand Geschiebemergel Sand mit Kies, Steinen und örtlich auch Blöcken	Saale- und Elster- glazial		
Glimmerschluff Glimmerton		Miozän	Tertiär

Bild 25: Schematische Schichtenfolge und stratigraphische Einstufung (N.N., 1982)

Die Auffüllung mit einer Mächtigkeit von 4 m bis 14 m besteht überwiegend aus Sanden und vereinzelt aus Bauschutt. Die darunter anstehende Schicht aus Klei, Schlick und Torf wurde in einer Dicke zwischen 1 m und 11 m angetroffen. Sie ist von holozänen Flußsandten der Elbe unterlagert.

Die pleistozäne Schichtenfolge beginnt mit weichseleiszeitlichen Schmelzwassersanden, denen eine weichselglaziale Erosionsbasis des Elbe-Urstromtals aus Sand mit Kies, Steinen und örtlich auch Blöcken in einer Mächtigkeit zwischen 0,4 m und 12,5 m folgt.

Die darunter anstehenden pleistozänen Schichten aus Sand, Beckenschluff, Beckenton, Geschiebemergel sowie Sand mit Kies, Steinen und Blöcken werden zusammengefaßt dem Saale- und dem Elster-Glazial zugeordnet. Sowohl die Mächtigkeit einzelner Schichten als auch die Gesamtmächtigkeit des Elster/Saale-Glazials wechselt sehr stark. In Bereichen hochgelegener Tertiäroberflächen fehlen diese Schichten vollständig, dagegen wurden in den tief in das Tertiär eingeschnittenen Rinnen Gesamtmächtigkeiten von bis zu 44 m angetroffen (Bild 22).

Die Basis der tertiären Schichten wurde mit den bis zu 100 m tiefen Bohrungen nicht durchteuft. Anhand der Hydrogeologischen Übersichtskarte für den Raum Hamburg kann die Lage der Glimmertombasis auf Tiefen von NN -120 m bis NN -150 m abgeschätzt werden.

Der Glimmerschluff hat im oberen Bereich einen starken Feinsandanteil. Mit zunehmender Tiefe nimmt der Sandgehalt ab, der Glimmerschluff wird toniger und enthält in verstärktem Maße Glimmertombstreifen. Der Übergang zwischen dem Glimmerschluff zum Glimmertomb ist meist fließend. Der Glimmertomb hat einen sehr hohen Rohntonanteil von bis zu 70 % und einen geringen Feinsandanteil um 5 %. Er ist ausgeprägt plastisch.

Glimmertomb steht vereinzelt oberflächennah im nordwesteuropäischen Raum an, ist jedoch im tieferen Untergrund relativ stark verbreitet, wie auch im Raum Hamburg. Es handelt sich um marine Sedimente, die sich vor etwa 10 bis 15 Millionen Jahren in einem von West nach Ost übergreifenden Vorläufer der heutigen Nordsee bildeten. Ein Großteil des im Bereich der

Verbindungsleitung angetroffenen Glimmertons ist nach BRUNS (1986) stratigraphisch in die Langenfelde-Stufe des Obermiozäns einzuordnen.

Die Schichtenfolge im Bereich des Tiefdükers (Bild 22) läßt sich grob in das tertiäre Grundgebirge und die quartären Deckschichten gliedern. Die Oberfläche des tertiären Grundgebirges aus Glimmerschluff und Glimmertons zeigt mit Höhenunterschieden von bis zu 45 m ein sehr ungleichmäßiges Relief. Dabei sind drei in das Tertiär eingeschnittene Rinnen zu erkennen. Sie hatten maßgebenden Einfluß auf die gewählte Tiefenlage der Verbindungsleitung und stellten vor der Bauausführung ein gewisses geologisches Restrisiko im Hinblick auf mögliche örtliche wasserführende quartäre Vertiefungen dar.

Die Entstehung der Rinnen I und III dürfte aufgrund der Form und ihrer basalen Füllung mit Geschiebemergel durch glaziale Erosion (Gletscherschurf) verursacht worden sein. Die Entstehung der Rinne II ist im wesentlichen auf subglaziale Erosion zurückzuführen, bei der die Ausräumung der Rinne durch unter dem Gletschereis abfließendes Schmelzwasser erfolgte. Sowohl die unregelmäßige Talform mit kolkartigen Vertiefungen und teilweise steilwandigen Begrenzungen der Rinne II, als auch ihre Füllung mit überwiegend Sanden und Beckenablagerungen sind typisch für subglaziale Rinnen.

5.3.2 Tektonik

In den anstehenden tertiären Böden, die seit ihrer Sedimentation wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt waren, ist generell mit der Existenz von Klüften zu rechnen. Beim Bau des Tiefdükers Dradenau hat BRUNS (1986) das Trennflächengefüge in-situ aufgenommen. Die Auswertung der Gefügedaten ergab zwei unterschiedliche Trennflächensysteme innerhalb des Glimmertons:

Regellos verteilte Kleinklüfte mit einer Ausbißlänge von etwa 10 cm traten stark gehäuft im oberen Bereich des anstehenden Glimmertons auf.

Bei den orientierten Kluftsystemen mit Ausbißlängen von 20 cm bis zu max. 8 m konnten drei Kluftscharen charakterisiert werden. Zwei steil einfallende, in NW/SE- und NE/SW- Richtung streichende Scharen sowie eine dritte, flach nach SW einfallende Kluftschar.

Die drei orientierten Kluftscharen sowie die Richtung des Tiefdükers sind in der Lagenkugel nach SCHMIDT (1925) in Bild 26 schematisch dargestellt.

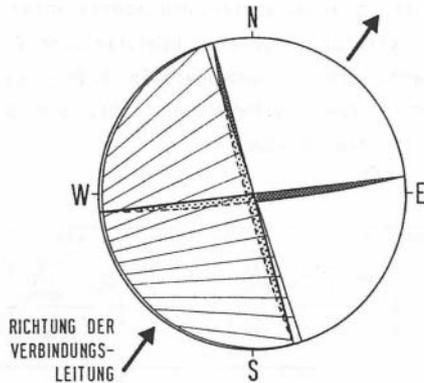


Bild 26: Darstellung der orientierten Kluftsysteme als Großkreise in der Lagenkugel

Die Überkonsolidation des Hamburger Glimmertons ist auf Eisüberfahrungen während der drei quartären Kaltzeiten (s. Bild 25) zurückzuführen. Im Anschluß an die Sedimentation der tertiären Böden kann nach BRUNS (1986) von einer Eismächtigkeit von etwa 350 m ausgegangen werden. Unter Berücksichtigung einer wegen enthaltener Geröllanteile zu 17 kN/m^3 geschätzten Wichte dieser Zusatzauflast sowie einer heute anstehenden quartären Sedimentdicke von ca. 45 m ergibt sich für den Tiefenbereich zwischen 65 m und 85 m unter GOK eine totale geologische Vorbelastung von $\sigma_{vm} = 6.350 \text{ kN/m}^2$ bis 6.750 kN/m^2 . Unter der Annahme, daß der Glimmertone unter dieser Auflast vollständig konsolidiert wurde, herrschte in 65 m Tiefe ein Porenwasserdruck von $u = 200 \text{ kN/m}^2$ bzw. in 85 m Tiefe $u = 400 \text{ kN/m}^2$. Bei einer durchschnittlichen Wichte der heute überlagernden Böden von ca. 20 kN/m^3 sowie einem rd. 5 m unter Gelände liegenden Grundwasserstand ergibt sich somit in 65 m Tiefe ein OCR-Wert

von ca. 9,0 und in 85 m Tiefe OCR = 7,2. Mit diesen Überkonsolidationsverhältnissen werden beispielsweise nach der Formel von SCHMIDT (1966) Erdruchdruckbeiwerte von $K_0 = 1,47$ bzw. $K_0 = 1,33$ errechnet.

5.3.3 Bodenkennwerte

Im Rahmen der Baugrunderkundung für den Tiefdüker Dradenau wurden Klassifikationskennwerte, Scherparameter und Steifeszahlen von gekernten Bodenproben ermittelt. Bild 27 zeigt eine tabellarische Zusammenstellung der wichtigsten Kennwerte für zusammengefaßte Bodengruppen. Angegeben sind jeweils Mittelwerte bzw. Rechenwerte (cal), die sich aus einer Vielzahl von Einzelergebnissen ergeben.

BODENART	TIEFENBEREICH	KORNGRÖSSENVERTEILUNG			WASSERGEHALT	KONSISTENZGRENZEN			WICHTE		SCHERPARAMETER			STEIFE-ZAHN
		TON	SCHLUFF	SAND		FLIESSGRENZE	PLASTIZITÄTSZAHN	KONSISTENZ-ZAHN	FEUCHTWICHTE	WICHTE UNTER AUFTRIEB	ANFANGSFESTIGKEIT	REIBUNGSWINKEL	KOHÄSION	
		T [%]	U [%]	S [%]		w [%]	w _L [%]	I _p [%]	I _c [-]	cal γ' [kN/m ³]	cal γ'' [kN/m ³]	cal c _v [kN/m ²]	cal φ' [°]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
HOLOZÄNE SANDE, teilweise schluffig, sowie pleistozäne Sande, Kiese und Kiessande, teilweise mit Steineinlagerungen, örtlich auch mit Blöcken	oberhalb -10 m NN								18,0	10,0		30,0	0	30
	-10 m NN bis -20 m NN								19,0	11,0		32,5	0	60
	unterhalb -20 m NN								19,0	11,0		35,0	0	120
BECKENSCHLUFF		23	63	14	21,2	37,8 TM*	17,2	1,00	20,5	10,5	150	27,5	20	30
GESCHIEBEMERGEL		12	26	62	9,2	33,2 TL	19,0	1,10	22,5	12,5	250	32,5	30	100
GLIMMERSCHLUFF		21	41	38	14,4	38,4 TM	19,8	1,26	22,0	12,0	200	32,5	40	80
GLIMMERSCHLUFF/ GLIMMERTON		35	50	15	17,1	46,9 TM	25,5	1,25	21,5	11,5	200	25,0	60	60
GLIMMERTON		52	43	5	21,9	63,1 TA	37,1	1,13	20,5	10,5	150	20,0	100	30

*1) Bodengruppen nach DIN 18196

Bild 27: Bodenkennwerte im Bereich des Tiefdükers Dradenau (Ergebnisse von Laborversuchen der Ingenieurgesellschaft Baugrunduntersuchung Köhlbrandhöft-Dradenau; N.N., 1982)

Die in Bild 27, Spalte 7 aufgeführten Konsistenzzahlen von 1,00 bis maximal 1,25 zeigen, daß alle untersuchten bindigen Bodenproben als halbfest bis fest zu bezeichnen sind. Relativ große Streuungen bei den Scherparametern sind wahrscheinlich auf vorhandene Klüfte bzw. Flächen latenter Spaltbarkeit zurückzuführen. Die in Spalte 13 angegebenen Steifefzahlen wurden ausschließlich bei Wiederbelastung ermittelt; diese Werte sind für die untersuchten, hoch vorbelasteten Böden maßgebend.

Die Poissonzahl ν ist nicht bestimmt worden. Deren labormäßige Ermittlung wäre etwa vergleichbar problematisch wie die in Abschnitt 4.3.2 erläuterte K_0 -Wert Ermittlung. Deshalb wird die Poissonzahl für den Glimmerton aufgrund von Literaturangaben geschätzt. Für ideal elastisches, isotropes und homogenes Material ist die Poissonzahl in den Grenzen $0 \leq \nu \leq 0,5$ definiert. BOBE & HUBACEK (1984) schränken diesen Bereich für natürliche Böden auf $0,2 \leq \nu \leq 0,4$ ein. Für weichen Kalkstein nennt SZECHY (1969) einen Wert von $\nu = 0,2$. WROTH (1975) hat Poissonzahlen für gering überkonsolidierte Tone mit unterschiedlicher Plastizität angegeben. Aus einer Korrelationsrechnung für diese Wertepaare folgt die Beziehung:

$$\nu = 0,2557 + 0,001633 I_p \quad [I_p \text{ in } \%] \quad (41)$$

Mit den in Bild 27 angegebenen Plastizitätszahlen hat der Glimmerton nach Gl.(41) eine Poissonzahl von $\nu = 0,32$ und für den Glimmerschluff ergibt sich $\nu = 0,28$. Wegen der hohen Überkonsolidation und Festigkeit des Hamburger Glimmertons wird für weitere Betrachtungen ein Wert von $\nu = 0,25$ angenommen.

Entlang der Schildvortriebsstrecke hat BRUNS (1986) regelmäßig den Wassergehalt und die Trockenwichte des Glimmertons bestimmt (Bild 28). Trotz relativ großer Streuungen der Werte sind Rückschlüsse auf die Genese des Glimmertons möglich.

Eine signifikante Abnahme des Wassergehalts im Bereich der überlagernden Rinne I wird von einem örtlichen Anstieg der Trockenwichte des Tons begleitet. Dieser Zusammenhang deutet auf eine stärkere Verdichtung des

Tons im Rinnenbereich gegenüber der Umgebung hin. Neben der vorherrschenden Auflastverdichtung führt BRUNS (1986) als Ursache dieser erhöhten Verdichtung Bewegungen der sich eintiefenden Gletscher an. Vorschubkräfte und lateraler Eisdruck an den Rinnenflanken verursachten während der Rinnenbildung eine zusätzliche Verdichtung des Tons. Diese Vorgänge werden zweifellos auch Einfluß auf die Tropie der tertiären Schichten ausgeübt haben.

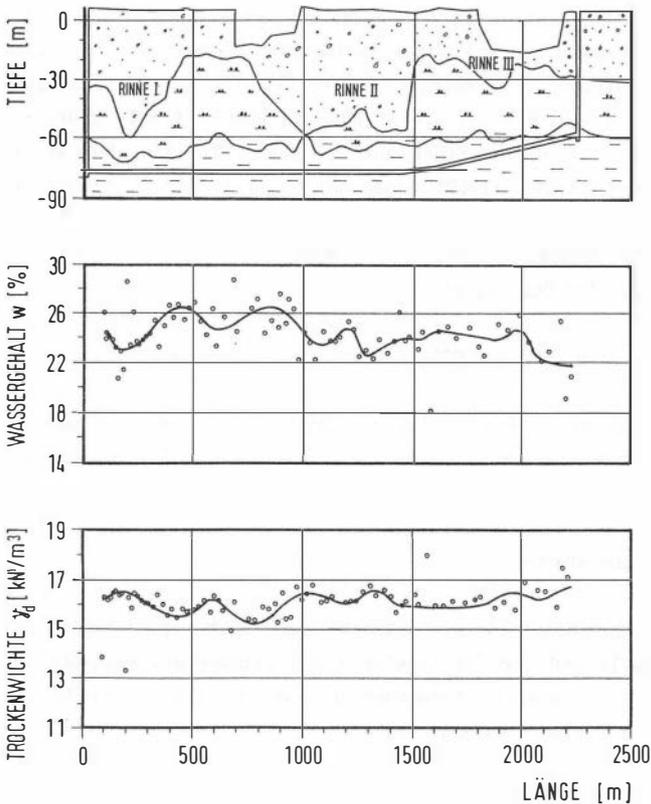


Bild 28: Wassergehalt und Trockenwichte entlang des Tiefdükers (nach Werten von BRUNS, 1986)

Die Berechnung der Sättigungszahlen aus den Wassergehalten und Trockenwichten ergab bis auf wenige Ausnahmen Werte um 1,0 und begründet somit die Annahme vollständiger Wassersättigung des Glimmertons im gesamten Bereich des Tiefdükers.

Durchlässigkeitsversuche in Triaxialzellen nach DIN 18130 ergaben für den Glimmerton mittlere Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k = 1 \cdot 10^{-12}$ m/s und $k = 5 \cdot 10^{-13}$ m/s. Mit zunehmender Entnahmetiefe war eine Abnahme des k-Werts festzustellen.

5.3.4 Grundwasserstände

Die Wasserstände im Bereich der Verbindungsleitung lassen sich in ein oberhalb der Kleischicht auftretendes Stauwasser und einen unter der Kleischicht vorhandenen Grundwasserspiegel unterteilen. Die Wasserspiegelhöhe des Stauwassers in der rolligen Auffüllung wird durch örtlich unterschiedliche Abflußmöglichkeiten sowie durch die Niederschlagsmengen bestimmt. In der Auffüllung gemessene Stauwasserstände zwischen NN +1,5 m und NN +5,1 m können örtlich bis nahe an die Geländeoberfläche ansteigen. Der Grundwasserspiegel in den holozänen und pleistozänen Sanden korrespondiert mit den Wasserständen der Hafenecken bzw. des Köhlbrands, die im Mittel auf ca. NN +0,5 m liegen. Beobachtungen in zwei Pegelbrunnen ergaben, daß die Grundwasserstände in etwa den Mittelwasserständen der Elbe entsprechen und direkten Veränderungen der Elbwasserstände unterworfen sind.

6. VORVERSUCHE UND MESSPROGRAMM ZUR ERMITTLUNG DER PRIMÄR- UND SEKUNDÄRSPANNUNGSZUSTÄNDE

6.1 Überblick

Vorrangiges Ziel der Untersuchungen in-situ war die Messung des Primärspannungszustands im überkonsolidierten Glimmerton sowie die Erfassung von Spannungsänderungen bei Annäherung der Vortriebsmaschine an einen Meßquerschnitt und von Spannungumlagerungen beim Durchfahren des Meßquerschnitts bis hin zu einem stabilen Sekundärspannungszustand. Hierfür war die gleichzeitige Messung der totalen Horizontal- und Vertikalspannungen sowie des Porenwasserdrucks in unmittelbarer Nähe untereinander und zum Ausbruchrand erforderlich. Parallel dazu wurden Konvergenz- und Betonspannungsmessungen durchgeführt. Sie sollten eine Überprüfung der Berechnungsansätze für den Tübbingausbau und einen Vergleich mit den Ergebnissen der Spannungsmessungen im Boden ermöglichen.

Unter Berücksichtigung der spezifischen Eigenschaften des überkonsolidierten Glimmertons waren herkömmliche Meßverfahren zur direkten Spannungsmessung in-situ (s. Abschnitt 4) nur zum Teil geeignet. Die Entwicklung eines neuen Meßverfahrens sowie die Konstruktion eigener Meßwertaufnehmer war daher notwendige Voraussetzung zur Realisierung der Zielsetzung. Dazu gehörten auch Simulationsversuche im Labor, mit denen ein neues Verfahren für den waagerechten Einbau von Erddruckkissen erprobt wurde.

Einen Überblick über die durchgeführten baubegleitenden Messungen zeigt folgende Zusammenstellung:

- Horizontalspannungsmessungen
- Vertikalspannungsmessungen
- Porenwasserdruckmessungen
- Konvergenzmessungen
- Betonspannungsmessungen

Zur Erfassung der zeit- und vortriebsabhängigen Spannungsänderungen wurden Porenwasserdruckaufnehmer, Geozellen zur Horizontalspannungsmessung und Erddruckkissen zur Vertikalspannungsmessung bereits einige

Monate vor Beginn der Vortriebsarbeiten, nahe dem späteren Ausbruchquerschnitt, installiert.

Grundsätzliche Fragen der Fehlerquellen bei Porenwasser- und Erddruckmessungen, die u. a. von RAPPERT (1969), PRANGE (1965); PRAGER (1974) und WEILER & KULHAWY (1982) bearbeitet wurden, sollen hier nicht vertieft werden. Die Empfehlungen der Autoren sind bei der Planung und Durchführung des eigenen Meßprogramms berücksichtigt worden.

6.2 Auswahl und Entwicklung geeigneter Meßwertaufnehmer und Meßverfahren

6.2.1 Horizontalspannungsmessungen

Zur Messung der totalen Horizontalspannungen wurden Geozellen der Firma Techniques Louis MENARD eingesetzt. Die Geozelle besteht aus einem ca. 60 cm langen Stahlrohr, das von einer an den Enden abgedichteten Gummimembran überzogen ist (Bild 29). Zwischen Gummimembran und Stahlrohr wird eine Flüssigkeit eingebracht, deren Druck im Betriebszustand mit dem Gebirgsdruck im Gleichgewicht stehen soll. Dazu wird die Geozelle in ein Bohrloch eingeführt und über einen Kunststoffschlauch ein hydraulischer Druck in der Meßkammer aufgebracht, der zunächst etwas größer als die geschätzte Gebirgsspannung sein soll. Nach Angaben von MENARD (1965) und v. SOOS (1967) werden Bodenverformungen in der Umgebung des Bohrlochs während des Druckaufbaus in der Geozelle revidiert. Ein überschüssiger oder zu geringer Druck in der Geozelle soll sich innerhalb weniger Tage auf den Ruhedruck stabilisieren.

Die Eigensteifigkeit der Gummimembran bleibt unberücksichtigt, weil die Gebirgsspannungen größer als die Spannungen zur Überwindung der Eigensteifigkeit sind und während der Messung ein unbewegter Zustand herrscht. Durch Simulationsversuche im Labor konnte nachgewiesen werden, daß bei der hydraulischen Druckübertragung durch Kunststoffleitungen mit Längen von wenigstens 50 m keine signifikanten Spannungsänderungen auftreten (KAHL, 1981). Die Geozelle ist für kontinuierliche Langzeit-

messungen geeignet und wegen des einfachen hydraulischen Meßprinzips ist eine hohe Zuverlässigkeit der Meßergebnisse zu erwarten.

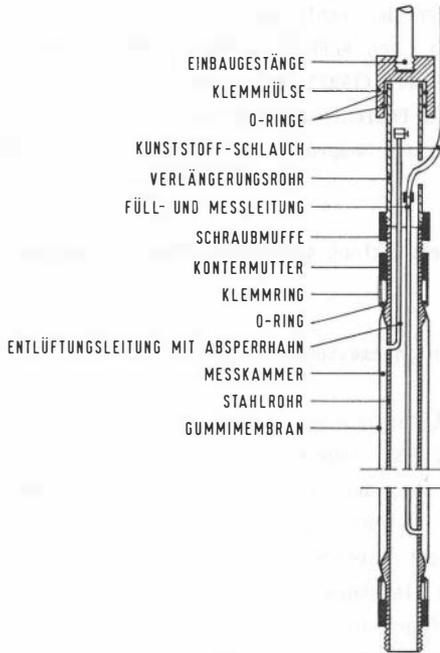


Bild 29: Geozelle

In vertikalen Bohrungen wird mit der Geozelle ein Mittelwert der σ_2 - und σ_3 - Spannungen

$$\sigma_G = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \quad (42)$$

ermittelt und somit die Orientierung von angezeigten Spannungsänderungen erschwert. Hingegen ermöglichte die Horizontalspannungsmessung an der Bohrlochwandung den Einbau eines Porenwasserdruckaufnehmers in unmittelbarer Nähe an der Bohrlochsohle.

6.2.2 Vertikalspannungsmessungen

6.2.2.1 Vorversuche im Labor

Die direkte Messung der vertikalen Bodenspannungen in First und Ulme im Primärzustand sowie die kontinuierliche Erfassung der Spannungsänderungen während und nach dem Auffahren eines Tunnels wurde im Rahmen dieser Arbeit erstmals verwirklicht. Zur Erfüllung dieser Anforderungen wurden Erddruckkissen als Meßwertaufnehmer gewählt, deren Eignung zur Spannungsermittlung in-situ bereits von anderen Autoren hervorgehoben wurde (s. Abschnitt 4.5).

Die Qualität der Meßergebnisse wird maßgeblich dadurch bestimmt, wie die Meßwertaufnehmer in-situ installiert werden. Wegen der hohen Festigkeit des anstehenden Tons war die von TEDD & CHARLES (1981) praktizierte Methode, die Erddruckkissen in den Boden einzudrücken, abzulehnen. WÖHLBIER & NATAU (1966) haben die zum Einbau von Erddruckkissen verwendeten Bohrlöcher nachträglich mit einem Füllmaterial verpreßt, um damit einen kraftschlüssigen Verbund mit dem Gebirge herzustellen. Auch dieser Vorschlag war für eigene Untersuchungen ungeeignet, weil das Füllmaterial ein von dem anstehenden Gebirge abweichendes Spannungs-Verformungsverhalten gehabt hätte und der Primärspannungszustand nicht hätte erfaßt werden können.

Zweck eigener Vorversuche im Labor war deshalb die Entwicklung und Erprobung eines neuen Verfahrens, das einen ferngesteuerten Einbau von Erddruckkissen zur Vertikalspannungsmessung am Kopf von Horizontalbohrungen ermöglichen sollte. Dafür ist ein Versuchsstand errichtet worden, mit dem über Hydraulikpressen eine Belastung von bis zu 220 kN auf einen mit Ton gefüllten Versuchsbehälter aufgebracht werden konnte (Bild 30). Die erzeugte Vertikalspannung wurde mit Hilfe eines Kraftmeßrings ermittelt. An dem verwendeten GLÖTZL-Erddruckkissen war ein elektrischer Druckaufnehmer angeschlossen, dessen Meßwerte von einem Digitalvoltmeter angezeigt wurden.

Eine erste Versuchsreihe wurde zur Überprüfung der grundsätzlichen Eignung des Versuchsstandes sowie des eingesetzten Erddruckkissens durchge-

POSITION	BEZEICHNUNG
①	Versuchsstand
②	Hydraulikpressen
③	Manometer
④	Hydraulikpumpe
⑤	Versuchsbehälter
⑥	Tonfüllung
⑦	Kopfplatte
⑧	Kraftmeßring
⑨	Kompensator
⑩	Widerlager
⑪	Wegaufnehmer
⑫	Erddruckkissen
⑬	Druckaufnehmer
⑭	Spannungsversorgung
⑮	Digitalvoltmeter

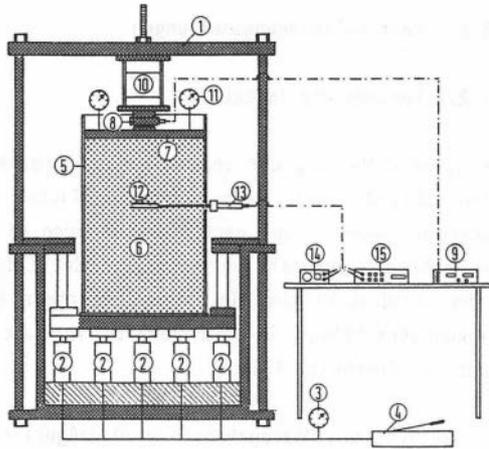


Bild 30: Versuchsstand zur Messung von vertikalen Bodenspannungen

führt. Dafür ist das Erddruckkissen zusammen mit dem aufbereiteten und lagenweise verdichteten Glimmerton in den Versuchsbehälter eingebaut und anschließend belastet worden. Zur Verminderung von Schubspannungen am Rand des Behälters ist dessen Innenwandung mit einer glatten Kunststoffolie ausgekleidet worden. In Bild 31 sind die vom Druckkissen registrierten Bodenspannungen über den erzeugten Vertikalspannungen aufgetragen. Die gute Übereinstimmung beider Werte sowohl bei Be- als auch Entlastung ist als Bestätigung für die grundsätzliche Eignung des Versuchsstandes und die Zuverlässigkeit des verwendeten Meßsystems zu beurteilen.

Bei allen weiteren Versuchen ist das Erddruckkissen nachträglich in den bereits mit Ton gefüllten und vorbelasteten Versuchsbehälter eingebaut worden. Mit dieser Vorgehensweise konnten die Verhältnisse in-situ zutreffender simuliert werden. Außerdem sollten verschiedene Methoden zum nachträglichen Druckkisseneinbau getestet werden. Besonders interessierte die Klärung der Frage, ob und wie lange ein im vorbelasteten Ton hergestellter Schlitz für der nachträglichen Druckkisseneinbau stand-sicher bliebe.

Bild 32 zeigt das Ergebnis eines Versuchs, bei dem der aufbereitete und lagenweise verdichtete Ton vor dem Einbau des Druckkissens mit 220 kN/m^2

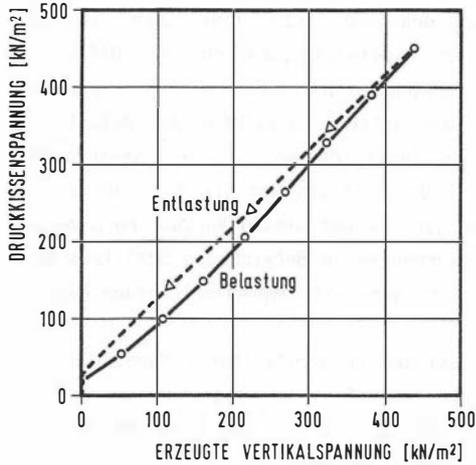


Bild 31: Ergebnis einer Be- und Entlastungsschleife nach gleichzeitigem Einbau von Ton und Erddruckkissen

vorbelastet wurde. Durch eine seitliche Öffnung des Versuchsbehälters ist anschließend ein horizontaler Schlitz mit einer Kettensäge in den Ton eingeschrämt worden.

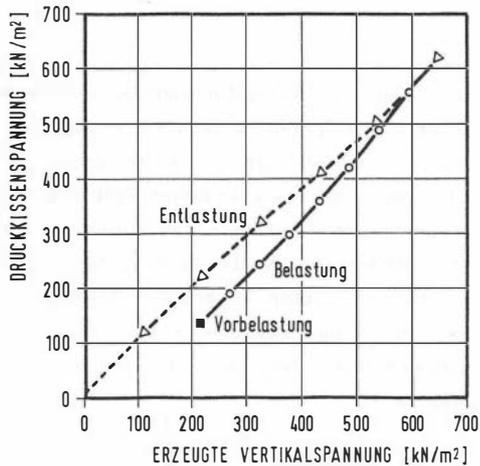


Bild 32: Be- und Entlastungsschleife bei nachträglichem Einbau des Erddruckkissens mit Hilfe einer Kettensäge

Der Schlitz blieb genügend lange standsicher, um darin das Erddruckkissen nachträglich hineinzudrücken. Größere Differenzen zwischen der erzeugten Vertikalspannung und der gemessenen Druckkissenspannung sind insbesondere für die unteren Laststufen der Belastungsschleife festzustellen. Diese Beobachtung deutet auf einen ungenügend kraftschlüssigen Verbund zwischen Erddruckkissen und Ton hin, der darauf zurückzuführen ist, daß die Schlitzweite bei diesem Versuch noch zu groß war bzw. entstandene Bodenverformungen im Bereich des Schlitzes beim Eindrücken des Erddruckkissens nicht genügend kompensiert werden konnten.

Spannungskonzentrationen in unmittelbarer Nähe eines rechteckigen Hohlraumrandes, die im Extremfall bei ungestütztem Hohlraum auf ein Vielfaches der erzeugten Vertikalspannung ansteigen können (WITTKÉ, 1984), sind durch einen schnell geschaffenen form- und kraftschlüssigen Verbund zwischen Meßwertaufnehmer und Gebirge zu vermeiden. Ohne vorherige Schlitzherstellung wären jedoch Stabilitätsprobleme beim Eindrücken des Erddruckkissens in den halbfesten bis festen Glimmerton zu erwarten gewesen. Außerdem hätte die Bodenverdrängung zu ungewollt hohen Verspannungen im Boden geführt, wie bereits Versuche von SAUER (1976) gezeigt haben. Aufgrund dieser Erwägungen wurde ein Hohlspaten zur Schlitzherstellung konstruiert, der 2 mm dünner als das Erddruckkissen ist (s. Abschnitt 6.2.2.2).

Im Rahmen weiterer Vorversuche war unter anderem zu klären, ob der Boden mit dem nur 5 mm dicken Hohlspaten tatsächlich entnommen werden konnte oder ob Verspannungen im Hohlraum zu einer Bodenverdrängung führen würden. Dafür sind große, in-situ entnommene Tonblöcke in den Versuchsbehälter eingebaut worden, die den Querschnitt des Behälters fast vollständig ausfüllten. Unebenheiten an der Oberfläche der Tonschicht wurden mit Sand ausgeglichen. An diesen Tonblöcken konnten die Einbaubedingungen für den Hohlspaten und das Druckkissen realistischer simuliert werden als mit aufbereitetem Ton. Nach Füllung des Versuchsbehälters wurde nach folgendem Ablauf verfahren:

1. Aufbringen einer Vorbelastung von 930 kN/m^2 ; Konsolidation des Tons
2. Hohlspaten mit Hilfe einer Hydraulikpresse ca. 10 cm tief in den Ton

- eindrücken, herausziehen und entleeren; Vorgang wiederholen
3. Erddruckkissen in den vorbereiteten Schlitz einpressen
 4. Vorbelastung etwa 14 Tage konstant halten und dabei die Änderungen der Druckkissenspannung registrieren
 5. Be- und Entlastungsschleife fahren

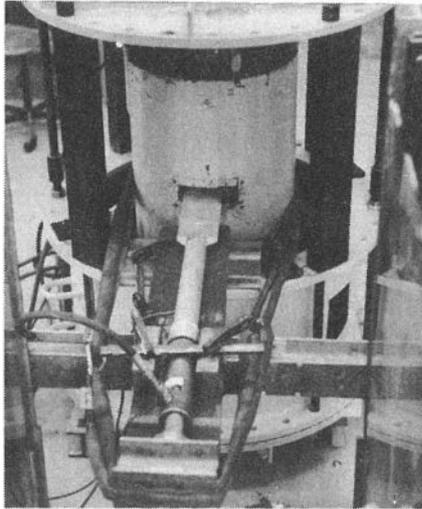


Bild 33: Versuchsstand, Einbau des Erddruckkissens

Bild 34a zeigt die gemessene Druckkissenspannung in Abhängigkeit von der Zeit nach Einbau des Druckkissens. Während dieser 14-tägigen Versuchsphase wurde die erzeugte Vertikalspannung auf einem Niveau von 930 kN/m^2 konstant gehalten. Die Meßwerte der anschließend gefahrenen Be- und Entlastungsschleife sind in Bild 34b aufgetragen.

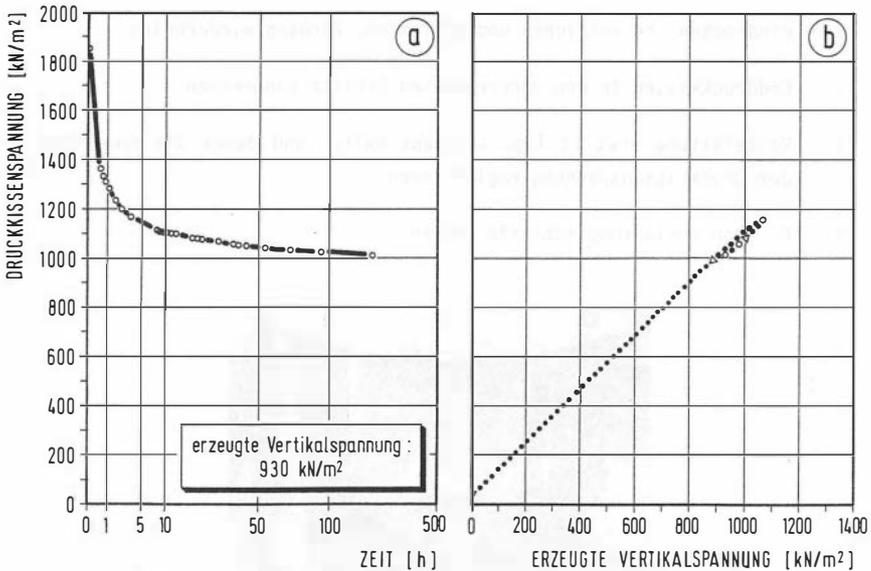


Bild 34: Gemessene Vertikalspannungen nach Einbau des Erddruckkissens mit Hilfe eines Hohlspatens

Aufgrund der Vorversuche im Labor ergaben sich folgende Erkenntnisse für Vertikalspannungsmessungen in überkonsolidiertem Ton:

- Ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Meßwertaufnehmer und Gebirge ist unter Vermeidung ungewollter Verspannungen im Boden am zweckmäßigsten zu erreichen, indem das Erddruckkissen in einen zuvor geschaffenen, geringfügig engeren Hohlraum im Gebirge eingedrückt wird.
- Der Hohlspaten ist ein geeignetes Instrument, um damit einen schmalen Schlitz aus dem Tonkörper herauszustechen.
- Erwartungsgemäß füllte sich der enge Innenraum des Hohlspatens beim vollständigen Eindringen in den Ton nur im vorderen Bereich von etwa 12 bis 15 cm. Zur Vermeidung von unbeabsichtigten Verspannungen des Bodens ist es daher erforderlich, den Hohlspaten sukzessive einzudrücken und zu entleeren.

- Beim Eindrücken des dickeren Erddruckkissens wurden die Verformungen aus der Schlitzentlastung rückgängig gemacht und somit ein kraftschlüssiger Verbund sichergestellt.
- Überschüssige Spannungen im Bereich des Druckkissens bauten sich innerhalb weniger Tage zunächst schnell, jedoch mit abnehmender Tendenz ab (Bild 34a). Nach 14 Tagen lagen die vom Druckkissen registrierten Spannungen um etwa 8% über der erzeugten Vertikalspannung. Eine Verringerung dieser Differenz ist zu erwarten, wenn der 'Verheilungsprozeß' über einen längeren Zeitraum abgewartet wird.
- Eine Steigerung oder Verminderung der erzeugten Vertikalspannung wurde vom Erddruckkissen mit Abweichungen von bis zu 13% - bezogen auf die Druckdifferenz zwischen den Laststufen - registriert (Bild 34b). Die Laststufen wurden dabei jeweils nur wenige Stunden konstant gehalten. Über längere Zeiträume ist in Anlehnung an die erste Versuchsphase (Bild 34a) eine Annäherung der gemessenen an die 'tatsächlichen' Bodenspannungen zu erwarten.

6.2.2.2 In-situ Messungen

Weil die Erddruckkissen zur Messung der Vertikalspannung in horizontaler Lage eingebaut werden mußten und der Einbau einen genügenden zeitlichen Vorlauf vor dem Schildvortrieb haben sollte, kam als Einbauort nur der Zielschacht Köhlbrandhöft in Frage. Um die Messungen außerhalb des durch die Schachterstellung gestörten Bodenbereichs durchzuführen, wurden die Erddruckkissen in 12 m Entfernung zur Schachtwandung - entsprechend dem zweifachen Schachtdurchmesser - am Kopf von Horizontalbohrungen waagrecht in den Glimmerton eingedrückt. Für diesen ferngesteuerten Einbau der Meßwertaufnehmer sind die in Bild 35 dargestellten Geräte Hohlspaten, Erddruckkissen und Zentriereinheit speziell konstruiert worden.

Mit dem Hohlspaten wurden 5 mm dicke, waagerechte Schlitze am Kopf von horizontal vorgetriebenen Bohrungen ausgestochen. Um dabei den Aufbau eines Luftüberdrucks zu verhindern, sind Entlüftungslöcher in die Aussteifungsbleche und längs durch den Vollquerschnitt gebohrt worden.

Das Erddruckkissen wurde aus Stabilitätsgründen in einen spatenförmigen Verstärkungsrahmen eingebettet. Zwischen Einbaugestänge und Druckkissen wurde ein 10 cm langer Vollquerschnitt aus Stahl eingefügt, mit dem das Druckkissen um dieses Maß weiter in den Ton vorgedrückt und somit außerhalb des durch die Bohrung gestörten Bodenbereichs positioniert werden konnte. Das 7 mm dicke Erddruckkissen besteht aus zwei an den Rändern miteinander verschweißten Stahlblechen, zwischen denen ein enger Hohlraum mit Hydrauliköl gefüllt ist. Äußere Spannungen werden über die Stahlbleche auf das Hydrauliköl und von diesem bis zu einem elektrischen Absolutdruckaufnehmer übertragen.

Die aus Polyäthylen gefertigte Zentriereinheit wurde benötigt, um den Hohlspaten und später das Druckkissen am Kopf der Horizontalbohrung an exakt gleicher Stelle horizontal in den Ton einzuführen. Sie besteht aus zwei miteinander verschraubten zylindrischen Halbschalen mit Öffnungen für das Druckkissen sowie das Einbaurohr. Versenkbare Federbänder zentrieren die unterschiedlich dicken Geräte Hohlspaten und Druckkissen.

6.2.3 Porenwasserdruckmessungen

Zur Messung des Porenwasserdrucks sind eigens für die speziellen Bedingungen dieses Meßeinsatzes konstruierte Meßwertaufnehmer hergestellt worden. Dabei veranlaßte die Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit der Ergebnisse, die BLÜMEL (1979) mit den von ihm eingesetzten Porenwasserdruckaufnehmern in einem Kreideton erreicht hatte, zur Übernahme einiger konstruktiver Details.

Die Porenwasserdruckaufnehmer setzen sich aus einem elektrischen Absolutdruckaufnehmer, der in ein Führungsrohr eingebaut und mit Epoxydharz vergossen ist, sowie einem aufgeschraubten Stechzylinder zusammen (Bild 36).

Zur Trennung des Porenwasserdrucks (neutrale Spannungen) von den Boden-
spannungen des Korngerüsts (effektive Spannungen) wurde ein Keramik-
filter in den Stechzylinder eingesetzt. Wegen großer Distanz bei der
Meßwertübertragung wurden für die Meßwertaufnahme Absolutdruckaufnehmer

mit eingebautem Verstärker verwendet. Eine dem Porenwasserdruck proportionale, relativ hohe Gleichspannung von 0 bis 5 Volt als Ausgangssignal des Druckaufnehmers gewährleistet eine annähernd verlustfreie Kabelübertragung der Meßwerte auch bei großen Entfernungen bis zum Anzeige- oder Registriergerät.

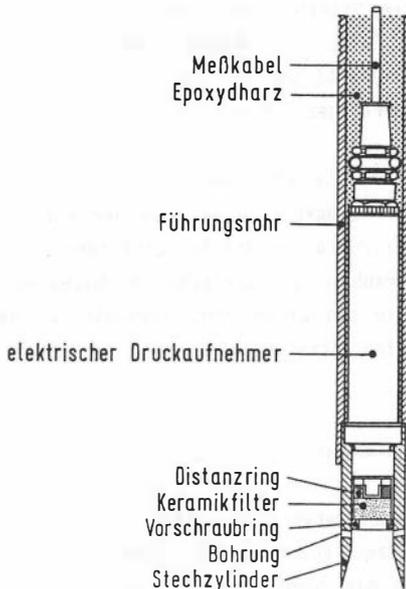


Bild 36: Porenwasserdruckaufnehmer

Im Rahmen von Voruntersuchungen ist der Porenwasserdruck in Tiefen von 36 m bis 66 m in den tertiären Böden entlang der geplanten Leitungs-trasse des Tiefdükers gemessen worden. Aufgrund dieser Ergebnisse ist im Glimmerschluff und Glimmerton im Primärzustand mit vollem hydrostatischem Wasserdruck zu rechnen. Ferner zeigte sich, daß annähernd stabile Meßwerte erst einige Monate nach Einbau der Porenwasserdruck-aufnehmer zu erwarten sind.

6.2.4 Konvergenzmessungen

Konvergenzmessungen werden zur Ermittlung von Relativverschiebungen zwischen gegenüberliegenden Begrenzungsflächen durchgeführt. Im Tiefdüker Dradenau sind die Verschiebungen in sieben Tübbingringen jeweils zwischen den Ulmen und von den Ulmen zum First mit einem mechanischen Konvergenzmeßgerät (Bild 37) gemessen worden.

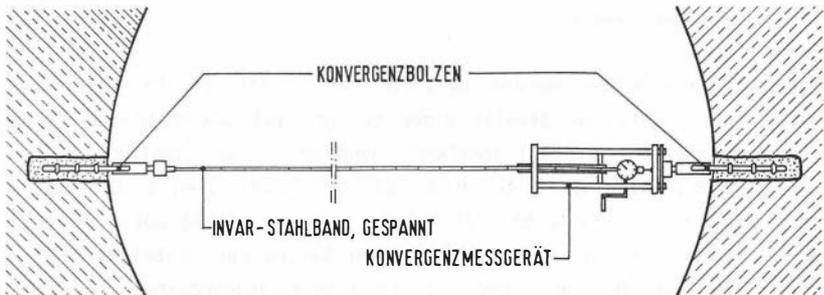


Bild 37: Konvergenzmessung

Zur Messung der Längenänderung einer Meßstrecke wird das Konvergenzmeßgerät an den Meßbolzen befestigt und das Invar- Stahlband vor der Ableseung auf eine definierte, reproduzierbare Zugspannung gebracht. Der Einfluß von Temperaturänderungen gegenüber der Nullmessung wird über den Wärmeausdehnungskoeffizienten des Stahlbandes rechnerisch berücksichtigt.

6.2.5 Betonspannungsmessungen

Zur meßtechnischen Ermittlung der Schnittgrößen in zwei Tübbingringen des Tiefdükers Dradenau wurden die Randspannungen des Betons gemessen und unter Zugrundelegung des HOOKE'schen Gesetzes sowie der BERNOULLI-Hypothese, d.h. bei Annahme eines linearen Spannungs- Dehnungszustands über die Höhe des Querschnitts, Normalkräfte und Biegemomente in den Stahlbetontübbings berechnet.

Nach Abwägung aller Vor- und Nachteile der für diese Meßaufgabe möglichen Meßverfahren fiel die Entscheidung auf die Anwendung der indirekten Spannungsmessung mit Dehnungsmeßstreifen. Von den grundsätzlichen Alternativen, die Dehnungsmessungen an der Bauteiloberfläche, im Betoninnern oder an der Stahlbewehrung durchzuführen, wurde die dritte gewählt. Dehnungsmessungen an der Stahlbewehrung sind für die Druck- als auch Zugzone gleichermaßen gut geeignet, verursachen keine Steifigkeitsveränderung im Querschnitt und ermöglichen die Eliminierung einzelner Störeinflüsse.

Die Dehnungsaufnehmer wurden im Labor hergestellt und kalibriert und später als Ersatz für jeweils einen unteren und oberen Stabstahl der Tübbingbewehrung im Fertigteilwerk montiert. Zur Applikation der Dehnungsmeßstreifen (DMS) auf einer glatten Fläche sind 1,30 m lange, gerippte Betonstabstähle BST 420/500 RU, ϕ 10 mm mittig auf 9 mm abgedreht worden. An zwei gegenüberliegenden Seiten der Stabstähle wurden Folien-DMS mit je zwei senkrecht zueinander angeordneten Meßgittern angeklebt und zu einer WHEATSTONE'schen Vollbrückenschaltung mit vier aktiv messenden DMS verdrahtet (Bild 38).

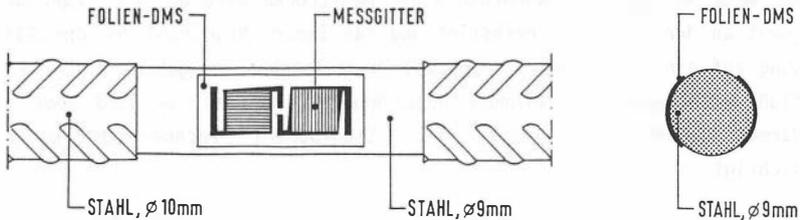


Bild 38: DMS-Applikation auf einem Stabstahl (schematisch)

Der Temperaturgang der verwendeten DMS ist an den des Stahls angepaßt. Zum Schutz gegen Feuchtigkeit sowie mechanische Einwirkungen sind die Befestigungsstellen der DMS mit speziellem Kitt und Silikon abgedeckt worden. Zusätzlich wurden kurze Kunststoffrohre über die Meßstellen geschoben, an den Enden abgedichtet und mit Epoxydharz vergossen.

Die Prüfung und Kalibrierung der zu Dehnungsaufnehmern präparierten Stabstähle erfolgte in einer Zugpresse mit einer Prüflast, die etwa 50 % der Streckgrenze β_s des Stahls entsprach. Für jeden Aufnehmer wurde durch schrittweise Be- und Entlastung die Beziehung zwischen gemessener Dehnung und aufgebrachtener Last ermittelt. Die Regressionsanalyse ergab für eine lineare Funktion der 6 Belastungsstufen Regressionskoeffizienten zwischen 0,9998 und 0,9999, also eine sehr gute Linearität zwischen äußerer Last und gemessener Dehnung. Zur Berechnung der gesuchten Kraftgröße F_s aus dem am Kompensator abgelesenen Meßwert M ergab sich unter Berücksichtigung des Nullwerts N sowie der durch Kalibrierung ermittelten Konstante B folgende Beziehung:

$$F_s = (M - N) \cdot B \quad (43)$$

Durch gezielte Anordnung und Schaltung von vier aktiv messenden Dehnungsmeßstreifen gelang es, Aufnehmer herzustellen, mit denen nur die infolge Normalkraft erzeugte Dehnung ϵ in Achsrichtung des Stahls gemessen und überlagernde Beanspruchungen aus Temperatur, Biegemoment oder Torsionsmoment vollständig kompensiert wurden (Bild 39).

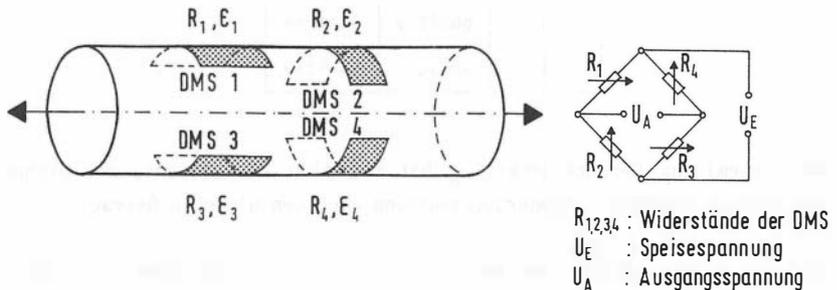


Bild 39: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen und Schaltung der WHEATSTONE'schen Vollbrücke

Am Beispiel der Temperatur wird das Prinzip der Kompensation von Störeinflüssen erläutert. Erfolgt eine Temperaturänderung während der Dehnungsaufnehmer einer mechanischen Beanspruchung unterworfen ist, so setzt sich das Meßsignal aus zwei Anteilen zusammen, der erwünschten

Dehnung ϵ_M aus mechanischer Beanspruchung und der unerwünschten Wärmeausdehnung ϵ_W .

$$\frac{\Delta R}{R_0} = k(\epsilon_M + \epsilon_W) = \frac{U_A}{U_E} \quad (44)$$

mit: $\frac{\Delta R}{R_0}$: relative Widerstandsänderung

k : konstanter Proportionalitätsfaktor

Für die in Bild 39 dargestellte Anordnung und Schaltung der DMS ergeben sich bei mechanischer und thermischer Belastung folgende Vorzeichen der Dehnungen:

DMS-Nr.	ϵ_M	ϵ_W
1	positiv	positiv
2	negativ	positiv
3	positiv	positiv
4	negativ	positiv

Der thermische Dehnungsanteil ϵ_W hat für alle DMS gleiches Vorzeichen und bei gleichmäßiger Temperaturänderung auch den gleichen Betrag.

Auf der Grundlage der für WHEATSTONE'sche Brückenschaltungen allgemein gültigen Beziehung (HOFFMANN, 1973):

$$\frac{U_A}{U_E} = \frac{k}{4} (\epsilon_1 - \epsilon_2 + \epsilon_3 - \epsilon_4) \quad (45)$$

erhält man bei mechanischer Beanspruchung des in Bild 39 dargestellten Stabstahls:

$$\frac{U_A}{U_E} = \frac{k}{4} [\epsilon_{M1} - (-\nu \cdot \epsilon_{M1}) + \epsilon_{M3} - (-\nu \cdot \epsilon_{M3})] \quad (46)$$

mit: ν : Poissonzahl des Stabstahls

Erfolgt zusätzlich eine Temperaturänderung, so erhält man nach Gl.(44) und Gl.(46) folgenden Ausdruck:

$$\frac{U_A}{U_E} = \frac{k}{4} [(\epsilon_{M1} + \epsilon_{W1}) - (-\nu \cdot \epsilon_{M1} + \epsilon_{W2}) + (\epsilon_{M3} + \epsilon_{W3}) - (-\nu \cdot \epsilon_{M3} + \epsilon_{W4})] \quad (47)$$

Unter der realistischen Annahme, daß alle DMS einer Meßstelle der gleichen Temperaturänderung ausgesetzt sind ($\epsilon_{W1} = \epsilon_{W2} = \epsilon_{W3} = \epsilon_{W4}$), ist die Störgröße ϵ_W eliminiert bzw. der Temperatureinfluß auf das Meßsystem kompensiert.

Die entwickelten und hergestellten Dehnungsaufnehmer waren somit bezüglich Meßgenauigkeit, Abmessungen, Beanspruchungen und Robustheit auf die speziellen Anforderungen der Spannungsmessungen in Stahlbetontübbings abgestimmt. Marktübliche Aufnehmer, die dieser Kombination von Anforderungen gerecht würden, stehen nicht zur Verfügung.

6.3 Lage der Meßwertaufnehmer

Weil mit den Porenwasserdruckaufnehmern, Geozellen und Erddruckkissen Bodenspannungen um den Tiefdüker Dradenau im Primär- und Sekundärspannungszustand gemessen werden sollten, ergab sich die zwingende Vorgabe, die Aufnehmer von der Geländeoberkante bzw. vom Zielschacht Köhlbrandhöft aus einzubauen. Diese Vorgehensweise bot für den Aufnehmer-einbau die Möglichkeit eines zum Abbau von unvermeidlichen Einbaustörungen erforderlichen zeitlichen Vorlaufs vor dem Tunnelvortrieb.

Wegen der Bebauung, Gewässer- und Verkehrsführung im Hamburger Hafengebiet waren der Einrichtung von Meßquerschnitten mit Vertikalbohrungen

im Bereich des Tiefdükers Dradenau enge Grenzen gesetzt. Bild 40 zeigt die Lage aller innerhalb und außerhalb des Tiefdükers installierten Meßwertaufnehmer im Lageplan (links) sowie teilweise im Querschnitt (rechts). Bei den Stationsangaben, die sich auf die Mitte des Schachtes Dradenau beziehen, sind Ergebnisse von durchgeführten Bohrlochneigungsmessungen bereits berücksichtigt. Wegen mehrfach erforderlich gewordener Planungsänderungen für das Meßprogramm beginnt die Bezeichnung der Einbauorte für Porenwasserdruckaufnehmer, Geozellen und Erddruckkissen mit 'Meßquerschnitt V'.

In den Meßquerschnitten (MQ) V und VI b sind jeweils ein Porenwasserdruckaufnehmer und eine Geozelle im Bereich der Ulme sowie im MQ VI a im First des später aufgefahrenen Tunnels installiert worden. Im Meßquerschnitt VII, nahe dem Zielschacht Köhlbrandhöft, wurden beide Meßwertaufnehmer sowohl im First als auch in einer Ulme eingebaut. Die vom Schacht Köhlbrandhöft eingebauten Erddruckkissen zur Messung der Vertikalspannungen im First und in der Ulme befinden sich ebenfalls im MQ VII.

Um eventuelle Einflüsse der Geologie über dem Tunnel auf den Primär- und Sekundärspannungszustand erkennen zu können, wurde die Lage von MQ V in einen Bereich geringer Überdeckung aus Glimmerschluff und Glimmertone (Rinne I) gelegt. Hingegen wurden die Meßquerschnitte VI a und VI b in Bereichen großer tertiärer Überdeckung angeordnet.

Konvergenzmessungen sind in sieben Tübbingringen durchgeführt worden. Die Stationen dieser Meßstellen waren wesentlich durch den Baubetrieb vorgegeben, weil der Einbau von Konvergenzmeßbolzen nur während der Stillstandsphasen an Wochenenden möglich war. Eine benachbarte Lage zu den Meßquerschnitten V bis VII ließ sich dennoch einrichten. Die Tübbingringe 1171 und 1799 wurden ferner mit Dehnungsaufnehmern zur Betonspannungsmessung bestückt.

KONVERGENZ-
MESSUNGEN

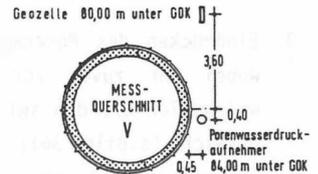
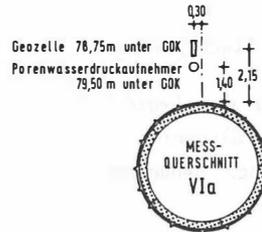
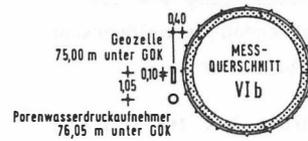
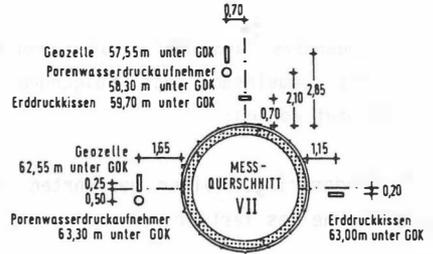
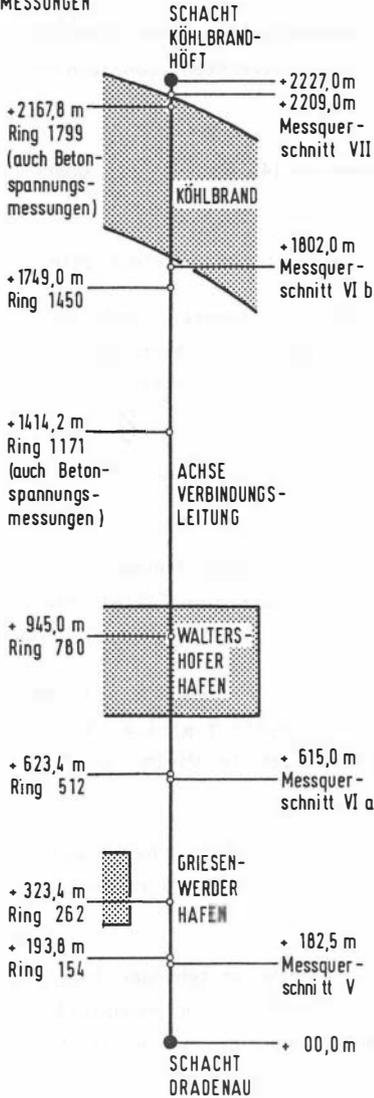


Bild 40: Lage der Meßwertaufnehmer im Lageplan und in Querschnitten des Tiefdükers Dradenau

6.4 Einbau der Meßwertaufnehmer

Mit Ausnahme des MQ V sind Porenwasserdruckaufnehmer und Geozelle jeweils gemeinsam nach folgendem Ablauf in lotrechten Bohrlochern eingebaut worden:

1. Niederbringen einer verrohrten Spülbohrung ϕ 146 mm bis zur Oberfläche des Tertiärs
2. Spülbohrung ϕ 83 mm bis ca. 6 m oberhalb der geplanten Bohrlochsohle
3. Bohrlochneigungsmessung mit einem GLÖTZL-Inklinometer und Baustellenauswertung zur Gewährleistung eines genügenden Abstandes zum aufzufahrenden Tunnelquerschnitt und zur exakten Lagebestimmung der Meßwertaufnehmer
4. Spülbohrung bis zur Endteufe in einem für den Einbau der Geozelle erforderlichen Durchmesser von 63 mm
5. Verschraubung der Geozelle mit dem Porenwasserdruckaufnehmer, einsetzen eines im Exsikkator vollständig wassergesättigten Filtersteins in den Stechzylinder, Füllung des Stechzylinders mit weichem Ton
6. Füllung der Geozelle und der angeschlossenen Schläuche mit einem Wasser- Glycerin- Gemisch im Verhältnis 1:1 (Wichte $\bar{\gamma} = 11,3 \text{ kN/m}^3$), das einen genügenden Frostschutz für Messungen im Winter gewährleistet
7. Aufstecken einer lösbaren Klemmhülse auf die Geozelle, herablassen der Meßwertaufnehmer bis zur Bohrlochsohle bei gleichzeitiger Montage des Einbaugestänges
8. Eindrücken des Porenwasserdruckaufnehmers in den anstehenden Boden, wobei der zuvor zur Vermeidung von Lufteinschlüssen eingefüllte weiche Ton aus den seitlich angeordneten Bohrungen des Stechzylinders entwich (s.Bild 36); Kontrolle für vollständiges Eindrücken durch Beobachtung der gemessenen Porenwasserdrücke

9. Bohrlochverfüllung im Kontraktorverfahren mit einer Bentonit-Zement-Suspension als dauerhaft dichter Verschluss des Bohrlochs über dem Porenwasserdruckaufnehmer
10. Belastung der Geozelle mit einem Druck, der zusammen mit dem hydrostatischen Druck in dem vertikal geführten Verbindungsschlauch etwa der 1,2-fachen geschätzten Horizontalspannung entsprach; dabei Aufnahme der Druck- Volumen- Kurve.

Beim Abziehen des Einbaugestänges wurde die Lage des Porenwasserdruckaufnehmers durch die Fixierung der Geozelle im Bohrloch und Kopplung beider Meßwertaufnehmer gesichert.

Bild 41 zeigt exemplarisch die Auswertung einer Inklinometermessung für den Meßquerschnitt VI a. Die Abweichung des Bohrlochneigung gegenüber der Lotrechten betrug maximal ca. 0,9 % der Bohrlochtiefe.

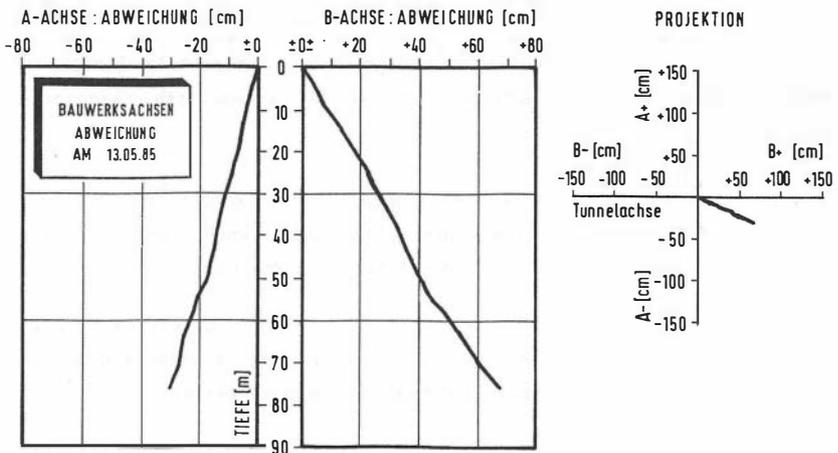


Bild 41: Auswertung der Inklinometermessung im MQ VI a

In Bild 42 sind die wichtigsten Einbaudaten der Meßwertaufnehmer in den Meßquerschnitten V bis VII tabellarisch zusammengestellt.

Meßquer- schnitt	Einbaudatum Porenwasser- druckaufnehmer und Geozelle	Einbautiefe unter GOK [m]			Höhe der GOK über NN [m]
		Porenwasser- druckauf- nehmer	Geozelle	Erddruck- kissen	
V	08.05.85	-84,00	-80,00	-	+5,89
VIa	14.05.85	-79,50	-78,75	-	+5,64
VI b	20.05.85	-76,05	-75,00	-	+5,39
VII, Ulme	22.05.85	-63,30	-62,55	-63,00	+5,69
VII, First	23.05.85	-58,30	-57,55	-59,70	+5,62

Bild 42: Einbaudaten der Meßwertaufnehmer, MQ V bis MQ VII

Der vom Schacht Köhlbrandhöft aus vorgenommene **horizontale Einbau von Erddruckkissen** erfolgte nach dem in Bild 43 schematisch skizzierten Ablauf:

1. Vortreiben einer verrohrten, horizontalen Schneckenbohrung mit Luftspülung (ϕ 178 mm, $l = 12$ m); Herstellung einer ebenen und lotrechten Fläche am Kopf der Bohrung mit einem Spezial- Bohrmeißel
2. Zentriereinheit einbauen und nach visueller Lagekontrolle durch Drehung am Einbaurohr horizontal ausrichten; Zentriereinheit gegen den Boden pressen und Einbaurohr zur Lagesicherung verkeilen
3. Einführen des Hohlspatens mit einem durch Abstandhalter zentrierten und knickgesicherten Gestänge
4. Ausstechen eines horizontalen Schlitzes durch sukzessive Bodenentnahme mit dem Hohlspaten

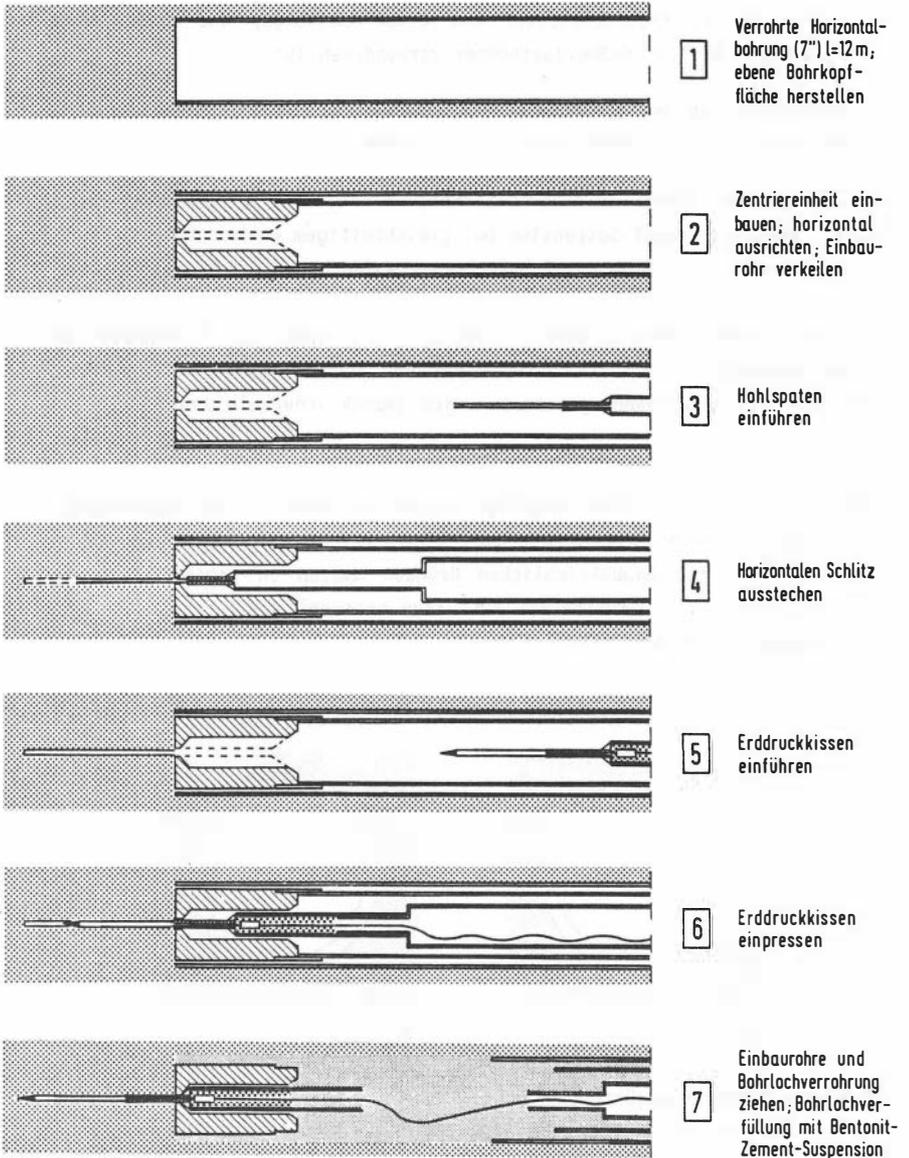


Bild 43: Schematischer Ablauf für den Einbau von Erddruckkissen in horizontalen Bohrungen

5. Einführen des Erddruckkissens mit einem Gestänge, das durch eine Steckmuffe mit dem Meßwertaufnehmer verbunden ist
6. Erddruckkissen bei gleichzeitiger Messung der Erddruckspannungen in den zuvor ausgestochenen Schlitz einpressen
7. Gestänge und Einbaurohre herausziehen; vollständige Bohrlochverfüllung mit Bentonit-Zement-Suspension bei gleichzeitigem Ausbau der Bohrlochverrohrung; Verschuß des Bohrlochs mit aufgeschweißter Stahlplatte.

Die gemessenen Erddrücke waren direkt nach dem Einbau der Erddruckkissen erwartungsgemäß höher als die berechneten Vertikalspannungen. Einbaubedingte Überschußspannungen bauten sich jedoch innerhalb weniger Wochen ab.

Unmittelbar nach der Tübbingmontage wurden die Meßbolzen für **Konvergenzmessungen** einzementiert und die Nullmessung vor der Ringspaltverpressung durchgeführt. Aus baubetrieblichen Gründen mußten in einigen Tübbingringen jeweils zwei Firstbolzen mit einem gegenseitigen Abstand von ca. 1,10 m gesetzt werden (Bild 44).

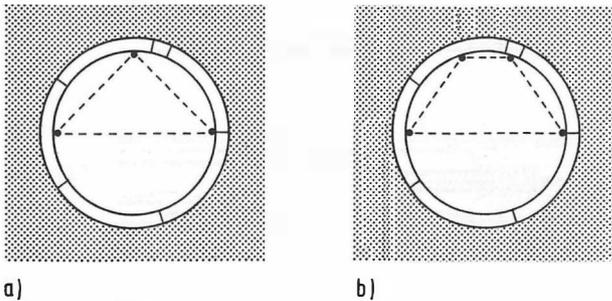


Bild 44: Konvergenzmeßstrecken

- a) der Ringe 154, 262, 512, 780
- b) der Ringe 1171, 1450, 1799

Zur Ermittlung der **Betonspannungen** in den Stahlbetontübbings wurden die 1,30 m langen Dehnungsaufnehmer nach der Kalibrierung an den Krümmungsradius der Tübbingbewehrung angepaßt und im Fertigteilwerk in die Bewehrungskörbe der Tübbings integriert (Bild 45). Dafür wurden jeweils aus der Mitte des oberen und unteren mittleren Längsbewehrungsstabes ca. 50 cm herausgeschnitten und als Ersatz ein Dehnungsaufnehmer mit je 40 cm Übergreifungslänge montiert.

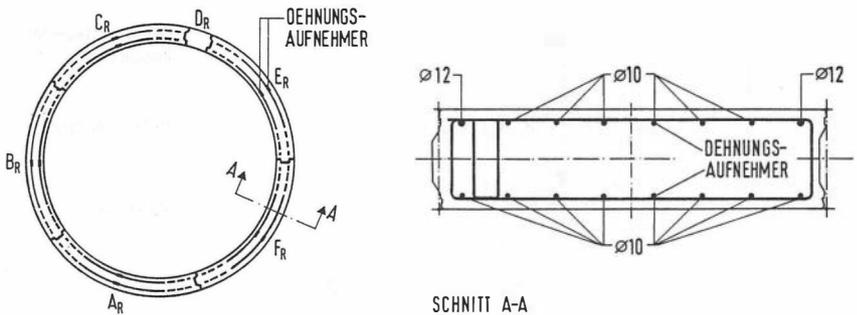


Bild 45: Lage der Dehnungsaufnehmer im Tübbingring sowie im Querschnitt der Tübbings

Die Nullmessungen für die Dehnungsaufnehmer sind nach einer Lagerungsdauer von sechs bis acht Wochen bei unbelasteten, aufrecht stehenden Tübbings aufgenommen worden. Der Zuwachs von Eigenspannungen aus Schwinden des Betons war nach dieser Zeitspanne weitgehend abgeklungen und wird auf die anschließenden Messungen nach der Montage der Tübbings einen vernachlässigbar geringen Einfluß gehabt haben.

6.5 Meßwerterfassung

Die Porenwasserdruckaufnehmer, Geozellen und Erddruckkissen konnten wahlweise entweder manuell oder von einer automatischen Meßanlage abgelesen werden. Jeweils einige Tage bevor der Schildvortrieb einen Meßquerschnitt erreichte, ist eine mobile Meßwerterfassungsanlage installiert worden (Bild 46). Mit der Anlage konnten Meßdaten von bis zu 15

Aufnehmern in beliebigen Zeitintervallen rechnergesteuert registriert und gespeichert werden. In Phasen schneller Meßwertänderungen war somit die kontinuierliche Erfassung der Spannungsverläufe möglich.

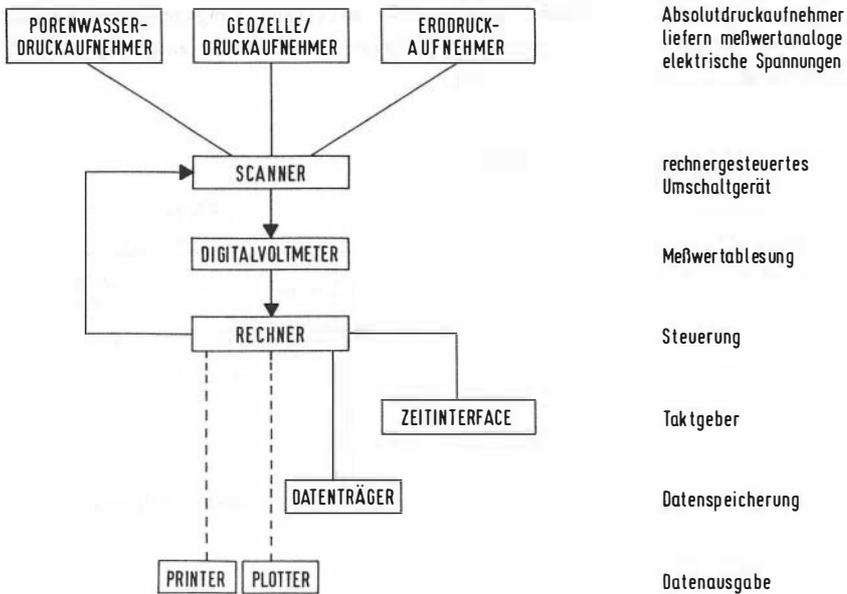


Bild 46: Meßkette zur Registrierung, Speicherung und Ausgabe der Meßdaten

Die Zeitpunkte, zu denen das Schneidrad der Schildvortriebsmaschine einen Meßquerschnitt erreichte und der Schildschwanz den MQ passiert hatte, die Vortriebsgeschwindigkeit während der Durchquerung des MQ sowie der Beginn und die Beendigung der automatischen Meßdatenerfassung sind in Bild 47 für alle Meßquerschnitte tabellarisch zusammengestellt.

Meßquer- schnitt	Schneidrad erreicht MQ	Schildschwanz passiert MQ	Vortriebs- geschwin- digkeit [m/h]	Beginn automat. Meßwert- erfassung	Ende automat. Meßwert- erfassung
MQ V	22.08.85 6.00 h	22.08.85 20.00 h	0,58	21.08.85 13.40 h	25.09.85 12.00 h
MQ VIa	07.10.85 22.30 h	08.10.85 5.00 h	1,23	01.10.85 19.00 h	29.11.85 0.00 h
MQ VIb	19.12.85 6.30 h	19.12.85 13.00 h	1,12	06.12.85 18.00 h	09.01.86 11.00 h
MQ VII	28.01.86 18.30 h	29.01.86 9.30 h	0,50	22.01.86 0.00 h	18.12.87 19.00 h

Bild 47: Daten zur Schilddurchquerung der Meßquerschnitte

Um die Betonspannungen in den Stahlbetontübbings des Tiefdükers auch im Betriebszustand ermitteln zu können, ist im Ring 1799 eine Relaisstation installiert worden, die eine Meßwertabfrage über nur ein an die Geländeoberkante geführtes Meßkabel ermöglichte. Eine baubetrieblich verursachte irreparable Beschädigung dieses Meßkabels innerhalb der Ortbetoninnenschale vereitelte dieses Meßvorhaben, weshalb Betonspannungsmessungen nur für einen Tübbingring vorliegen.

7. ERGEBNISSE UND ANALYSE DER SPANNUNGSMESSUNGEN IM BODEN

7.1 Systematik

Die während eines Zeitraums von viereinhalb Jahren aufgenommenen Meßwerte werden im Interesse einer einheitlichen Systematik getrennt nach den einzelnen Spannungsarten in gleicher Reihenfolge dargestellt, wie die Beschreibung des Meßprogramms in Abschnitt 6 erfolgte. Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse ist die graphische Gestaltung der ausgewerteten Horizontalspannungsmessungen, Vertikalspannungsmessungen und Porenwasserdruckmessungen einheitlich aufgebaut (Bilder 48 bis 57):

Am oberen Blattrand ist der zur Auswertung relevante Bauablauf in Form eines vereinfachten Balkenplans dargestellt. Eine Skizze der Einbaulage des betreffenden Meßwertaufnehmers befindet sich in einem Fenster des jeweils oberen Diagramms. Der Spannungsverlauf über der Zeitachse ist für jeden Meßwertaufnehmer in zwei bzw. drei Diagrammen mit unterschiedlich langen Zeiträumen aufgetragen:

a) Langfassung

Diese Darstellung umfaßt den gesamten Meßzeitraum von Juni 1985 bis Dezember 1989 mit jeweils mehreren hundert Meßwerten. Der Zeitpunkt, zu dem die Schildvortriebsmaschine einen Meßquerschnitt bzw. die Meßwertaufnehmer passierte, ist in sämtlichen Meßkurven durch eine strichpunktierte Linie markiert.

b) Kurzfassung

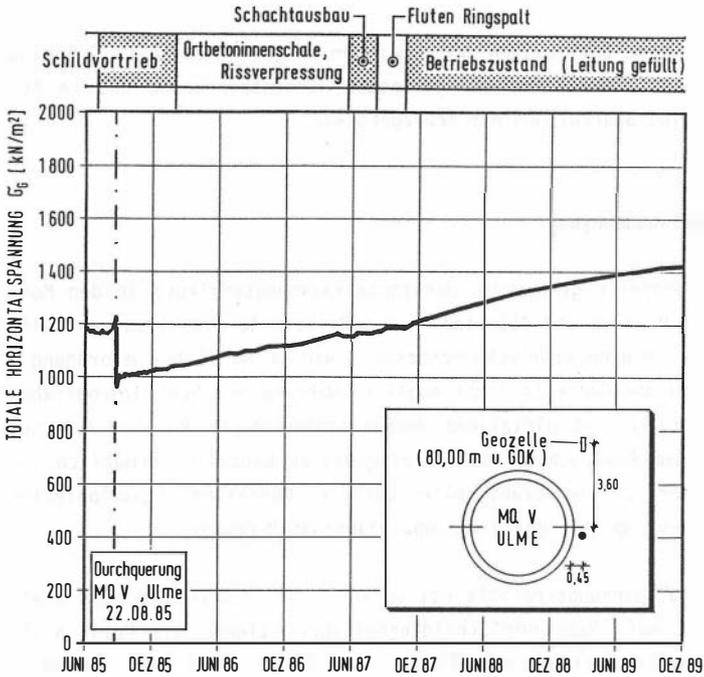
Die Kurzfassung zeigt für einen Zeitraum von 20 Tagen während der Phase der Durchquerung, in der die größten Spannungsänderungen auftraten, einen vergrößerten Ausschnitt der Langfassung. Eine zusätzliche, gepunktete Kurve stellt den zeitlichen Ablauf des Schildvortriebs dar; für beliebige Zeitpunkte ist abzulesen, in welcher Entfernung sich die Ortsbrust vor bzw. hinter dem Meßquerschnitt befand. Ein grau hinterlegter Bereich in den Kurzfassungen kennzeichnet weitere, noch detailliertere Ausschnittsvergrößerungen, die exemplarisch für einige Spannungsverläufe in Abschnitt 7.5.1 dargestellt sind.

Im Anschluß an die Darstellung der Meßkurven folgt in Abschnitt 7.5 eine Analyse sowie ein Vergleich der gemessenen Bodenspannungen und in Abschnitt 7.6 eine Beurteilung der Meßergebnisse.

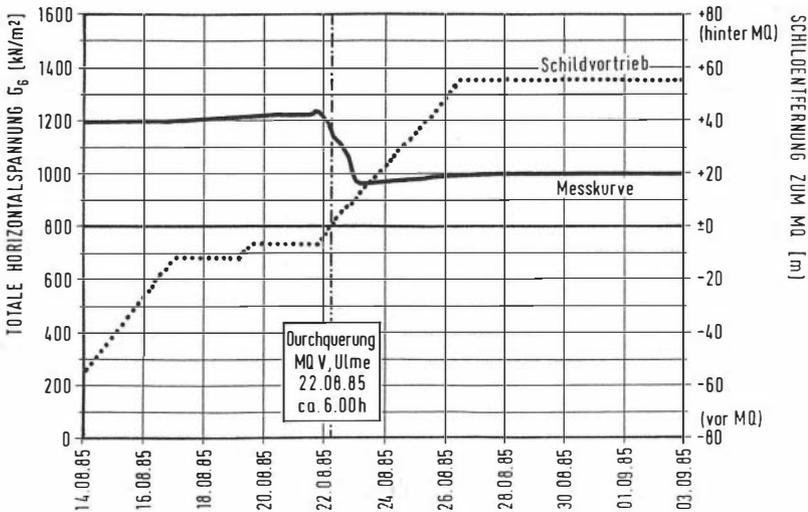
7.2 Horizontalspannungen

Die mit der Geozelle gemessenen Horizontalspannungsverläufe in den Meßquerschnitten V, VI a und VII sind in den Bildern 48 bis 51 dargestellt. Wegen eines zu großen Bohrlochdurchmessers war im MQ VI b ein ordnungsgemäßer Einbau der Geozelle nicht möglich. Während der Schildvorbeifahrt führte die starke und plötzliche Bodenentspannung im Bereich der nur 40 cm neben dem Ausbruchquerschnitt eingebauten Geozelle vermutlich zum Zerbersten der Gummimembran. Alle übrigen Geozellen funktionierten einwandfrei bis zum Ende der viereinhalbjährigen Meßdauer.

Alle Horizontalspannungsverläufe weisen vor der Durchquerung eine steigende Tendenz auf. Nach der Schildvorbeifahrt stiegen die Horizontalspannungen im Firstbereich schneller an als in der Ulme. Ein annähernd asymptotischer Verlauf der Meßkurven zum Ende der Meßzeitraums deutet auf das Erreichen eines Kulminationspunktes hin.

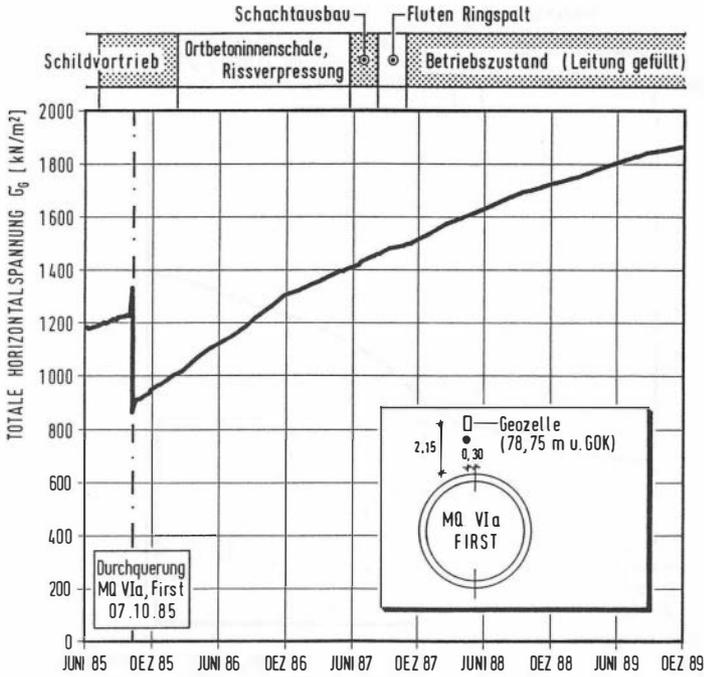


a) Langfassung mit Bauablauf und Einbauort

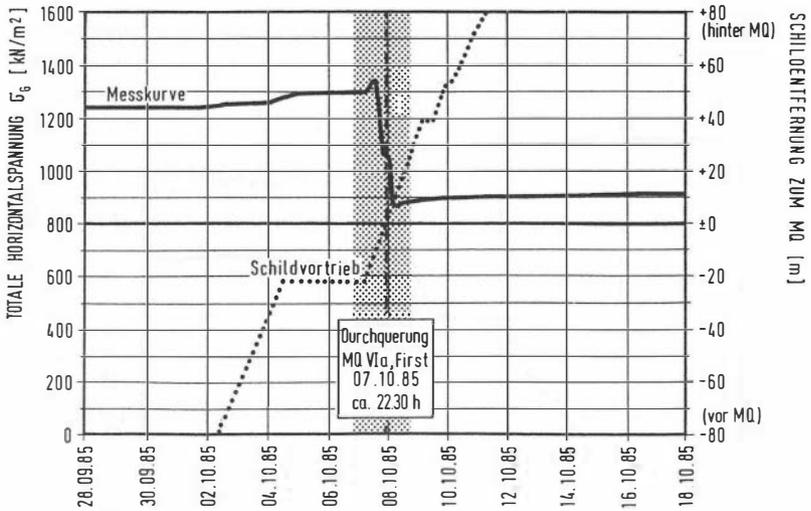


b) Kurzfassung

Bild 48: Horizontalspannungsverlauf (σ_G) in der Ulme des MQ V

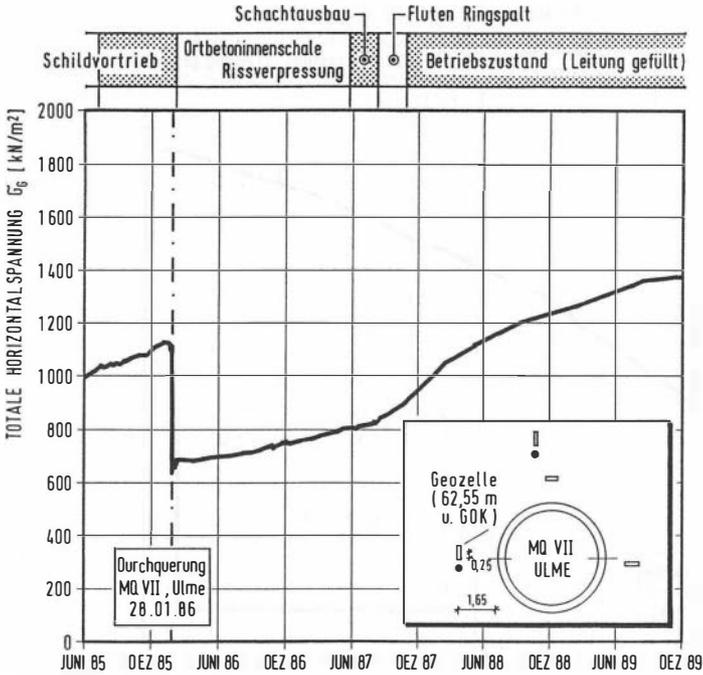


a) Langfassung mit Bauablauf und Einbauort

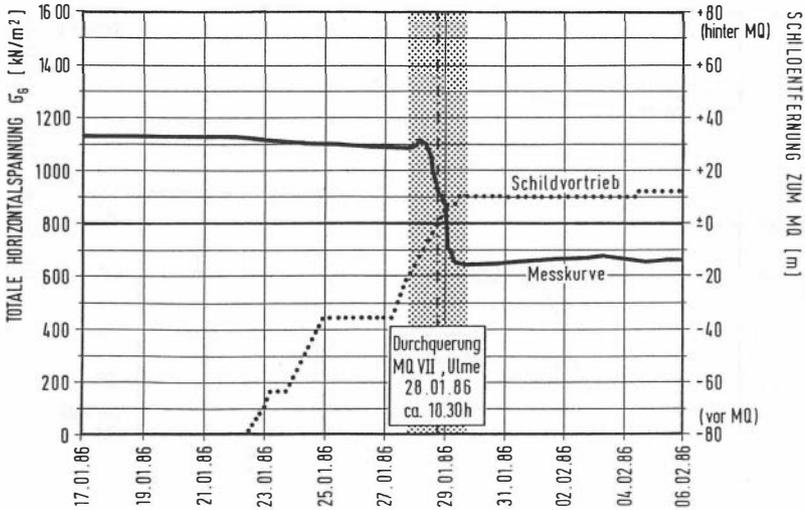


b) Kurzfassung

Bild 49: Horizontalspannungsverlauf (σ_G) im First des MQ VI a

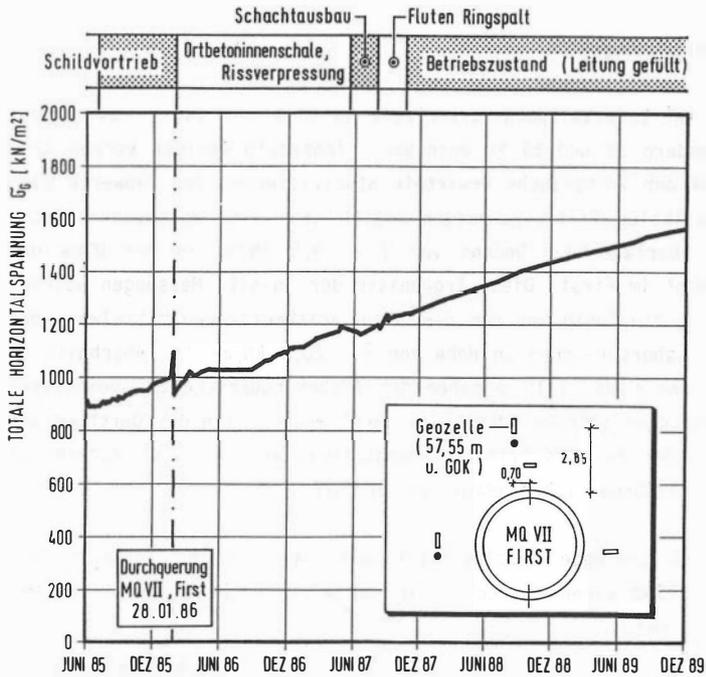


a) Langfassungung mit Bauablauf und Einbauort

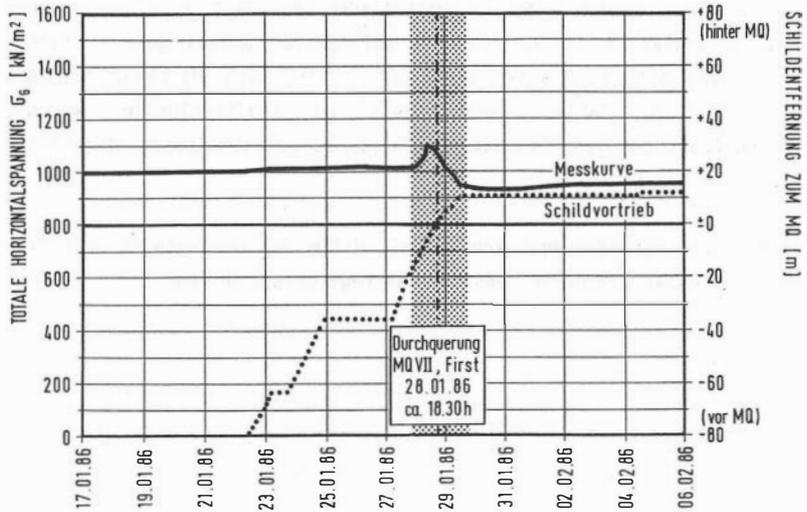


b) Kurzfassungung

Bild 50: Horizontalspannungsverlauf (σ_G) in der Ulme der MQ VII



a) Langfassung mit Bauablauf und Einbautort



b) Kurzfassung

Bild 51: Horizontalspannungsverlauf (σ_G) im First des MQ VII

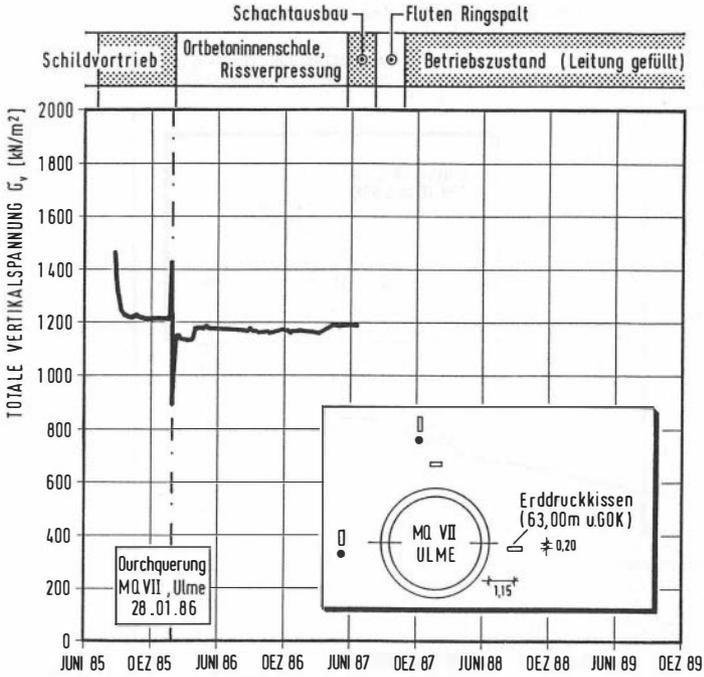
7.3 Vertikalspannungen

Die gemessenen Vertikalspannungsverläufe in Ulme und First des MQ VII sind den Bildern 52 und 53 zu entnehmen. Innerhalb weniger Wochen trat die aufgrund der Vorversuche erwartete Stabilisierung der Meßwerte ein. Aus den vertikalen Primärspannungen ergibt sich eine durchschnittliche Wichte des überlagernden Bodens von $\bar{\gamma} = 19,5 \text{ kN/m}^2$ in der Ulme und $\bar{\gamma} = 20,0 \text{ kN/m}^2$ im First. Diese Ergebnisse der in-situ Messungen weichen demnach nur geringfügig von dem gewogenen arithmetischen Mittelwert der Wichten aus Laborversuchen in Höhe von $\bar{\gamma} = 20,9 \text{ kN/m}^2$ (s. Abschnitt 5) ab. Die in der Ulme, 1,15 m neben dem Ausbruchquerschnitt, gemessenen Vertikalspannungen stiegen bereits ca. acht Wochen nach der Durchquerung annähernd wieder auf das Primärspannungsniveau an, im First wurden nur ca. 70 % der ursprünglichen Spannungen erreicht.

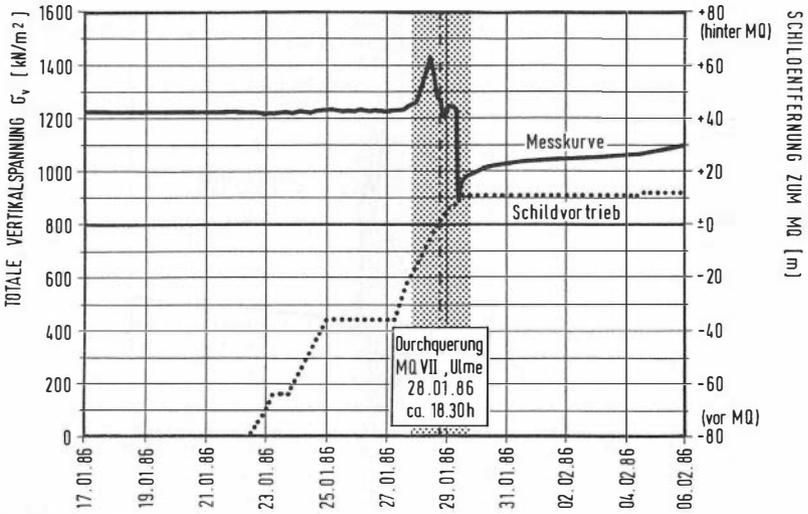
Baubetrieblich bedingte Kabelbeschädigungen verursachten im Juni 1987 bzw. im Mai 1988 einen Kurzschluß in den elektrischen Verstärkern der Erddruckaufnehmer.

In den Kurzfassungen beider Vertikalspannungsverläufe sind Druckschwankungen während der Durchquerung zu erkennen. Steuerbewegungen der Vortriebsmaschine werden hier zu wechselnden Be- und Entlastungen des zumindest teilweise am Schildmantel anliegenden Bodens geführt haben. Erst nachdem der ca. 8 m vom Bohrkopf entfernte Schildschwanz die Meßstelle verließ, fehlte vorübergehend der kraftschlüssige Verbund zwischen Boden und Tunnelausbau und führte zu der gemessenen plötzlichen Entspannung des Bodens.

Vertikalspannungsänderungen konnten mit Hilfe der neu entwickelten Meßtechnik offenbar mit hoher Sensitivität registriert werden.

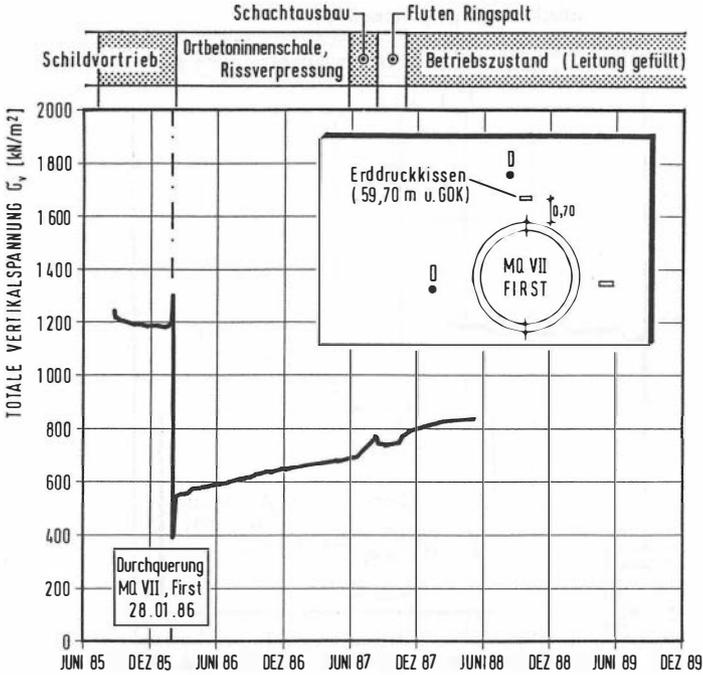


a) Langfassung mit Bauablauf und Einbauort

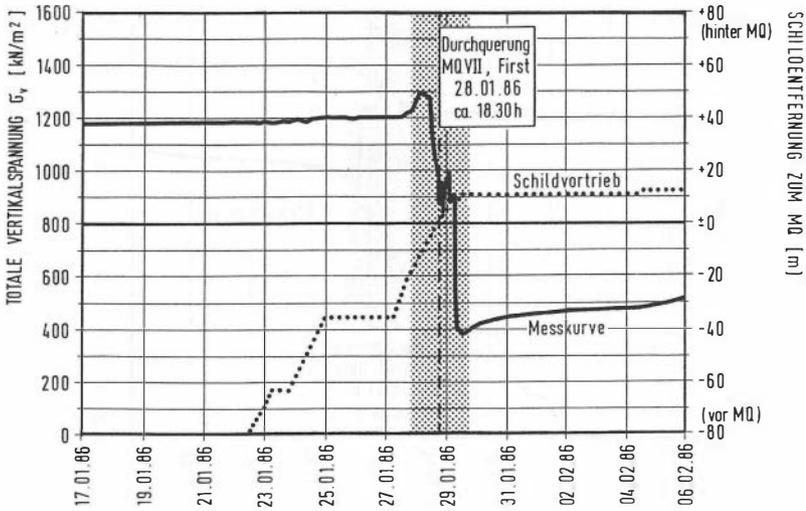


b) Kurzfassung

Bild 52: Vertikalspannungsverlauf in der Ulme des MQ VII



a) Langfassung mit Bauablauf und Einbauort



b) Kurzfassung

Bild 53: Vertikalspannungsverlauf im First des MQ VII

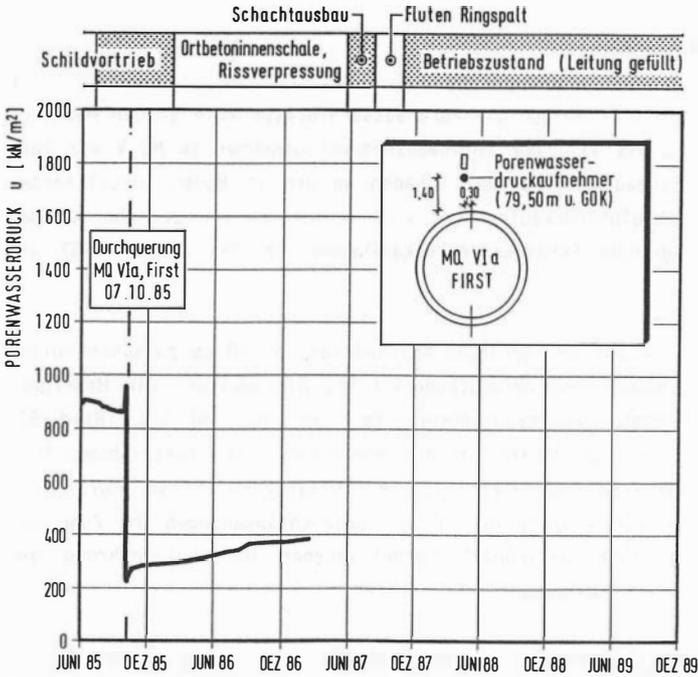
7.4 Porenwasserdrücke

Die Bilder 54 bis 57 zeigen die Porenwasserdruckverläufe in den Meßquerschnitten VI a bis VII. Der Porenwasserdruckaufnehmer im MQ V war kurz nach seinem Einbau ausgefallen. Schäden an den im Boden installierten elektrischen Absolutdruckaufnehmern sind vermutlich die Ursache für den Ausfall der übrigen Porenwasserdruckaufnehmer in den Jahren 1987 und 1989.

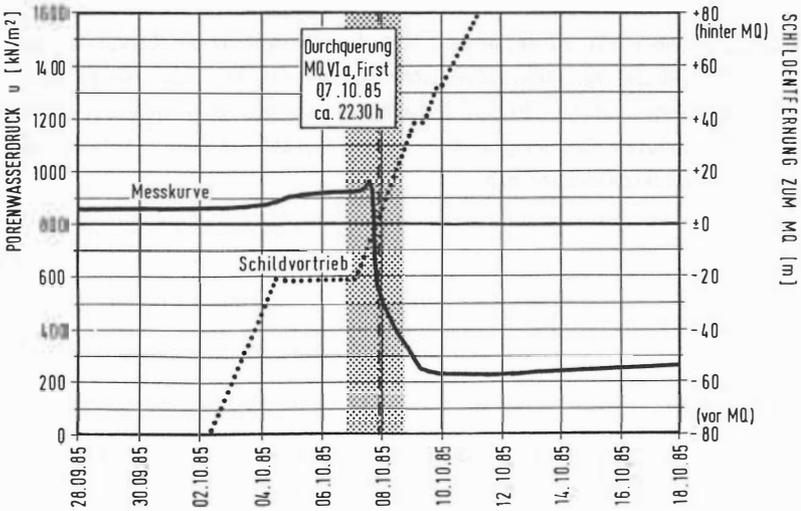
Beim MQ VI b ist auf den geringen Abstand von ca. 60 cm zwischen Porenwasserdruckaufnehmer und Ausbruchquerschnitt hinzuweisen. Die Meßergebnisse des Porenwasserdruckaufnehmers im First des MQ VII (Bild 57) zeigen bereits einige Monate vor der Vorbeifahrt der Vortriebsmaschine eine kontinuierliche und relativ starke Druckabnahme. Diese Störung des Druckverlaufes ist wahrscheinlich auf Bodenentspannungen im Zuge der Anfang August 1986 benachbart vorgetriebenen Horizontalbohrung zum Einbau eines Erdruckkissens zurückzuführen.

Eine von den übrigen Porenwasserdruckaufnehmern während der ersten Monate nach deren Einbau registrierte Druckabnahme ist ein Indiz für die Kompensation einbaubedingter Überschußspannungen.

Den Kurzfassungen ist zu entnehmen, daß der Verlauf aller Meßkurven auch während der Phase der Schilddurchquerung stetig ist, bzw. keine Spannungsschwankungen zeigt. Diese Beobachtung deutet im Vergleich zu den gemessenen totalen Spannungen auf eine Trägheit in der Aufnahme der Porenwasserdruckspannungen hin.

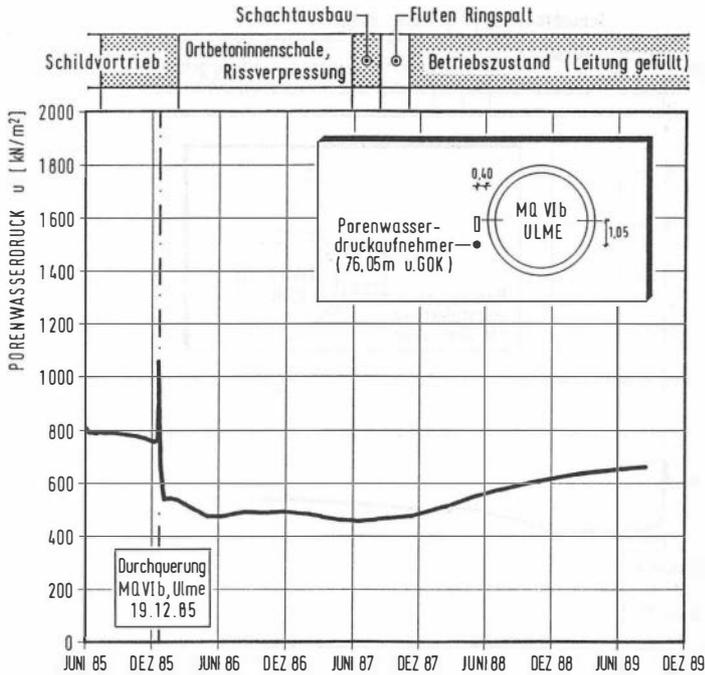


a) Langfassung mit Bauablauf und Einbautort

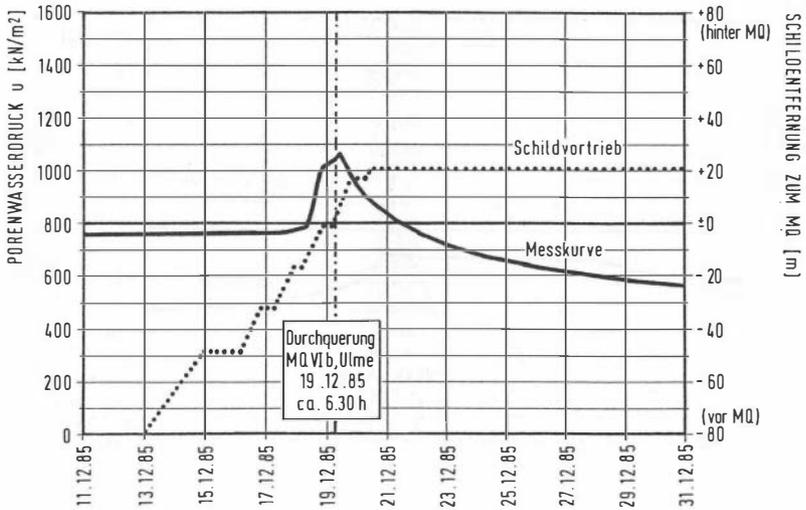


b) Kurzfassung

Bild 54: Porenwasserdruckverlauf im First des MQ VI a

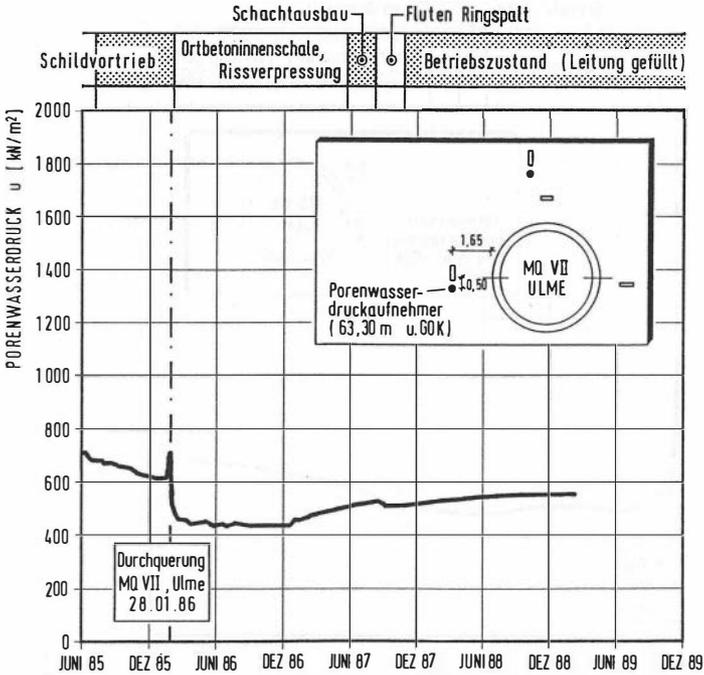


a) Langfassung mit Bauablauf und Einbaort

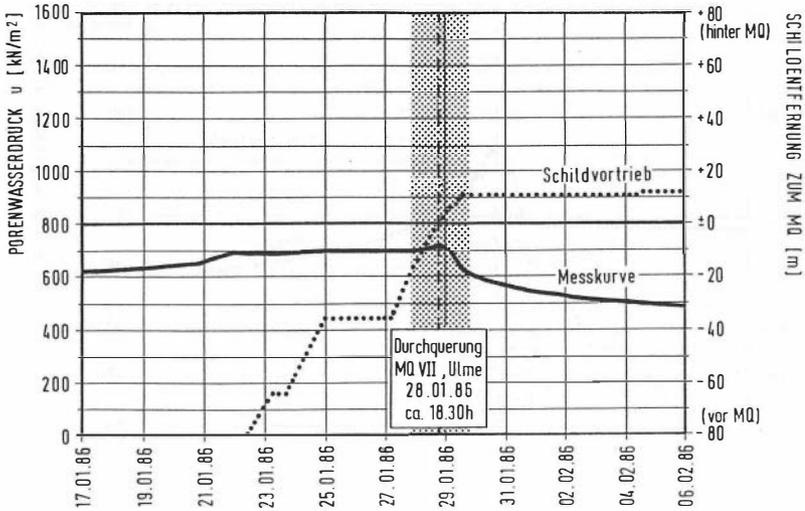


b) Kurzfassung

Bild 55: Porenwasserdruckverlauf in der Ulme des MQ VI b

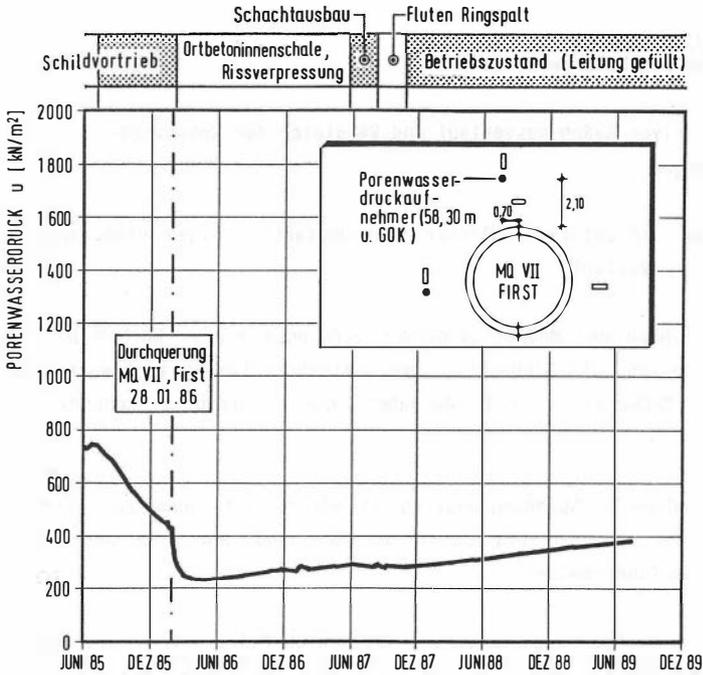


a) Langfassung mit Bauablauf und Einbauort

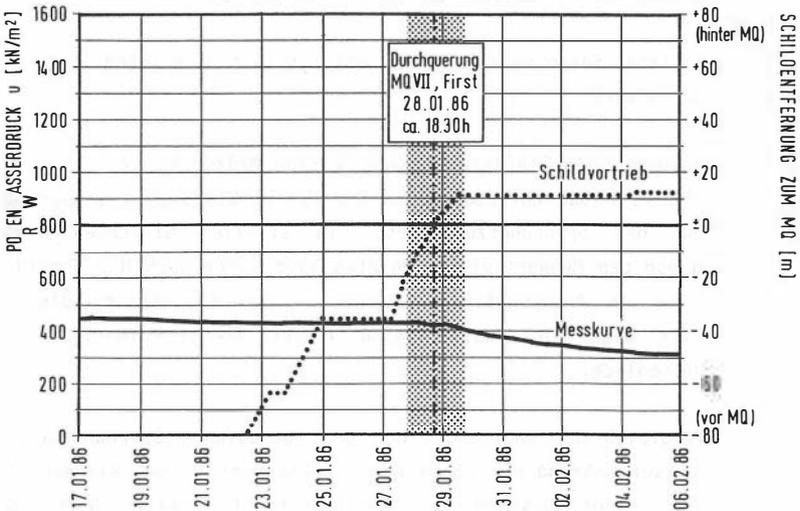


b) Kurzfassung

Bild 56: Porenwasserdruckverlauf in der Ulme des MQ VII



a) Langfassung mit Bauablauf und Einbautort



b) Kurzfassung

Bild 57: Porenwasserdruckverlauf im First des MQ VII

7.5 Analyse der Meßergebnisse

7.5.1 Qualitativer Spannungsverlauf und Vergleich der Spannungsänderungen

Die Meßkurven der unterschiedlichen Spannungsarten zeigen einen qualitativ ähnlichen Verlauf:

- nach dem Einbau der Meßwertaufnehmer vergingen einige Wochen bis zu mehreren Monaten, bis Einbaustörungen weitgehend kompensiert waren und sich die Meßwerte - mit Ausnahme der Horizontalspannungen - stabilisierten
- vortriebsbedingter Spannungsanstieg ab einer Entfernung zur Tunnelortsbrust von etwa 20 bis 30 m, entsprechend dem vier bis sechs-fachen Tunneldurchmesser
- Erreichen eines Spannungsmaximums meist wenige Meter vor der Durchquerung der Meßstelle
- starke Spannungsabnahme während der Schilddurchquerung
- relativ langsamer Spannungsanstieg mit unterschiedlicher Intensität nach der Durchfahrt.

Nach Inbetriebnahme des Tiefdükers zeigen einige Meßkurven, z.B. Porenwasserdruck MQ VI b und Horizontalspannung MQ VII Ulme, eine temporäre Beschleunigung des Spannungszuwachses. Ein stabiler Gleichgewichtszustand wird von den Meßwertaufnehmern etwa vier Jahre nach der Schildvorbeifahrt nur in Ausnahmefällen angezeigt. Zur Abschätzung dieser Spannungen ist wegen des meist asymptotischen Kurvenverlaufes eine Extrapolation möglich.

Für einen Vergleich der Änderungen der drei gemessenen Spannungsarten ist deren Verlauf während der Phase der Durchquerung in den Bildern 58 bis 60 in Form eines 48-stündigen Detailausschnitts jeweils gemeinsam dargestellt.

Im MQ VI a First (Bild 58) vollzog sich die Porenwasserdruckänderung verzögert gegenüber der Horizontalspannungsänderung, jedoch mit gleicher Intensität. In der Ulme des MQ VII (Bild 59) verliefen die Horizontal- und Vertikalspannungsänderungen annähernd parallel, die Porenwasserdruckänderungen wurden hingegen verzögert und mit geringerer Sensitivität registriert. Am Verlauf der Vertikalspannungen im First (Bild 60) und in der Ulme des MQ VII (Bild 59) ist zu erkennen, daß eine plötzliche Spannungsabnahme erst erfolgte, nachdem der Schildschwanz in ca. 8 m Entfernung vom Bohrkopf den Meßquerschnitt verließ. Ein anschließender Anstieg der Vertikalspannungen ist erst nach etwa drei weiteren Vortriebsmetern festzustellen. Ein Zusammenhang zwischen diesem Spannungsanstieg und der inzwischen erfolgten Ringraumverpressung ist offenkundig.

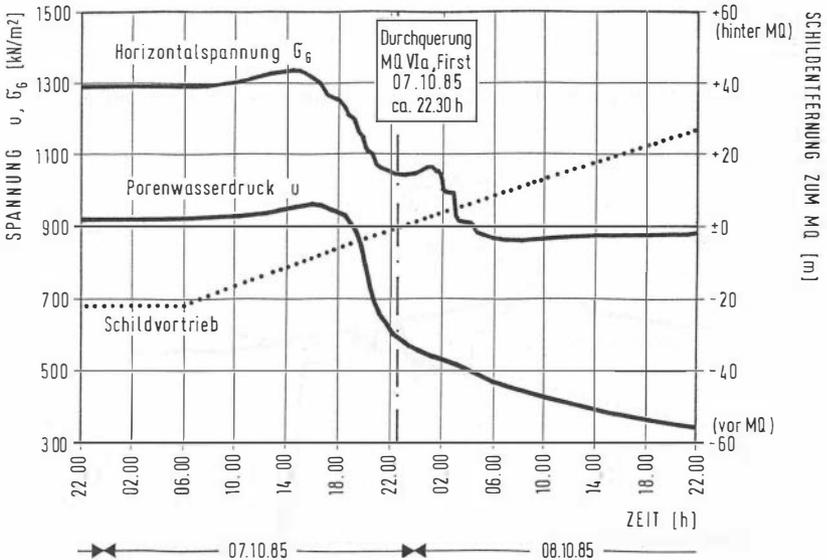


Bild 58: Detailausschnitt der Spannungsverläufe im First des MQ VI a

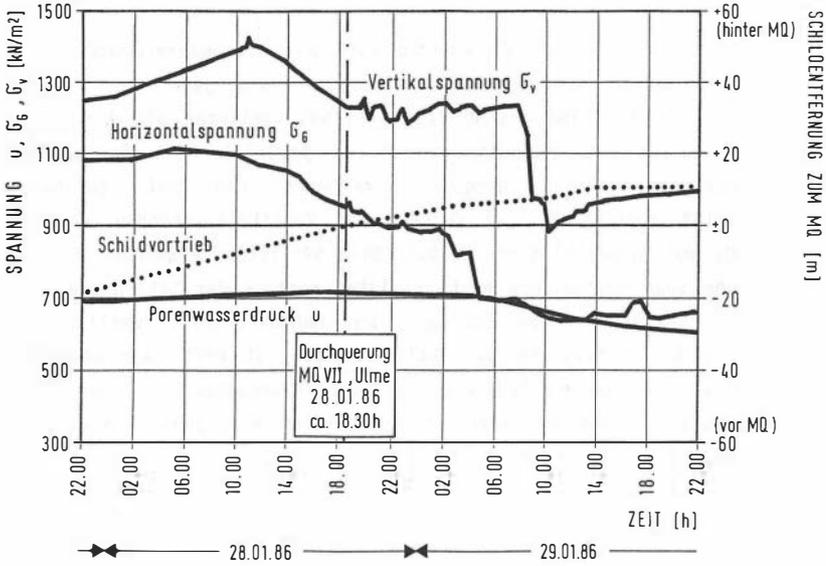


Bild 59: Detailausschnitt der Spannungsverläufe in der Ulme des MQ VII

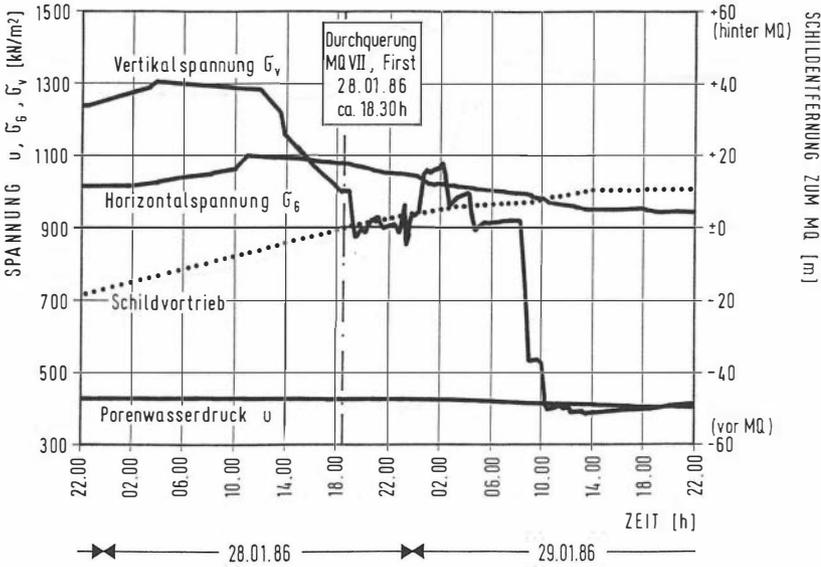


Bild 60: Detailausschnitt der Spannungsverläufe im First des MQ VII

7.5.2 Einfluß des Tidehubs auf die totalen und neutralen Spannungen im Boden

Wegen der Nähe der Elbe zum Tiefdüker und der im Rahmen der Baugrunderkundung festgestellten korrespondierenden Schwankungen der Grundwasserstände mit den Elbwasserständen wird nachfolgend der Einfluß des Tidehubs auf die Ergebnisse der Spannungsmessungen im Boden untersucht. Dazu sind in Bild 61 die Vertikal- und Horizontalspannungen sowie die Porenwasserdrücke im MQ VII, Ulme für einen Zeitraum von 24 Stunden den Pegelschwankungen der Elbe am Pegel Köhlbrandhöft gegenübergestellt. Der Maßstab der Pegelschwankungen ist in Meter Wassersäule angegeben und entspricht, in Spannungen umgerechnet, dem Maßstab der linksseitig aufgetragenen Spannungen im Boden. Um jegliche baubetriebliche Einflüsse zu eliminieren, wird als Vergleichszeitraum Sonntag, der 26.01.1986 gewählt, an dem sämtliche Arbeiten über und unter Tage ruhten. Die Vortriebsmaschine lag an diesem Tag etwa 37 m vor dem Meßquerschnitt.

Im Verlauf der Vertikalspannungen ist eine Abhängigkeit von den Elbwasserständen zu erkennen. Ein Spannungsmaximum wurde jeweils bei Tidehochwasser erreicht, während die Spannungsminima mit Tideniedrigwasserständen zusammenfielen. Während die Vertikalspannungen zwischen 1220 kN/m^2 und 1227 kN/m^2 schwankten, entsprach den wechselnden Wasserständen eine Differenz von 37 kN/m^2 . Das Erddruckkissen registrierte demnach ca. 20 % der Wasserstandsänderungen.

Der Horizontalspannungsverlauf zeigt unregelmäßige Schwankungen, aus denen kein Bezug zu den Pegelschwankungen hergeleitet werden kann. Die sehr geringen Porenwasserdruckänderungen, welche vom Tidehub offenbar unbeeinflusst sind, bestätigen die schon zuvor konstatierte Trägheit dieser Meßwertaufnehmer.

Die schwankenden Elb- und Grundwasserstände können wegen unterlagernder wasserundurchlässiger bindiger Böden mit wechselnden Auflasten verglichen werden. Diese Spannungsänderung entspricht in der Tiefenlage der Meßwertaufnehmer jedoch lediglich 3 % der geostatischen Vertikalspannung. Eine synchrone und betragsmäßig gleiche Änderung der Bodenspannungen in ca. 63 m Tiefe kann nicht nachweisen werden und war wegen der Entfernung der Meßstelle zum Köhlbrand von ca. 20 m nicht zu erwarten.

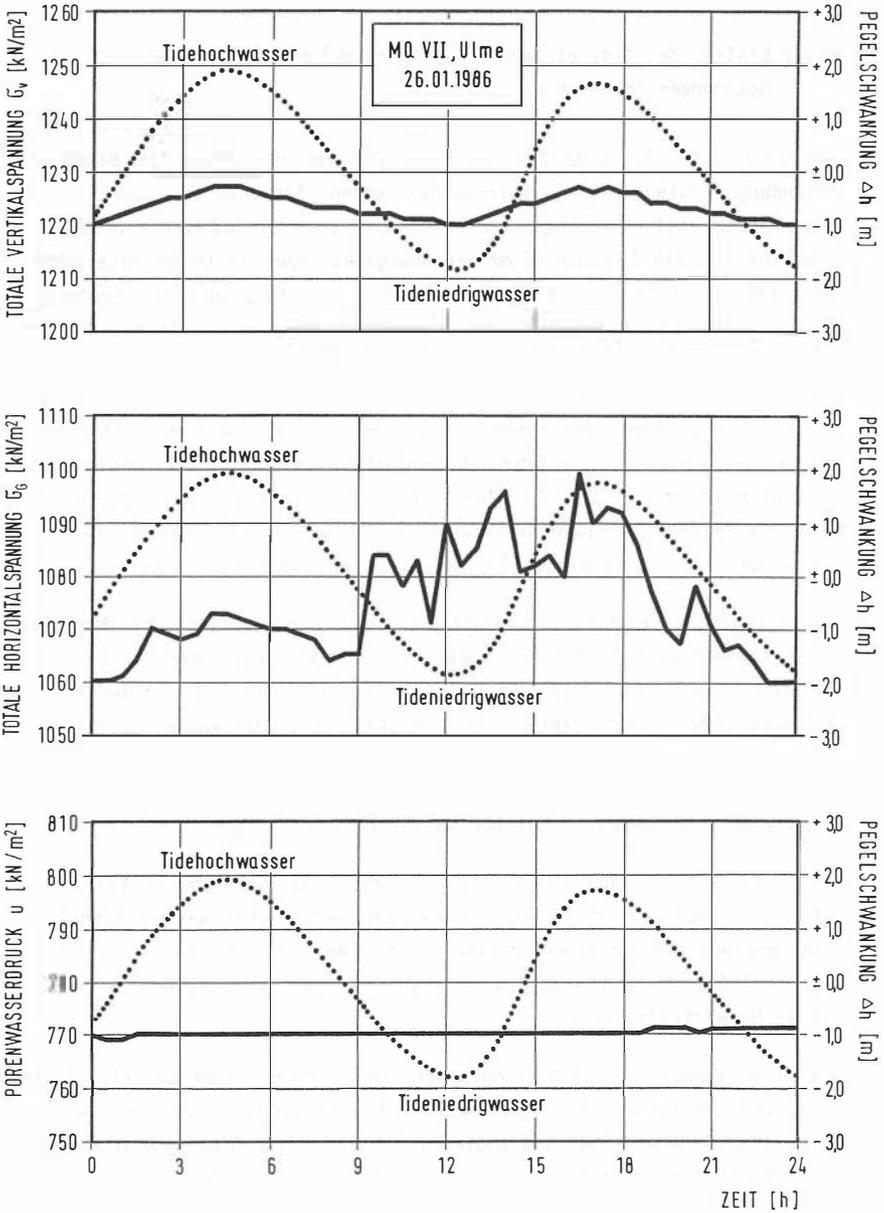


Bild 61: Gegenüberstellung von Spannungsmessungen im Boden und Pegelschwankungen des Elbwasserstandes

7.5.3 Einfluß der Pressenkräfte auf Spannungsänderungen

Als mögliche Ursache für den von allen Meßwertaufnehmern registrierten Spannungsanstieg vor der Durchquerung kommen neben den vermuteten Spannungsumlagerungen auch Pressenkräfte zum Vorschub der Schildvortriebsmaschine in Frage. Zur Klärung des Einflusses unterschiedlicher Pressenkräfte auf den Spannungsverlauf im Boden sind in Bild 62 die Gesamtkräfte der zehn installierten Hydraulikpressen für jeden Vorschubtakt in Form eines Histogramms während eines Zeitraums von fünf Tagen vor der Durchquerung des MQ VI a über dem Ausschnitt des Horizontalspannungsverlaufes aufgetragen.

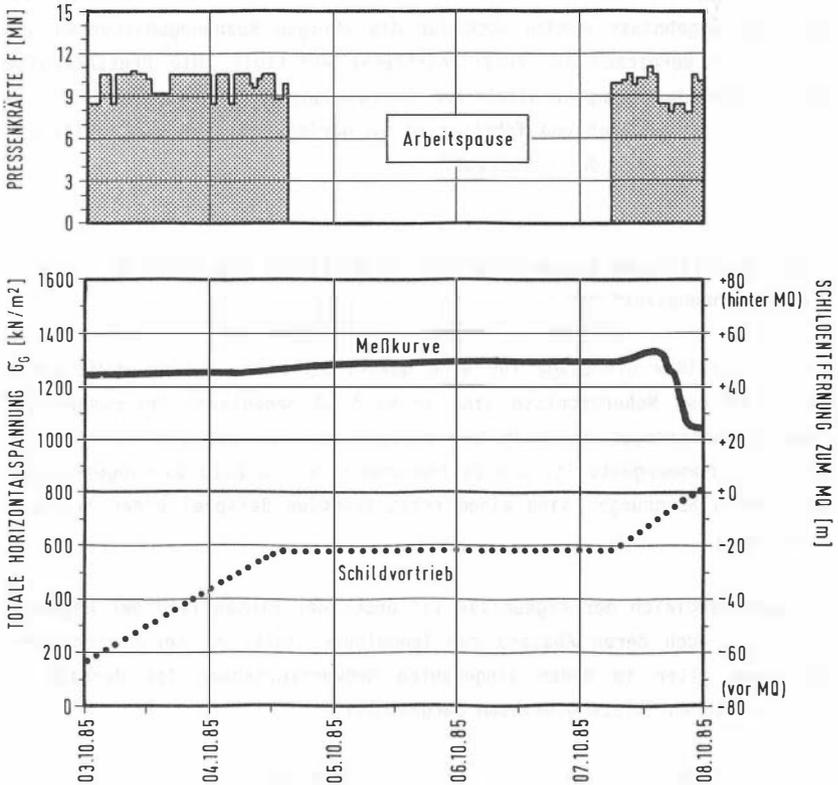


Bild 62: Pressenkräfte und Horizontalspannungsverlauf vor Erreichen des MQ VI a, First

Zu Beginn und am Ende einer 2½ -tägigen Arbeitspause traten die größten Schwankungen der Pressenkräfte auf. Darauf hat die in ca. 22 m Entfernung eingebaute Geozelle keine Reaktion gezeigt. Intermittierende Pressenkraftänderungen zwischen 7,5 MN und 11 MN hatten ebenfalls keinen Einfluß auf den Horizontalspannungsverlauf. Lediglich am Ende des Betrachtungszeitraums fällt ein Anstieg der Pressenkraft mit einer temporären Stabilisierung der Horizontalspannung zusammen. Aufgrund der bisherigen Beobachtungen ist jedoch anzunehmen, daß diese vorübergehende Unterbrechung der Horizontalspannungsabnahme während der Phase der Schildvorbeifahrt an den Meßwertaufnehmern auf den Kontakt des Schildmantels mit dem Gebirge im First zurückzuführen ist.

Ähnliche Ergebnisse wurden auch für die übrigen Spannungsmessungen und in anderen Bereichen der Vortriebsstrecke ermittelt. Die Pressenkräfte wurden offenbar hauptsächlich zur Überwindung von Reibungskräften am Schildmantel benötigt und führten nur in geringem Maß zu einer Flächenpressung im Bereich der Ortsbrust.

7.5.4 Tabellarische Zusammenstellung und Vergleich signifikanter Spannungszustände

Als wesentliche Grundlage für eine quantitative Auswertung sowie einen Vergleich der Meßergebnisse sind in Bild 63 bedeutsame Spannungen und Spannungsänderungen aller Meßkurven vor, während und nach der Durchquerung zusammengestellt. Die Zeilennummern der in Bild 63 eingetragenen gemessenen Spannungen sind einem nebenstehenden Beispiel einer Meßkurve zugeordnet.

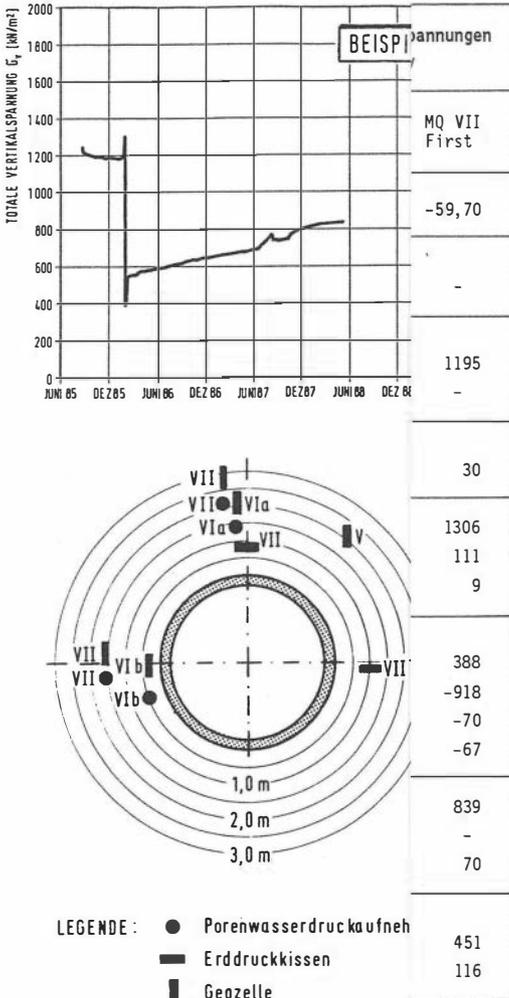
Für den Vergleich der Ergebnisse ist neben der Einbautiefe der Meßwertaufnehmer auch deren Abstand zum Tunnelquerschnitt zu berücksichtigen. Die Lage aller im Boden eingebauten Meßwertaufnehmer ist deshalb in einer weiteren Skizze gemeinsam dargestellt.

Der hydrostatische Wasserdruck in den Tiefenlagen der Porenwasserdruckaufnehmer (Zeile 4) wurde unter Zugrundelegung eines mittleren Grundwasserstandes auf NN + 0,5 m (s. Abschnitt 5.3.4) berechnet.

In Zeile 5 sind Spannungen eingetragen, die unmittelbar vor dem Einfluß des herannahenden Schildvortriebs gemessen wurden. Das prozentuale Verhältnis der in Zeile 5 aufgeführten Porenwasserdrücke zu den hydrostatischen Wasserdrücken ist in Zeile 6 angegeben. Die im Primärzustand gemessenen Porenwasserdrücke lagen um 6 % bis 15 % über dem hydrostatischen Wasserdruck. Die Tatsache, daß im MQ VI a, wo die geringste Zeitspanne zwischen Einbau des Porenwasserdruckaufnehmers und der Durchquerung lag, die größte Überschußspannung gemessen wurde, deutet auf nicht vollständig abgebaute Einbaustörungen als Ursache dieser Überschußspannungen hin.

Die Entfernungen in Zeile 7 geben an, ab welchem Abstand zwischen Bohrkopf und Meßquerschnitt eine Beeinflussung der Meßkurven durch den Tunnelvortrieb zu erkennen ist. Das unmittelbar vor der Durchquerung erreichte Spannungsmaximum ist in Zeile 8 angegeben. Die Zeilen 9 und 10 enthalten den absoluten und relativen Spannungsanstieg bezogen auf den Meßwert vor der Durchquerung (Zeile 5). Zeile 11 zeigt die nach der Durchquerung registrierten Spannungsminima. Die Differenzen zwischen Spannungsmaxima und Spannungsminima sind in Zeile 12 als Absolutwerte, in Zeile 13 im Verhältnis zur vorher erreichten höchsten Spannung und in Zeile 14 bezogen auf die Spannung vor der Durchquerung angegeben.

Der Anstieg der Vertikalspannungen vor der Durchquerung war in der Ulme mit 17 % größer als im First (9 %). Hingegen wurde während der Durchquerung im First mit -67 % eine stärkere Vertikalspannungsabnahme registriert als in der Ulme mit -27 %. Die Porenwasserdruckänderungen zeigten ähnliche Tendenzen, wobei als Ursache für den auffällig hohen Spannungsanstieg um 41 % vor der Durchquerung (MQ VI b) die geringe Entfernung zwischen Porenwasserdruckaufnehmer und Ausbruchquerschnitt anzunehmen ist. Die graphische Darstellung der Spannungsänderungen während der Durchquerung in Abhängigkeit vom Abstand der Meßwertaufnehmer zum Ausbruchquerschnitt (Bild 64) zeigt, daß sich die Horizontalspannungsabnahme in Ulme und First nicht signifikant unterscheidet.



Porenwasserdrücke u			
MQ VI a First	MQ VI b Ulme	MQ VII Ulme	MQ VII First
-79,50	-76,05	-63,30	-58,30
744	712	581	532
857 115	755 106	613 106	(425) (80)
26	20	95	-
963	1065	715	(429)
106	310	102	(4)
12	41	17	(1)
222	472	435	(225)
-741	-593	-280	(-204)
-77	-56	-39	(-48)
-74	-37	-29	(-47)
382	657	549	(377)
51	92	94	(71)
45	87	90	(89)
160	185	114	(152)
72	39	26	(68)

Bild 63: Zusammenstellung signifikanter Spannungszustände im Boden

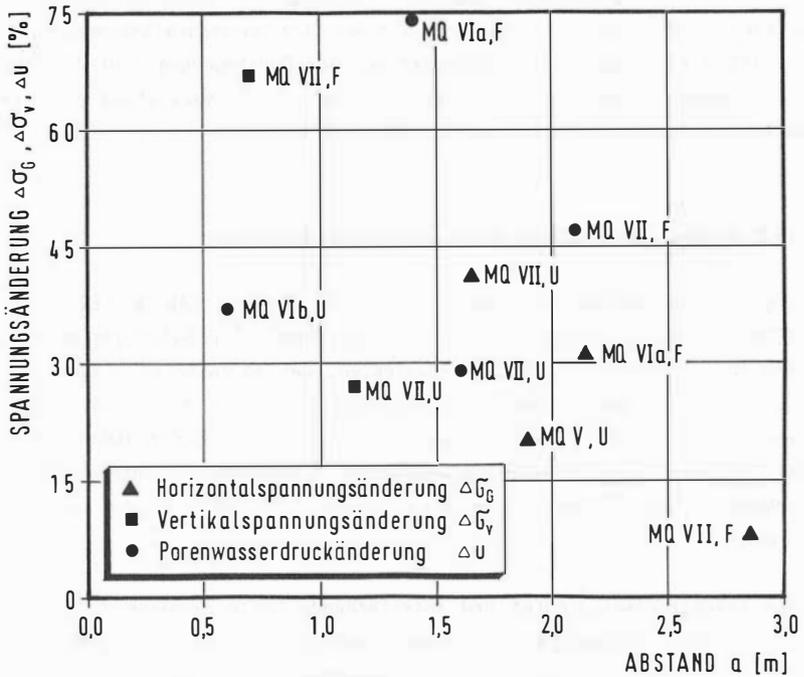


Bild 64: Spannungsänderungen während der Durchquerung in Abhängigkeit vom Abstand Meßwertaufnehmer – Ausbruchquerschnitt

Bei den in Zeile 15 der tabellarischen Zusammenstellung (Bild 63) angegebenen letzten Meßwerten ist zu beachten, daß die Horizontalspannungen bis zum Ende des Meßzeitraums erfaßt werden konnten, alle übrigen Aufnehmer hingegen früher ausgefallen waren. Zeile 16 enthält die auf den hydrostatischen Wasserdruck bezogenen Verhältniszahlen (nur für Porenwasserdruck) und Zeile 17 die auf die Spannungen vor der Durchquerung bezogenen Prozentsätze der letzten Meßwerte. Die Zeilen 18 und 19 geben den absoluten und relativen Spannungsanstieg seit der Durchquerung an.

Die Porenwasserdrücke stiegen nach der Durchquerung auf maximal 94 % des hydrostatischen Wasserdrucks. Für alle Messungen ist generell festzustellen, daß Bodenspannungen, die während der Durchquerung überdurch-

schnittlich stark abnehmen, nach der Durchquerung einen ausgeprägteren Anstieg verzeichneten. Die starke Zunahme der Horizontalspannungen bis auf 155 % der gemessenen Spannungen vor der Durchquerung gibt Anlaß zu der Vermutung, daß die lateralen Spannungen im Primärzustand nicht in voller Höhe registriert wurden (s. Abschnitt 7.6.4).

7.5.5 Angaben zur Existenz eines Stagnationsgradienten

Aufgrund zahlreicher Untersuchungen (KEZDI, 1969; LAW & LEE, 1981; GABENER, 1983) ist bekannt, daß bindige Böden bei Belastung erst ab einem bestimmten hydraulischen Gradienten, dem sogenannten Stagnationsgradienten i_0 , konsolidieren bzw. bei Entlastung nur bis i_0 dekonsolidieren oder schwellen. In geologisch vorbelasteten Böden müßten daher bei Existenz eines Stagnationsgradienten Restporenwasserunterdrücke u_R vorhanden sein, sofern diese nicht durch Diffusionsvorgänge abgebaut wurden.

Wenn Stagnationsgradienten und entsprechende Restporenwasserunterdrücke in-situ über geologische Zeiträume erhalten blieben, dann hätte dies Einfluß auf die Höhe der effektiven Spannungen σ'_h , σ'_v und somit auch auf den Ruhedruckbeiwert K_0 . In überkonsolidiertem Ton würde die Existenz eines Restporenwasserunterdrucks u_R die effektiven Spannungen im Vergleich zur klassischen Konsolidationstheorie erhöhen:

$$\sigma' = \sigma - (u_0 - u_R) \quad (48)$$

und bei $K_0 > 1,0$ eine Verringerung bzw. bei $K_0 < 1,0$ eine Erhöhung des Erdruhedruckbeiwerts zur Folge haben. Ein Verfahren zum labormäßigen Nachweis des Stagnationsgradienten sowie dessen Konsequenzen hat MADER (1989) ausführlich beschrieben. Die Frage, ob sich ein Stagnationsgradient durch Diffusionsvorgänge oder den Chemismus des Porenwassers über längere Zeiträume abbaut, wird zur Zeit an der TH-Darmstadt untersucht.

Hinsichtlich eigener in-situ Messungen würde ein im Primärzustand geringerer Porenwasserdruck als der hydrostatische Wasserdruck die Existenz

eines Restporenwasserunterdrucks bestätigen. Die in-situ gemessenen Porenwasserdrücke lagen jedoch generell über den hydrostatischen Wasserdrücken (s. Bild 63, Zeile 6). Dennoch kann dieses gegenüber o.g. Erwartung konträre Ergebnis wegen der Annahme einbaubedingter und nicht vollständig abgebauter Überschußspannungen sogar als Bestätigung für die Existenz eines Stagnationsgradienten gewertet werden. Beim Eindringen der Porenwasserdruckaufnehmer wurde ein Porenwasserüberdruck im Ton erzeugt, der sich in der Folgezeit nur bis zu einem Stagnationsgradienten abbauen konnte. Ein Restporenwasserüberdruck blieb nachweislich zumindest einige Monate - bis zur Schildvorbeifahrt - erhalten.

Ein weiterer Hinweis auf die Existenz eines Stagnationsgradienten folgt aus der Tatsache, daß die gemessenen Porenwasserdrücke nach einer etwa zweijährigen Konsolidationsphase nach Inbetriebnahme des Tiefdükers nur auf höchstens 94 % des hydrostatischen Wasserdrucks anstiegen.

Nach RAPPERT (1969) können die in-situ gemessenen Porenwasserüber- bzw. unterdrücke auch - zumindest teilweise - auf 'Geberrestdrücke' zurückzuführen sein, weshalb hier auf eine quantitative Angabe von Stagnationsgradienten verzichtet wird.

7.6 Beurteilung der Meßergebnisse und Vergleich mit Ergebnissen anderer Autoren

7.6.1 Allgemeines

Der qualitative Verlauf aller in-situ gemessenen Bodenspannungen bestätigt die - insbesondere bei Verbrüchen im Felshohlrumbaue beobachtete - für tiefliegende Tunnel allgemein angenommene Ausbildung von Gewölben um den Ausbruchquerschnitt. Der bereits 1934 von SPACKELER vertretenen 'Gewölbetheorie' folgten Spannungs- und Verformungsmessungen sowie gezielte Modellversuche. Aufgrund dieser Untersuchungsergebnisse ist bekannt, daß sich die Gewölbekonstruktion nicht nur um die Tunnelängsachse vollzieht, sondern der Vortriebsrichtung folgend jeweils im Bereich der Ortsbrust auch Spannungumlagerungen um die Tunnelquerachse auftreten.

Diese räumliche Spannungsumlagerung beim Tunnelvortrieb ist in Bild 65 vereinfacht und schematisch dargestellt.

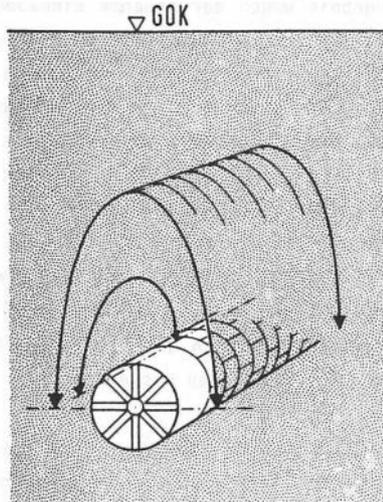


Bild 65: Gewölbekonstruktion über dem Tunnel und im Bereich der Ortsbrust (schematisch)

Spannungsumlagerungen im Bereich der Ortsbrust führten zu dem gemessenen Spannungsanstieg ab einer Entfernung von ca. vier bis sechs Tunnel-durchmessern. In der Literatur wird hierfür meist ein Abstand von $2 D$ genannt (SAUER, 1976; DE BRUYN, 1989).

7.6.2 Vertikalspannungsmessungen

Die Stabilisierung der im First gemessenen Vertikalspannungen bei ca. 70 % der Primärspannung ist als Bestätigung einer langfristigen Gewölbewirkung um die Tunnellängsachse zu werten. Im Ulmenbereich ist die Vertikalspannung vor der Ortsbrust relativ stark angestiegen, nahm während der Durchquerung deutlich auf einen Wert unter der Primärspannung, jedoch weniger stark als im Firstbereich, ab und stieg bereits innerhalb weniger Tage wieder annähernd auf den Primärspannungszustand

an. Dabei widerspricht die Vertikalspannungsabnahme während der Durchquerung der kontinuumsmechanischen Modellvorstellung, nach der im Ulmenbereich unmittelbar neben dem Ausbruchquerschnitt eine drastische Spannungserhöhung zu erwarten wäre. Offenbar verläuft die Stützlinie des sich ausbildenden Gewölbes - wegen Scherfestigkeitsüberschreitungen - in größerer Entfernung zum Ausbruchquerschnitt.

Für den Abbau von Überschußspannungen, die beim Eindringen von Erddruckkissen in steifem London Clay auftraten, geben TEDD & CHARLES (1981) einen Zeitraum von etwa vier Wochen an. Die bei eigenen Messungen erforderliche längere Dauer von sechs bis acht Wochen ist mit der höheren Steifigkeit des Hamburger Glimmertons zu begründen. Plastische Kriechverformungen als Ursache dieses 'Verheilungsprozesses' vollziehen sich in weicheren Böden schneller als in steiferen Formationen. Nach Abklingen der Einbaustörungen entsprachen die gemessenen Vertikalspannungen im Primärzustand den Normalspannungen aus dem Gewicht überlagernder Bodenmassen. Die Vertikalspannungen des im Untersuchungsgebiet anstehenden Glimmertons sind demnach weder von tektonischen Spannungen, noch von sonstigen Eigenspannungen des Gebirges geprägt.

Ergebnisse von Untersuchungen, mit denen die gemessenen Vertikalspannungsverläufe direkt verglichen werden könnten, sind nicht bekannt. Für einen indirekten Vergleich werden in Bild 66 Setzungen in Abhängigkeit vom Abstand der Ortsbrust zur Meßstelle dargestellt, die MYRIANTHIS (1975) während eines Schildvortriebs in überkonsolidiertem, steifem Ton 2,5 m über dem Ausbruchquerschnitt gemessen hat.

Der Beginn der Bodenstörungen etwa 20 m vor der Ortsbrust sowie die starke Setzung während der Schildunterquerung der Meßstelle korrespondieren mit eigenen Ergebnissen der Vertikalspannungsmessungen. Bemerkenswert sind die von MYRIANTHIS ermittelten leichten Bodenhebungen ab etwa 30 m hinter der Ortsbrust.

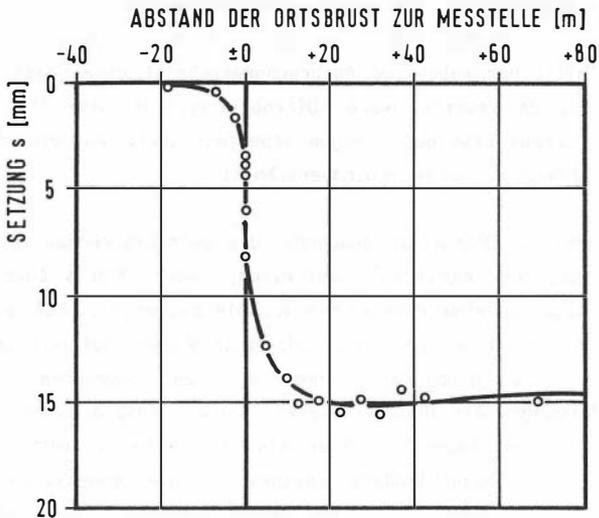


Bild 66: Setzungsverlauf während eines Schildvortriebs in überkonsolidiertem Ton (nach MYRIANTHIS, 1975)

Als mögliche Ursache kommt ein deutliches Überwiegen der Horizontalspannungen im Vergleich zu drastisch verminderten Vertikalspannungen im Bereich der Auflockerungszone in Frage. Ein solches Verhältnis der Bodenspannungen wurde auch bei eigenen Messungen ermittelt, womit ein weiterer Hinweis auf die Konsistenz der Meßergebnisse gegeben ist.

7.6.3 Porenwasserdruckmessungen

Die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen geben Anlaß zur Annahme einer - auch von anderen Autoren (BAUER, 1970; BLÜMEL, 1979) beobachteten - Verzögerung zwischen Porenwasserdruckänderungen in-situ und angezeigten Meßwerten (s. Abschnitte 7.4 und 7.5.2). HVORSLEV (1951) hat die Einflüsse auf die Trägheit von Porenwasserdruckaufnehmern systematisch untersucht und dabei einen linearen Anstieg der 'Ansprechzeit' mit abnehmender Durchlässigkeit des Bodens festgestellt. Nach Ergebnissen von HVORSLEV läßt sich unter Berücksichtigung des Durchlässigkeitsbeiwertes des Hamburger Glimmertons sowie der Geometrie der einge-

setzten Porenwasserdruckaufnehmer eine Verzögerung von etwa 20 Tagen abschätzen. Diesem verhältnismäßig langen Zeitraum widersprechen anscheinend die gegenüber den totalen Spannungen nur wenige Stunden verzögert verlaufenden Porenwasserdruckänderungen während der Phase der Durchquerung. Bodenauflockerungen in der Umgebung des Tunnels, die zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit geführt haben, sind eine plausible, jedoch unzureichende Begründung für die drastische Verkürzung der Verzögerungszeit. Ein weiterer Hinweis ergibt sich daraus, daß die im First eingebauten Porenwasserdruckaufnehmer eine geringere Trägheit zeigten als in der Ulme. Bodenverschiebungen in der Umgebung des Ausbruchquerschnitts werden insbesondere im Firstbereich zur Öffnung von horizontalen Fissuren bis in die Nähe der in den Porenwasserdruckaufnehmern eingebauten Filtersteine geführt haben. Diese durch Bodenverschiebungen verursachte Entspannung des Porenwassers erfolgt schneller als eine Porenwasserdruckabnahme infolge von Entwässerung mit instationären Strömungsvorgängen in dem relativ undurchlässigen Ton.

Für einen Vergleich der Porenwasserdruckverläufe wird auf Meßergebnisse von PALMER & BELSHAW (1980) verwiesen (Bild 21 in Abschnitt 4.4). Der Kurvenverlauf stimmt tendenziell mit eigenen Messungen überein. Abweichend davon stiegen die Porenwasserdrücke in dem weichen, gering überkonsolidierten Ton jedoch bereits wenige Wochen nach der Durchquerung annähernd auf den hydrostatischen Wasserdruck an. Ursache für den vergleichsweise schnellen Porenwasserdruckanstieg ist die Ringspaltverpressung mit aufbereitetem Ton, dessen Durchlässigkeit um den Faktor 16 geringer als die des umgebenden Bodens ist.

Die Plausibilität des verhältnismäßig langsamen Porenwasserdruckanstiegs auf maximal 94 % des hydrostatischen Wasserdrucks drei Jahre nach dem Schildvortrieb wird durch Beispiele aus der Literatur bestätigt. VAUGHAN & WALBANCKE (1973) haben z.B. im stark überkonsolidierten London Clay noch neun Jahre nach der Herstellung einer Böschung Porenwasserunterdrücke gemessen.

7.6.4 Horizontalspannungsmessungen

Alle Horizontalspannungsverläufe zeigen mit Ausnahme des Zeitraums der Durchquerung während der gesamten Meßdauer einen stetigen Spannungsanstieg auf Werte, die um 20 % bis 55 % über den gemessenen Spannungen vor dem Schildvortrieb liegen. Diese Beobachtung deutet darauf hin, daß die mit Geozellen gemessenen Horizontalspannungen geringer als die tatsächlichen Gebirgsspannungen waren. An der Zuverlässigkeit des hydraulischen Meßsystems besteht kein Zweifel, weshalb die Diskrepanz zwischen angezeigten und tatsächlichen Horizontalspannungen auf Bodenentspannungen während des Einbaus der Meßwertaufnehmer zurückgeführt wird. Zur Analyse der Vorgänge wird daher zunächst auf die induzierten Spannungen während der Installation der Geozellen eingegangen.

Die Vorgabe des Drucks, mit dem die Geozellen nach ihrem Einbau in den Bohrlöchern beaufschlagt wurden, orientierte sich an zwei Kriterien: Es sollten mindestens die 1,2 -fachen geschätzten Horizontalspannungen aufgebracht werden und in den Druck - Volumen - Kurven sollte ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Geozelle und Bohrlochwandung erkennbar sein.

Die geschätzte Horizontalspannung ergibt sich aus der Gleichung

$$\sigma_h = (\sigma_v - u_0) K_0 + u_0 \quad , \quad (49)$$

wobei für die Schätzung des Erdruchdruckbeiwerts die aufgrund von Literaturangaben vereinfachte lineare Beziehung

$$K_0 = 2,3 + 0,015 \cdot z \quad (50)$$

verwendet wurde.

Bild 67 zeigt eine tabellarische Zusammenstellung der nach Gl.(50) berechneten K_0 -Werte, der geschätzten Horizontalspannungen σ_h sowie der Drücke σ_G , mit denen die Geozellen expandiert wurden.

Meßquer- schnitt	z [m]	K_0 [-]	σ_h [kN/m ²]	$1,2 \cdot \sigma_h$ [kN/m ²]	σ_G [kN/m ²]
MQ V	-80,00	1,10	1764	2117	2120
MQ VI a	-78,75	1,12	1755	2106	2110
MQ VII, Ulme	-62,55	1,36	1571	1885	1880
MQ VII, First	-57,55	1,44	1499	1799	1780

Bild 67: Geschätzte K_0 -Werte und Horizontalspannungen sowie Einbauspannungen der Geozellen

Die Druck-Volumen-Kurven aller Geozellen (Bild 68) verlaufen annähernd bilinear. Ein zunächst steiler Anstieg der Volumenzunahme kennzeichnet die Phase bis zum Anliegen der Gummimembran an der Bohrlochwandung. Der anschließende, deutlich flachere Kurvenverlauf zeigt eine Verformung des umgebenden Bodens an. Beim MQ V weist eine vergleichsweise größere Neigung dieses zweiten Kurvenabschnitts auf eine geringere Steifigkeit

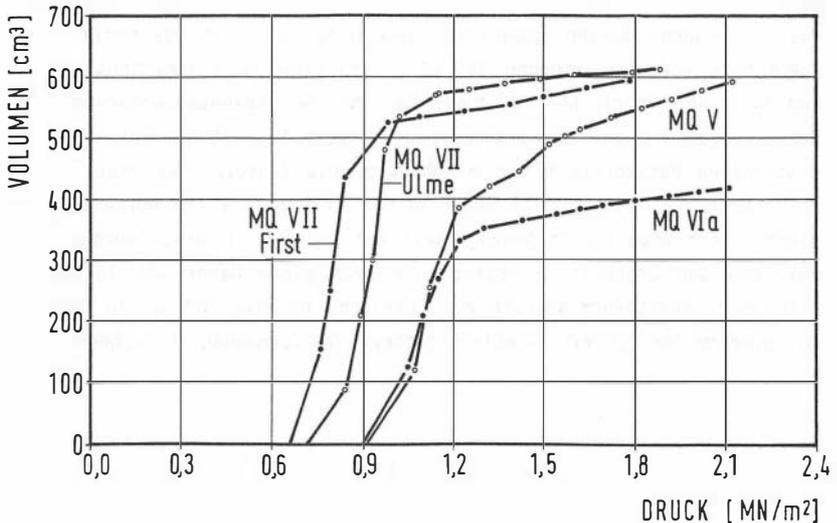


Bild 68: Druck-Volumen-Kurven während der Ausweitung der Geozellen

bzw. größere Auflockerung des Bodens in der Bohrlochumgebung hin. Diese Diagnose ist mit einer längeren Standzeit des Bohrlochs, die wegen technischer Probleme beim Einbau der Geozelle erforderlich war, zu begründen. Das Bohrloch in MQ V hatte sich infolge Bodenentspannung bereits soweit verformt, daß die Geozelle nicht an vorgesehener Stelle, sondern ca. 3 m höher plaziert werden mußte.

Bei der Auswertung von Pressiometerversuchen wird der Druck zu Beginn des flacheren linearen Kurvenabschnitts der Druck-Volumen-Kurven in Bild 68 als totale Horizontalspannung im Primärzustand interpretiert. Wie in Abschnitt 8.3 gezeigt wird, liegen die horizontalen Primärspannungen jedoch erheblich höher. Die in Abschnitt 4.3.3 geäußerten Einwände gegen das Pressiometerverfahren zur Primärspannungsermittlung werden damit bestätigt.

Die beschriebenen Einbaubedingungen für die Geozellen entsprechen den Herstellerangaben (MENARD, 1965) sowie Empfehlungen aus praktischen Anwendungen (v.SOOS, 1967). Dennoch waren die gemessenen Spannungen in einem Zeitraum von 8 bis 22 Tagen, bis zum Beginn der regelmäßigen Meßwerterfassung Anfang Juni 1985, auf ca. 55 % der Einbauspannungen abgefallen. Ursache dieser Spannungsabnahme sind weitreichende radiale Entspannungen und Verformungen des überkonsolidierten Glimmertons während und nach der Bohrlochherstellung. Das Maß der Spannungsänderungen und Verformungen ist von der Standzeit des ungestützten Bohrlochs sowie den elastischen Parametern E und ν abhängig. Die Konvergenzen eines vertikalen Bohrlochs sind von DE BRUYN et al. (1987) in einem normalkonsolidierten tertiären Ton in Abhängigkeit von der Zeit gemessen worden (Bild 69). Aus den Ergebnissen ergibt sich nach einer Dauer von 10 Stunden eine Querschnittsverminderung des Bohrlochs um etwa 3,5 %. In überkonsolidiertem Ton ist mit erheblich größeren Verformungen zu rechnen.

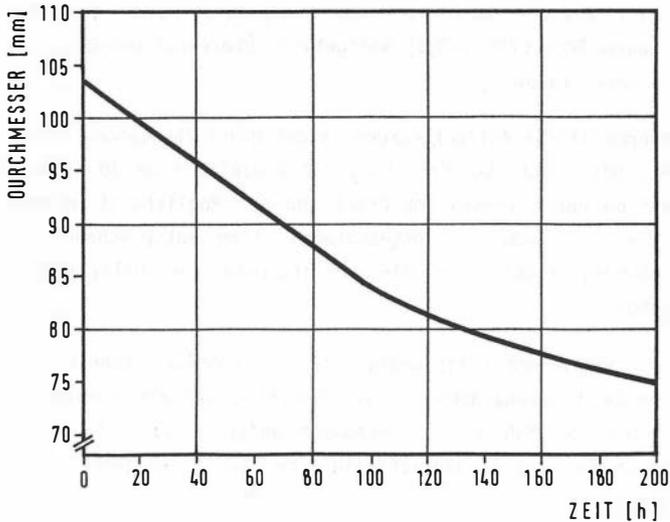


Bild 69: Konvergenzen eines vertikalen Bohrlochs (DE BRUYN et al., 1987)

Hinsichtlich der eigenen Versuchsergebnisse ist davon auszugehen, daß die radialen Bodenspannungen um das Bohrloch vorübergehend mit dem induzierten Druck in der Geozelle im Gleichgewicht standen und Auflockerungen in näherer Umgebung rückgängig gemacht wurden. Nachdem die Volumenzufuhr zur Geozelle unterbrochen war, verursachte ein Spannungspotential in radialer Richtung vom Bohrloch die allmähliche Rücksetzung weiter entfernt liegender Auflockerungen mit der Folge einer Spannungsabnahme um das Bohrloch. Die gemessenen Spannungen stabilisierten sich erst auf dem erwähnten niedrigen Niveau, das nicht dem Primärspannungszustand des Bodens entsprach. Der anschließende kontinuierliche Anstieg aller Meßkurven zeigt, daß einbaubedingte Störungen des Primärspannungszustands durch plastische Kriechverformungen in der Umgebung der Meßwertaufnehmer langsam revidiert wurden.

Die Erfahrungen aus Horizontalspannungsmessungen in-situ führen zu folgenden Empfehlungen für den Einsatz von Geozellen zur Spannungsmessung in überkonsolidiertem Ton:

- Zur Minimierung zwangsläufig auftretender Entspannungen sollte ein möglichst kleiner Bohrloch- und Sondendurchmesser gewählt werden, wobei nach SMOLTCZYK (1985) weitgehende Übereinstimmung beider Durchmesser anzustreben ist.
- Um unvermeidliche Auflockerungen in der Bohrlochumgebung rückgängig zu machen, wird nach der Belastung der Geozelle eine 30 -minütige Konsolidation unter konstantem Druck und der Möglichkeit weiterer Volumenzufuhr zur Geozelle vorgeschlagen. Eine entsprechende Empfehlung hat BAUMANN (1981) für die Durchführung von Dilatometerversuchen abgegeben.
- Auflockerungen und Entspannungen um ein Bohrloch könnten durch entsprechende Volumenzugabe in die Geozelle gezielt revidiert werden, wenn sich das Maß der Verformungen aufgrund vorheriger Konvergenzmessungen für ein im überkonsolidierten Ton niedergebrachtes Bohrloch genauer abschätzen ließe. Als Indikator für die Bodenverschiebungen um den Hohlraum könnten auch Ergebnisse von Cross-Hole-Messungen vor, während und nach der Hohlraumherstellung herangezogen werden.

8. TROPIE DES GEBIRGSDRUCKS VOR, WÄHREND UND NACH DEM TUNNELVORTRIEB

8.1 Überblick

Die Analyse und Bewertung der Meßergebnisse hat gezeigt, daß gemessene Horizontalspannungen vor der Durchörterung der Meßquerschnitte nicht den primären Gebirgsspannungen entsprachen. Ferner wurden Meßwerte eines Porenwasserdruckaufnehmers durch den benachbarten Einbau eines Erddruckkissens gestört. Bevor in den Abschnitten 8.3 und 8.6 die Primärspannungen und Erdruehdruckbeiwerte sowie der Verlauf der Sekundärspannungsquotienten in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt werden können, ist deshalb eine partielle Korrektur der oben genannten Meßkurven erforderlich.

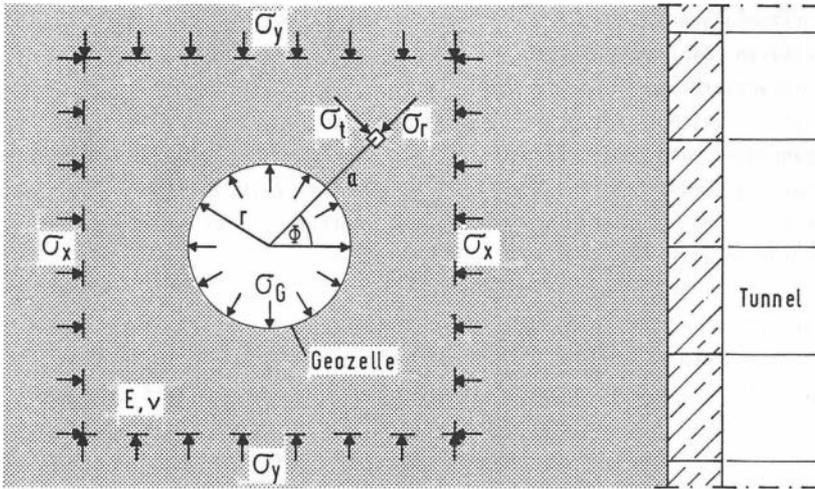
Zur Ermittlung der horizontalen Primärspannungen und zur Transformation der von den Geozellen zweidimensional gemessenen Spannungen σ_G in eindimensionale Horizontalspannungen σ_h wird das ebene Kontinuumsmodell der gelochten Scheibe herangezogen. Weil die Horizontalspannungsverläufe nach dem Auffahren des Tunnels bis zum Ende der Meßdauer keinen Kulminationspunkt aufwiesen, werden diese Sekundärspannungen unter Verwendung einer hyperbolischen Kurvenanpassung extrapoliert.

8.2 Korrektur der Horizontalspannungsverläufe

8.2.1 Das Kontinuumsmodell der gelochten Scheibe als Hilfsmittel für Spannungskorrekturen

Die folgenden Berechnungsansätze ermöglichen eine Abschätzung der Spannungen und Spannungsänderungen im Baugrund neben einem Hohlraum. Das verwendete ebene analytische Kontinuumsmodell berücksichtigt keine räumlichen Spannungszustände und setzt linear-elastisches Materialverhalten des Baugrunds voraus. Dieses vereinfachte technische Modell wurde zur Berechnung von Tunnelauskleidungen unter Mitwirkung des Gebirges erstmals von SCHMID (1926) in eine mathematische Fassung gebracht.

Für eigene Berechnungen wird eine unendliche Scheibe mit kreisförmigem Loch ohne Ausbau unter gleichmäßigem Innendruck sowie ungleichmäßigem Außendruck zugrunde gelegt. Bild 70 zeigt einen schematischen, waagerechten Schnitt durch den Baugrund in Höhe der Tunnelulme.



- r : Lochradius
- a : Abstand eines Punktes vom Lochmittelpunkt
- ϕ : Winkel bei Polarkoordinaten
- σ_x, σ_y : horizontale Bodenspannungen
- σ_G : Innendruck; Spannungen, die von der Geozelle registriert wurden
- σ_r : Radialspannungen
- σ_t : Tangentialspannungen
- u : radiale Verschiebungen
- v : tangentiale Verschiebungen

Vorzeichen der Spannungen: + : Zug - : Druck

Vorzeichen der Verschiebungen:

- u : + : nach außen v : + : Gegenuhreigersinn
- : nach innen - : Uhrzeigersinn

Bild 70: Gelochte Scheibe als Modell für einen Geozellenquerschnitt neben dem Tunnel (ohne Maßstab)

In einem Beitrag über elastische Scheiben hat WORCH (1967) die Grundgleichungen für verschiedene Lastfälle systematisch zusammengestellt. Die Gl.(51) bis (54) ergeben sich aus der Superposition der Lastfälle gleichmäßiger Innendruck sowie Außendruck in x- und y-Richtung.

$$\begin{aligned} \sigma_r = & -\sigma_G \left(\frac{r}{a}\right)^2 - \frac{\sigma_x}{2} \left[1 - \frac{r^2}{a^2} + \left(1 - 4 \frac{r^2}{a^2} + 3 \frac{r^4}{a^4}\right) \cos 2\phi\right] - \\ & - \frac{\sigma_y}{2} \left[1 - \frac{r^2}{a^2} - \left(1 - 4 \frac{r^2}{a^2} + 3 \frac{r^4}{a^4}\right) \cos 2\phi\right] \end{aligned} \quad (51)$$

$$\begin{aligned} \sigma_t = & \sigma_G \left(\frac{r}{a}\right)^2 - \frac{\sigma_x}{2} \left[1 + \frac{r^2}{a^2} - \left(1 + 3 \frac{r^4}{a^4}\right) \cos 2\phi\right] - \\ & - \frac{\sigma_y}{2} \left[1 + \frac{r^2}{a^2} + \left(1 + 3 \frac{r^4}{a^4}\right) \cos 2\phi\right] \end{aligned} \quad (52)$$

$$\begin{aligned} E \cdot u = & \sigma_G (1 + \nu) \frac{r^2}{a} - \frac{\sigma_x \cdot a}{2} \left\{ (1 - \nu) + (1 + \nu) \frac{r^2}{a^2} + \right. \\ & + \left[4 \frac{r^2}{a^2} + (1 + \nu) \left(1 - \frac{r^4}{a^4}\right) \right] \cos 2\phi \} - \\ & - \frac{\sigma_y \cdot a}{2} \left\{ (1 - \nu) + (1 + \nu) \frac{r^2}{a^2} - \right. \\ & - \left[4 \frac{r^2}{a^2} + (1 + \nu) \left(1 - \frac{r^4}{a^4}\right) \right] \cos 2\phi \} \end{aligned} \quad (53)$$

$$E \cdot v = (\sigma_x - \sigma_y) \frac{a}{2} \left[2 (1 - \nu) \frac{r^2}{a^2} + (1 + \nu) \left(1 + \frac{r^4}{a^4}\right) \right] \sin 2\phi \quad (54)$$

8.2.2 Transformation zweidimensional gemessener Spannungen σ_G in eindimensionale Spannungen σ_h

Der von der Geozelle registrierte gleichmäßige Innendruck σ_G resultiert aus den Spannungen σ_x und σ_y in der Umgebung des Bohrlochs (Bild 70). Über die Randbedingung der Volumen- bzw. Flächenkonstanz in der Geozelle während des Primär- und Sekundärspannungszustands wird eine Beziehung hergeleitet, mit der sich die gesuchten Spannungen σ_x bzw. σ_h in der Umgebung des Tunnels aus den zweidimensional gemessenen Spannungen σ_G berechnen lassen. Für den Primärspannungszustand wird transversale Isotropie angenommen. Vereinfachend wird ferner davon ausgegangen, daß sich beim Auffahren des Tunnels die Bodenspannungen (σ_x) in radialer Richtung zum Ausbruchquerschnitt änderten, in paralleler Richtung zur Tunnelängsachse hingegen die Tangentialspannungen (σ_y) im Primärspannungszustand erhalten blieben.

Für den Ansatz der Flächenkonstanz ergeben sich die Randspannungen und -verformungen der Geozelle mit $a = r$ aus den Gl.(51) bis (54) zu:

$$\sigma_r = - \sigma_G \quad (55)$$

$$\sigma_t = \sigma_G - \sigma_x - \sigma_y + 2(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\phi \quad (56)$$

$$u = \frac{r}{E} [\sigma_G (1 + \nu) - \sigma_x - \sigma_y - 2(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\phi] \quad (57)$$

$$v = \frac{2r}{E} (\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\phi \quad (58)$$

Unter deviatorischer Belastung ist die Querschnittsform der Geozelle, die sich nach Gl.(57) ergibt, einer Cassinischen Kurve ähnlich (Bild 71).

Die Integration des trigonometrischen Terms in Gl.(57) ergibt

$$\int_0^{2\pi} \frac{2r}{E} (\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\phi \, d\phi = \sin 2\phi \Big|_0^{2\pi} = 0, \quad (59)$$

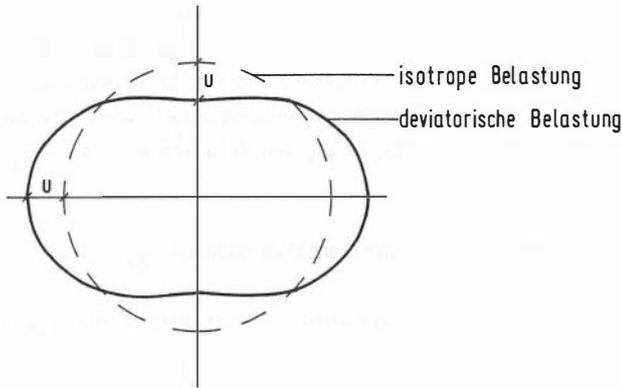


Bild 71: Querschnittsform der Geozelle

----- bei isotroper Belastung (primär)

———— bei deviatorischer Belastung (sekundär)

womit sich Gl.(57) für den Ansatz der Flächeninvarianz reduziert auf

$$u = \frac{r}{E} [\sigma_G (1 + \nu) - \sigma_x - \sigma_y] \quad (60)$$

Gl.(60) beschreibt die radialen Verschiebungen der Geozellenmembran im Sekundärspannungszustand. Im Primärspannungszustand gilt unter Annahme transversaler Isotropie $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_G$, womit sich aus Gl.(57)

$$u = \frac{r}{E} [\sigma_y (1 + \nu) - 2 \sigma_y] \quad (61)$$

ergibt. Aus der Gleichsetzung der Geozellenquerschnittsfläche im Primär- und Sekundärspannungszustand folgt die Bestimmungsgleichung für die gesuchte Horizontalspannung σ_x .

$$\frac{r}{E} [\sigma_y (1 + \nu) - 2 \sigma_y] = \frac{r}{E} [\sigma_G (1 + \nu) - \sigma_x - \sigma_y]$$

$$\sigma_x = \sigma_G (1 + \nu) - \sigma_y \cdot \nu \quad (62)$$

Die Bodenspannung σ_x entspricht der Horizontalspannung σ_h neben der Tunnelulme. Grenzwertbetrachtungen mit einer Variation der Poissonzahl ν im praktisch möglichen Bereich zwischen 0,2 und 0,4 (s. Abschnitt 5.3.3)

haben gezeigt, daß die Poissonzahl hier nur geringe Auswirkungen auf die Spannungsermittlung hat. Für gemessene Horizontalspannungen im First (MQ VIa, MQ VII) ist keine Umrechnung notwendig weil vereinfachend davon ausgegangen werden kann, daß $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y$ und folglich $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_G$ gilt.

8.2.3 Ermittlung der primären Horizontalspannungen σ_{hp}

Zur Ermittlung der Horizontalspannungen im Primärzustand σ_{hp} wird die aufgrund von Meßergebnissen erhaltene Horizontalspannungsänderung $\Delta\sigma_h$ während der Schildvorbeifahrt an den Geozellen herangezogen. Mit Hilfe des Modells der gelochten Scheibe wird untersucht, unter welcher Primärspannung σ_x bzw. σ_{hp} die gemessene Horizontalspannungsabnahme $\Delta\sigma_h$ im Abstand a zwischen Geozelle und Tunnelängsachse auftritt (Bild 72). In den Gl.(51) bis (54) ist σ_y durch die Vertikalspannung σ_z und der Innendruck σ_G durch p_i zu ersetzen.

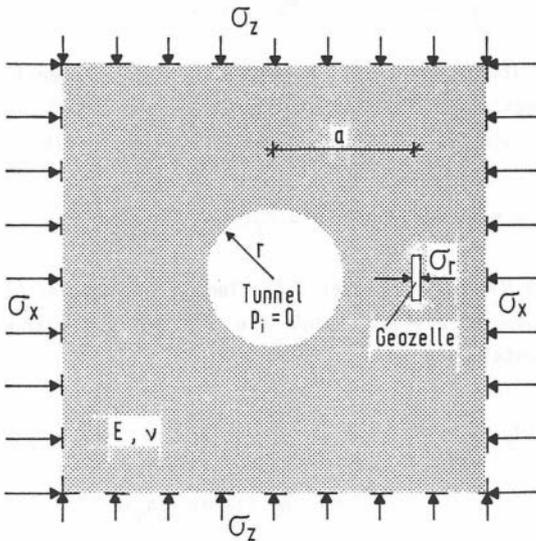


Bild 72: Gelochte Scheibe als Modell für den Tunnelquerschnitt mit einer Geozelle im Gebirge (ohne Maßstab)

Bild 73 zeigt eine tabellarische Zusammenstellung der verwendeten Meßwerte sowie Eingangswerte und Ergebnisse der Berechnungen zur Ermittlung horizontaler Primärspannungen σ_x bzw. σ_{hp} . Die mit der Geozelle gemessenen Spannungen σ_{Gmin} wurden nach Gl.(62) in Horizontalspannungen σ_{hmin} umgerechnet. Die gesuchte Horizontalspannung im Primärzustand σ_x bzw. σ_{hp} ergab sich durch iterative Änderung der Spannung σ_x , Berechnung der Radialspannung σ_r nach Gl.(51) und Vergleich der berechneten Spannungsdifferenz $\sigma_x - \sigma_r$ mit der gemessenen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_h$.

			MQ VII Ulme	MQ V
gemessene Horizontalspannung	σ_{Gp}	[kN/m ²]	1.085	1.200
minimale Spannung	σ_{Gmin}	[kN/m ²]	644	958
minimale Spannung	σ_{hmin}	[kN/m ²]	534	898
gemessene Spannungsabnahme ($\sigma_{Gp} - \sigma_{hmin}$)	$\Delta\sigma_h$	[kN/m ²]	551	302
Tunnelradius	r	[m]	2,38	2,38
Abstand Meßwertaufnehmer	a	[m]	4,03	4,87
Vertikalspannung	σ_z	[kN/m ²]	1.235	1.580
Innendruck	p_i	[kN/m ²]	0	0
Poissonzahl	ν	[-]	0,25	0,25
Winkel	ϕ	[°]	0	52
Horizontalspannung	σ_x, σ_{hp}	[kN/m ²]	1.410	1.680
Radialspannung	σ_r	[kN/m ²]	859	1.188
Tangentialspannung (primär)	σ_{tp}	[kN/m ²]		1.642
berechnete Horizontalspannung	σ_h	[kN/m ²]		1.378
berechnete Spannungsabnahme	$\Delta\sigma_h$	[kN/m ²]	551 ($\sigma_x - \sigma_r$)	302 ($\sigma_x - \sigma_h$)

Bild 73: Gemessene Horizontalspannungsabnahmen, Eingangswerte und Ergebnisse der Berechnungen zur Primärspannungsermittlung

Weil die Geozelle im MQ V unter einem Winkel von $\phi = 52^\circ$ zur Tunnelulme eingebaut ist, entspricht die berechnete Horizontalspannung σ_h nicht der Radialspannung σ_r , sondern der senkrecht zur Geozellenachse verlaufenden Horizontalspannung, die sich rechnerisch aus σ_r und σ_t zusammensetzt. Für σ_t wurde dabei die berechnete Tangentialspannung im Primärzustand

σ_{tp} angesetzt. Dieser Ansatz wird mit den Ergebnissen der Vertikalspannungsmessungen im MQ VII, Ulme begründet, welche die berechnete, drastische Erhöhung der Tangentialspannungen im Sekundärzustand nicht bestätigen.

Für Horizontalspannungsmessungen im First des Tunnels ist die beschriebene Methode zur Primärspannungsermittlung nicht konvergent. Nach dem Modell der gelochten Scheibe ergibt sich im Sekundärzustand ein Anstieg der Tangentialspannungen, während die Meßergebnisse eine Spannungsabnahme ausweisen und somit die Ausbildung einer plastischen Zone nach KASTNER (1971) bestätigen.

8.3 Erdruhedruckbeiwerte $K_{0(oc)}$ und Primärspannungen σ_{hp}

Unter Berücksichtigung des hydrostatischen Wasserdrucks (Bild 63) sowie berechneter Vertikalspannungen mit einer durchschnittlichen Wichte von $\bar{\gamma} = 19,75 \text{ kN/m}^3$ gemäß Abschnitt 7.3, ergeben sich aus den in Abschnitt 8.2.3 ermittelten primären Horizontalspannungen σ_{hp} Erdruhedruckbeiwerte nach Gl.(3) zu $K_{0(oc)} = 1,26$ für den MQ VII, Ulme in 62,55 m Tiefe und $K_{0(oc)} = 1,12$ für MQ V in 80 m Tiefe unter OK Gelände. Aufgrund dieser Ergebnisse werden die $K_{0(oc)}$ -Werte für die übrigen Meßquerschnitte extrapoliert. Dafür wird ein ungleichseitiger hyperbolischer Verlauf gemäß Bild 8 für die Funktion des $K_{0(oc)}$ -Werts in Abhängigkeit von der Tiefe z angesetzt. Die Gleichung $K_{0(oc)} = f(z)$ ergibt sich durch Einsetzen der ermittelten $K_{0(oc)}$ -Werte in den Tiefen $z = -62,55 \text{ m}$ und $z = -80 \text{ m}$ sowie des Wertes $K_{0(nc)} = 0,9(1 - \sin \varphi') = 0,57$ in unendlicher Tiefe (s.Gl.11) in die implizite Form der Hyperbelgleichung zu:

$$K_{0(oc)} = - \frac{31}{z^{0,92}} + 0,9 (1 - \sin \varphi') . \quad (63)$$

Wird in Gl.(63) für die Tiefe z deren Funktion in Abhängigkeit vom Überkonsolidationsverhältnis OCR eingesetzt, erhält man die Formel

$$K_{0(oc)} = \left(\frac{\text{OCR} - 1}{13,5 - 0,125 \cdot \text{OCR}} \right)^{0,92} + 0,9 (1 - \sin \varphi') . \quad (64)$$

Bild 74 zeigt eine Zusammenstellung der aus Meßergebnissen ermittelten $K_{0(oc)}$ -Werte, primären Horizontalspannungen σ_{hp} , der Überkonsolidationsverhältnisse OCR sowie zum Vergleich $K_{0(oc)}$ -Werte nach empirischen Formeln für überkonsolidierte Tone.

		MQ V	MQ VIa First	MQ VII U1me	MQ VII First
Tiefe	z [m]	-80,00	-78,75	-62,55	-57,55
Erdruchdruckbeiwert aus Meßergebnissen	$K_{0(oc)}$ [-]	1,12	1,13	1,26	1,31
primäre Horizontal- spannung	σ_{hp} [kN/m ²]	1.680	1.662	1.410	1.327
Überkonsolidations- verhältnis	OCR [-]	7,6	7,7	9,3	9,9
SCHMIDT (1966) Gl.(22)	$K_{0(oc)}$ [-]	1,37	1,38	1,49	1,54
ALPAN (1967) Gl.(24)	$K_{0(oc)}$ [-]	1,24	1,25	1,35	1,39
MAYNE & KULHAWY (1982) Gl.(27)	$K_{0(oc)}$ [-]	1,33	1,34	1,44	1,47

Bild 74: Vergleich der Erdruchdruckbeiwerte $K_{0(oc)}$ aus Meßergebnissen mit Werten nach empirischen Formeln

Der Verlauf der Erdruchdruckbeiwerte im Hamburger Glimmertone ist in Bild 75 in Abhängigkeit von der Tiefe aufgetragen. Die aus Meßergebnissen ermittelten $K_{0(oc)}$ -Werte zeigen einen qualitativ ähnlichen tiefenabhängigen Verlauf wie die Funktionen anderer Autoren. Für den untersuchten Tiefenbereich ergeben sich aufgrund der Meßergebnisse jedoch signifikant geringere $K_{0(oc)}$ -Werte, als nach allen vergleichbaren empirischen Formeln.

Zeiträume bis zum Erreichen eines stabilen Sekundärspannungszustands mit Hilfe folgender Verschiebungsform der Ellipsengleichung extrapoliert:

$$\frac{(x - x_m)^2}{A^2} + \frac{(y - y_m)^2}{B^2} = 1 \quad (65)$$

Diese gewählte mathematische Funktion ermöglicht eine weitgehend kongruente Anpassung an den Verlauf der vorhandenen Meßkurven während der letzten ein bis zwei Jahre. Zur Lösung des Gleichungssystems wurden vier signifikante Wertepaare der vorhandenen Meßkurve in die Koeffizientenmatrix eingesetzt und mit Hilfe eines Programms zur Berechnung der Determinanten die Koeffizienten der Ellipsengleichung bestimmt. Der extrapolierte maximale Spannungswert σ_{Gmax} sowie der zugehörige Zeitraum $t_{\sigma max}$ ergeben sich aus dem Scheitelpunkt der orthogonal liegenden Ellipse. Bild 76 zeigt eine tabellarische Zusammenstellung der primären Horizontalspannungen σ_{hp} , der nach Gl.(62) korrigierten maximalen Sekundärspannungen σ_{hmax} sowie der erwarteten, auf den Meßbeginn im Juni 1985 bezogenen, Zeiträume bis zum Erreichen stabiler Spannungen.

		MQ V	MQ VIa First	MQ VII Ulme	MQ VII First
primäre Horizontalspannung	σ_{hp} [kN/m ²]	1.680	1.662	1.410	1.327
sekundäre Horizontalspannung	σ_{hmax} [kN/m ²]	1.648	1.946	1.393	1.801
Zeitraum bis zum Erreichen von	$t_{\sigma max}$ [Jahre]	9,4	5,2	5,1	7,3

Bild 76: Gegenüberstellung der primären und sekundären Horizontalspannungen σ_{hp} bzw. σ_{hmax}

Für die Darstellung der korrigierten Horizontalspannungsverläufe (Bilder 77 bis 80) wird der Anfangsbereich der Meßkurven bis zum Zeitpunkt der Durchquerung um die Differenz $\Delta\sigma_{hp}$ zwischen der ermittelten primären Horizontalspannung σ_{hp} und der mit der Geozelle gemessenen Horizontalspannung σ_G erhöht. Vom Zeitpunkt der Durchquerung (t_D) bis zum Erreichen der sekundären Horizontalspannung σ_{hmax} ($t_{\sigma max}$) wird ein nach der Potenzfunktion in Gl.(66) errechneter, überlinear abnehmender Anteil des Korrekturbetrages $\Delta\sigma_{hp}$ zu den gemessenen Horizontal-

spannungen σ_{Gi} addiert. Schließlich werden alle korrigierten Spannungswerte in eindimensionale Spannungen σ_{hi} nach Gl.(62) umgerechnet.

$$\sigma_{hi} = \left\{ \sigma_{Gi} + \Delta\sigma_{hp} \left[1 - \left(\frac{t_i - t_D}{t_{\sigma max} - t_D} \right) \right] \cdot \left(1 - \frac{t_i - t_D}{t_{\sigma max} - t_D} \right) \right\} \cdot (1 + \nu) - \nu \cdot \sigma_{hp} \quad (66)$$

In den Bildern 77 bis 80 sind neben den korrigierten Horizontalspannungsverläufen σ_h zum Vergleich die mit der Geozelle gemessenen Spannungsverläufe σ_G dargestellt.

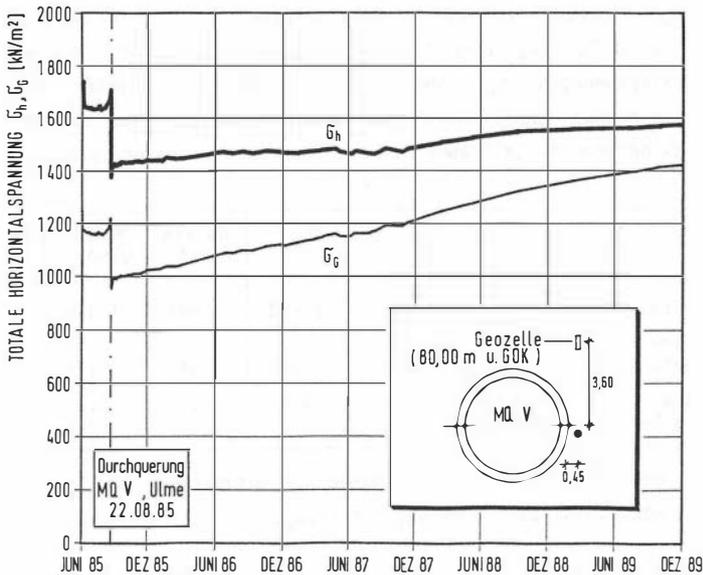


Bild 77: Korrigierter Horizontalspannungsverlauf σ_h im MQ V

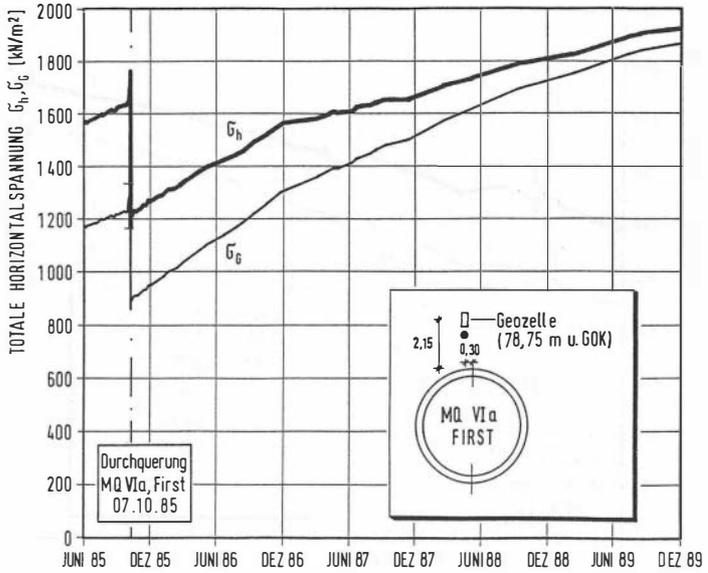


Bild 78: Korrigierter Horizontalspannungsverlauf σ_h im First des MQ VIa

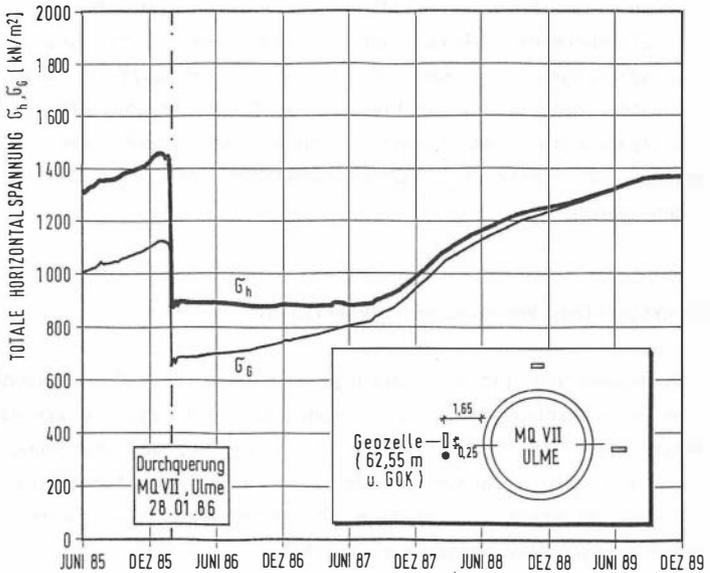


Bild 79: Korrigierter Horizontalspannungsverlauf σ_h in der Ulme des MQ VII

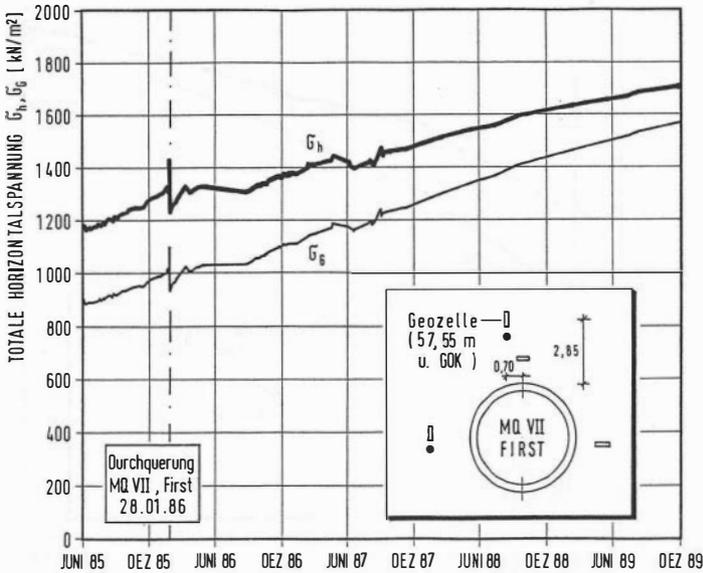


Bild 80: Korrigierter Horizontalspannungsverlauf σ_h im First des MQ VII

Ein Vergleich der korrigierten Horizontalspannungsverläufe zeigt, daß die im Ulmenbereich während der Durchquerung stark abgefallenen Horizontalspannungen erst nach dem Fluten des Ringspaltes bzw. nach Inbetriebnahme des Dükers anstiegen. Im First begann ein stetiger Horizontalspannungsanstieg bereits unmittelbar nach der Schildvorbeifahrt und führte zu Sekundärspannungen, die über den Primärspannungen liegen.

8.5 Korrektur eines Porenwasserdruckverlaufes

Für Berechnungen der Effektivspannungen im First des MQ VII wurde der durch den benachbarten Einbau eines Erddruckkissens gestörte Verlauf des Porenwasserdrucks (Bild 57) korrigiert. Eine Änderung der gemessenen Spannungen war lediglich für den Primärspannungszustand bis zum Zeitpunkt der Durchquerung erforderlich. Die Porenwasserdrücke wurden hier auf den hydrostatischen Wasserdruck angehoben.

8.6 Verlauf der Sekundärspannungsquotienten K_* in Abhängigkeit von der Zeit

Ein Ziel der durchgeführten in-situ Messungen war die Ermittlung zeitabhängiger Änderungen der Sekundärspannungsquotienten K_* in Ulme und First des Tunnels. Die dafür notwendige Voraussetzung, alle relevanten Bodenspannungen an jeweils dem selben Ort zu messen, war und ist technisch nicht zu realisieren. Als Hilfsmittel zur Übertragung von Meßkurven auf Orte, die sich in anderer Entfernung zum Ausbruchquerschnitt als der betreffende Meßwertaufnehmer befinden, werden im folgenden die Spannungsverläufe nach dem Modell der gelochten Scheibe und die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung herangezogen.

In Bild 81 sind die nach den Gleichungen der gelochten Scheibe (Gl.51, 52) berechneten Tangential- und Radialspannungsverläufe (σ_t , σ_r) im Sekundärzustand neben der Ulme und über dem First des Tunnels im MQ VII aufgetragen (gestrichelte Linien). Im Ulmenbereich wurden dafür konstante Primärspannungen $\sigma_{rp} = 1.410 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\sigma_{tp} = 1.240 \text{ kN/m}^2$ und im Firstbereich tiefenabhängige Primärspannungen nach folgenden Formeln angesetzt:

$$\sigma_{rp} = -19,75 \cdot z \quad (67)$$

$$\sigma_{tp} = \frac{-302,3 \cdot z + 1.596,5}{-z^{0,92}} - 15,6 \cdot z - 23,1 \quad (68)$$

Die gemessenen Tangential- und Radialspannungen sind als singuläre Punkte mit Angabe der Meßwerte in die Diagramme (Bild 81) eingetragen. Der Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Spannungen zeigt tendenzielle Übereinstimmungen bei den Radialspannungen, während die gemessenen Tangentialspannungen in unmittelbarer Nähe zum Ausbruchquerschnitt diametral zum berechneten Tangentialspannungsverlauf nach dem Modell der gelochten Scheibe verlaufen. Eine plausible Erklärung für diese Diskrepanz sind lokale Scherfestigkeitsüberschreitungen im Glimmertone, die zu Reduzierungen der Tangentialspannungen in der näheren Umgebung des Tunnels geführt haben. Ursachen für die Scherfestigkeitsüberschreitungen sind Verminderungen der Radialspannungen σ_r im Zusammenhang mit einer Abnahme der Scherfestigkeit, die auf Struktur-

störungen infolge von Bodenverschiebungen zurückzuführen ist. Im Bereich des 1-fachen Tunneldurchmessers wird deshalb unmittelbar nach dem Auffahren des Tunnels die Restscherfestigkeit des Glimmertons angesetzt. Für überkonsolidierte Tone ist bei einer Scherfestigkeitsabnahme auf die Restscherfestigkeit davon auszugehen, daß die Wirkung der Vorbelastung ausgeprägt nachläßt, d.h. die Kohäsion vergleichsweise gering wird. Auswertungen der Spannungs- Verschiebungs- Diagramme von direkten Scherversuchen und Triaxialversuchen ergaben für den Hamburger Glimmerton folgende Mittelwerte der Restscherfestigkeitsparameter:

$$\varphi_r = 14,8^\circ \qquad c_r = 19 \text{ kN/m}^2$$

Auf der Grundlage der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung mit der Gleichung

$$p' = \cot \alpha_r (q' - b_r) \qquad (69)$$

für die Bruchgerade im p' - q' - Diagramm und den Beziehungen

$$\tan \alpha_r = \sin \varphi_r \qquad (70)$$

$$b_r = c_r \cdot \cos \varphi_r \qquad (71)$$

ergeben sich die Bestimmungsgleichungen für die unbekannte Radialspannung σ'_r bzw. Tangentialspannung σ'_t bei Kenntnis der jeweils anderen Hauptspannung zu:

$$\sigma'_r = \frac{\sigma'_t (\cot \alpha_r - 1) - 2b_r \cdot \cot \alpha_r}{\cot \alpha_r + 1} \qquad (72)$$

$$\sigma'_t = \frac{\sigma'_r (\cot \alpha_r + 1) + 2b_r \cdot \cot \alpha_r}{\cot \alpha_r - 1} \qquad (73)$$

Unter der Annahme, daß die Radial- und Tangentialspannungen in Ulme und First des Tunnels Hauptspannungen sind, sowie der Verwendung von Porenwasserdrücken im Sekundärzustand, die aufgrund vorhandener Meßergebnisse auf beliebige Entfernungen vom Ausbruchquerschnitt extrapoliert wurden, konnten für die Diagramme in Bild 81 nach Gl.(72) und Gl.(73) weitere Spannungswerte ermittelt werden. Sie sind durch Klammern gekennzeichnet und führten zusammen mit den gemessenen Werten zur Konstruktion der Spannungsverläufe aufgrund von Meßergebnissen (durchgezogene Linien in

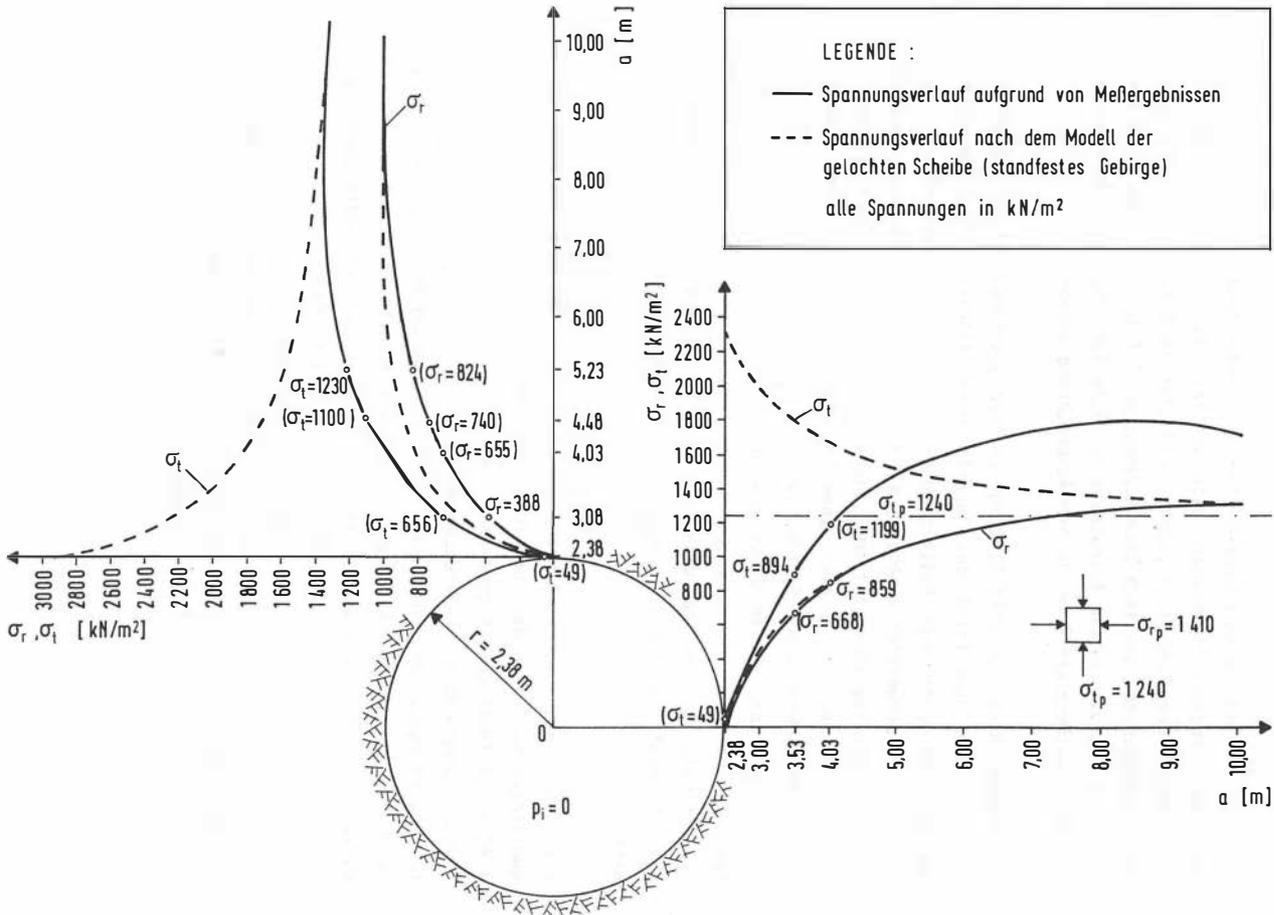


Bild 81: Verlauf der Sekundärspannungen in der Umgebung des Tunnels unmittelbar nach der Durchquerung des MQ VII

Bild 81). Direkt am Ausbruchrand sind die Radialspannungen $\sigma_r = 0$ und damit die Tangentialspannungen nach Gl.(73) $\sigma_t = 49 \text{ kN/m}^2$. Bei der Konstruktion des Tangentialspannungsverlaufes im Bereich der Ulme wurde davon ausgegangen, daß sich Zusatzspannungen infolge Gewölbebildung über dem First bis zur vollen Ausnutzung der Scherfestigkeit des Glimmertons auf immer entferntere Bereiche vom Ausbruchrand umlagerten.

Ein Vergleich der in Bild 81 dargestellten Spannungsverläufe neben der Ulme und über dem First des Tunnels zeigt signifikante Unterschiede zwischen den gemessenen Radialspannungen. Während der Radialspannungsverlauf im Ulmenbereich annähernd mit dem rechnerischen Verlauf nach der gelochten Scheibe übereinstimmt, liegen die gemessenen Radialspannungen bis zu einem Abstand von etwa einem Tunneldurchmesser zum First deutlich unter dem rechnerischen Spannungsverlauf. Unabhängig von der Höhe des Porenwasserdrucks deuten diese Ergebnisse für einen überkonsolidierten Ton auf zumindest vorübergehend größere deviatorische Belastungen der Tunnelschale im Sekundärzustand hin, als nach dem Kontinuumsmodell - trotz Ansatz realistischer $K_{0(OC)}$ -Werte im Primärzustand - zu erwarten wäre.

Zur Ermittlung des zeitabhängigen Verlaufes des Sekundärspannungsquotienten K_{*U} neben der Tunnelulme konnten die im gleichen Abstand von 1,65 m zum Ausbruchrand gemessenen Horizontalspannungen und Porenwasserdrücke unverändert herangezogen werden. Hingegen erforderte die Berücksichtigung des gemessenen Vertikalspannungsverlaufes wegen der um 0,5 m geringeren Entfernung des Meßwertaufnehmers zum Ausbruchrand Korrekturen, die sich an dem in Bild 81 dargestellten Radialspannungsverlauf aufgrund von Meßergebnissen orientieren. Die minimale Vertikalspannung im Sekundärzustand nach der Durchquerung wurde von 894 kN/m^2 auf 1199 kN/m^2 angehoben und für den Zeitraum von Juli 1987 bis Januar 1989, für den keine Meßergebnisse vorliegen, wurde der Vertikalspannungsverlauf anhand des entsprechenden Horizontalspannungsverlaufes geschätzt.

Bild 82 zeigt den Verlauf der nach Gl.(74) berechneten Sekundärspannungsquotienten K_{*u} in Abhängigkeit von der Zeit im Bereich der Tunnelulme.

$$K_{*} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad (74)$$

Als Bezugspunkt für die Ermittlung der K_{*f} -Werte über dem First wurde der Einbauort des Porenwasserdruckaufnehmers in 2,1 m Entfernung zum Ausbruchrand ($a = 4,48$ m) gewählt. Während der gemessene Porenwasserdruckverlauf ohne Änderungen in die Berechnungen eingehen konnte, waren für die in anderen Entfernungen gemessenen Horizontal- und Vertikalspannungsverläufe wiederum Korrekturen gemäß Bild 81 erforderlich. Das Minimum der Horizontalspannungen wurde von 1.230 kN/m² auf 1.100 kN/m² und die Folgewerte nach der Durchquerung um die gleiche Differenz reduziert. Bei dem im Vergleich zum gewählten Bezugspunkt um 1,4 m näher zum Ausbruchrand gemessenen Vertikalspannungsverlauf wurde der Spannungsanstieg vor der Durchquerung um 50% vermindert und das Minimum der Vertikalspannungen im Sekundärzustand von 388 kN/m² auf 740 kN/m² sowie die Folgewerte um den gleichen Differenzbetrag erhöht. Die nach Gl.(74) berechneten K_{*f} -Werte im Abstand von 2,1 m über dem First sind in Bild 83 über der Zeitachse aufgetragen.

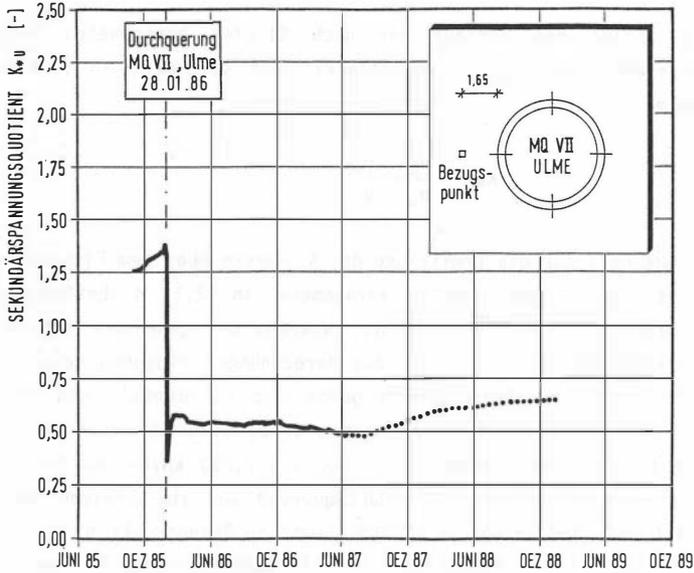


Bild 82: Verlauf des Sekundärspannungsquotienten K_{*U} in der Ulme des MQ VII

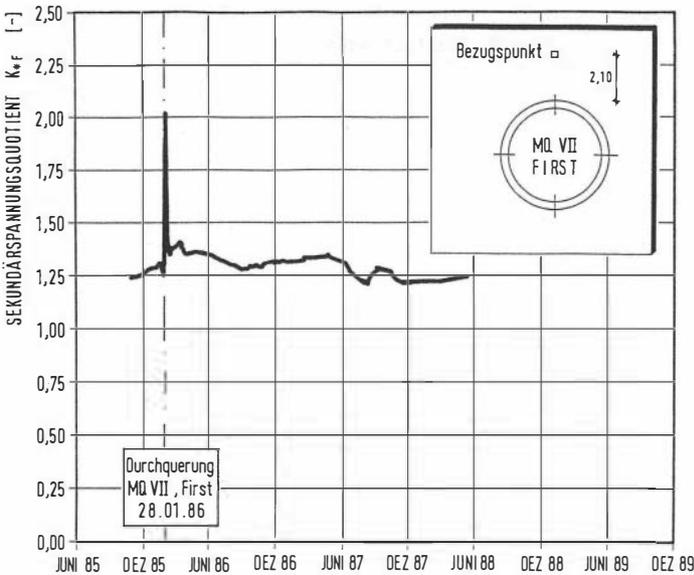


Bild 83: Verlauf des Sekundärspannungsquotienten K_{*F} im Firstr des MQ VII

Ein Vergleich der in den Bildern 82 und 83 dargestellten Kurvenverläufe der Sekundärspannungsquotienten zeigt gravierende Unterschiede zwischen Ulme und First auf. Im Primärzustand beginnen beide Kurven wegen der geringen Tiefendifferenz der Bezugspunkte mit annähernd gleichen Werten, während der Schildvorbeifahrt ergeben sich kurzfristig stark divergierende Kurvenausschläge und nach der Durchquerung stabilisieren sich die K_{*} -Verläufe auf unterschiedlichem Niveau.

In der Ulme führte eine ausgeprägte und offenbar zumindest mittelfristig irreversible horizontale Entspannung des überkonsolidierten Tons zu der drastischen Verringerung des K_{*U} -Werts von 1,26 auf rd. 0,57 nach der Schildvorbeifahrt.

Der temporäre Anstieg des Sekundärspannungsquotienten im First des Tunnels während der Phase der Durchquerung auf Werte von rd. 2,0 ist im wesentlichen auf die rapide Vertikalspannungsabnahme zurückzuführen. Nach dem kraftschlüssigen Verbund zwischen Tunnelausbau und Gebirge stiegen die Vertikal- bzw. Radialspannungen im First im Gegensatz zu den Radial- bzw. Horizontalspannungen in der Ulme jedoch schnell wieder an, weshalb der K_{*F} -Wert während des weiteren Verlaufes mit Werten zwischen 1,2 und 1,4 eine ähnliche Größenordnung wie der $K_{0(OC)}$ -Wert annahm.

Als Grundlage für die statische Berechnung eines Tunnelausbaus ist hinsichtlich der zu erwartenden Biegemomente weniger das Verhältnis der Bodenspannungen im First oder in der Ulme maßgebend, sondern vielmehr die Größe der deviatorischen Beanspruchung, die sich aus dem Quotienten der effektiven Horizontalspannung in der Ulme und der effektiven Vertikalspannung im First ergibt.

Zur Ermittlung dieser Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F}$ wurden Bezugspunkte in einem radialen Abstand von 1,65 m vom Ausbruchrand ($a = 4,03$ m) gewählt. Der Verlauf der effektiven Horizontalspannungen in der Ulme ließ sich so ohne Änderungen aus gemessenen Horizontalspannungen und Porenwasserdrücken berechnen. Als Grundlage zur Korrektur des im Vergleich zum gewählten Bezugspunkt um 0,95 m näher am Ausbruchrand gemessenen Vertikalspannungsverlaufes wurde wieder der entfernungsabhängige Radialspannungsverlauf in Bild 81 herangezogen. Demnach ergibt

sich für das Spannungsminimum im Sekundärzustand ein Wert von $\sigma_{vmin} = 655 \text{ kN/m}^2$ anstatt der gemessenen $\sigma_{vmin} = 388 \text{ kN/m}^2$. Die Folgewerte nach der Schildvorbeifahrt wurden ebenfalls um diese Differenz erhöht. Der Spannungsanstieg vor der Durchquerung wurde wegen des größeren Abstandes auf 75% der gemessenen Erhöhung reduziert. Bild 84 zeigt den nach Gl.(74) berechneten Verlauf der Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F}$ für einen Abstand von 1,65 m vom Ausbruchrand in Abhängigkeit von der Zeit.

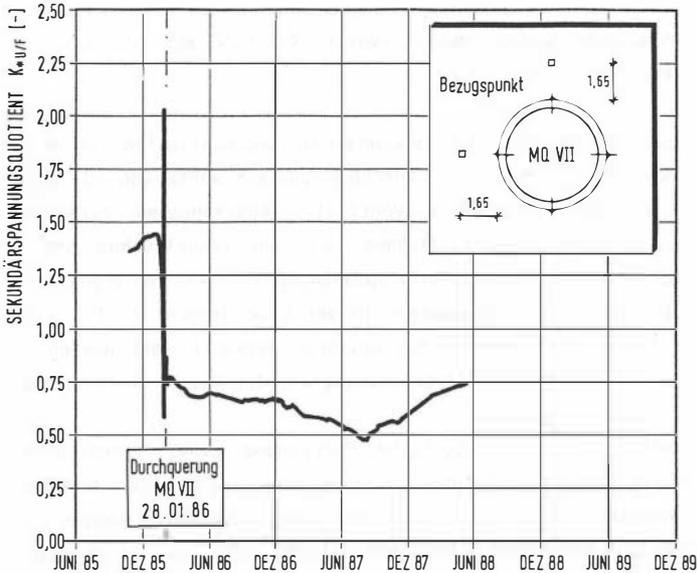


Bild 84: Verlauf des Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F}$ vor, während und nach der Durchquerung des MQ VII

Die Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F}$ in Bild 84 weisen analog zu den Verläufen der K_{*} -Werte im First und in der Ulme große Schwankungen auf. Ursache dieser diametralen Änderungen der $K_{*U/F}$ -Werte innerhalb weniger Stunden ist der asynchrone Verlauf der Radialspannungsänderungen in der Ulme und im First des Tunnels. Das Minimum der effektiven Vertikalspannungen im First wurde rd. fünf Stunden nach der Durchquerung erreicht und führte zu dem maximalen Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F} = 2,04$.

Die Horizontalspannungsabnahme in der Ulme verlief verzögert auf einen Minimalwert, der rd. 14 Stunden nach der Durchquerung erreicht war und den gleichzeitig aufgetretenen minimalen Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F} = 0,59$ verursachte. Der inzwischen begonnene Anstieg der effektiven Vertikalspannungen im First verstärkte die Verringerung des $K_{*U/F}$ -Werts.

Wegen ihrer kurzen Dauer ist eine Berücksichtigung dieser extremen Schwankungen der $K_{*U/F}$ -Werte für die statische Berechnung des Tunnelausbaus nicht relevant. Während dieser Zeitspanne herrscht noch kein kraftschlüssiger Verbund zwischen Tunnelausbau und Gebirge bzw. der in den Ringspalt verpreßte Mörtel weist noch genügend plastische Eigenschaften auf, um deviatorische Spannungskonzentrationen zu kompensieren.

Ein weiteres Absinken des Sekundärspannungsquotienten auf einen Minimalwert von $K_{*U/F} = 0,47$ etwa $1\frac{1}{2}$ Jahre nach der Durchquerung liegt darin begründet, daß die horizontale Entspannung des überkonsolidierten Glimmertons nachhaltig erhalten blieb, während die Vertikalspannungen im First stetig anstiegen.

Im letzten Abschnitt des $K_{*U/F}$ -Verlaufes (Bild 84) von August 1987 bis Mai 1988 ist ein kontinuierlicher Anstieg auf einen zuletzt ermittelten Wert von $K_{*U/F} = 0,75$ festzustellen. In diesem Zeitraum stiegen die effektiven Horizontalspannungen in der Ulme mit + 72% erheblich stärker als die effektiven Vertikalspannungen über dem First (+ 8%). Eine plausible Begründung für die unterschiedliche Entwicklung der Effektivspannungen läßt sich aus dem Bauablauf herleiten. Anfang August 1987 wurde mit der künstlichen Wassereinleitung in den Ringspalt zur Erzeugung eines dem späteren Innendruck äquivalenten Außenwasserdrucks begonnen und Ende Oktober 1987 der Betrieb des Tiefdükers aufgenommen. Die dabei aufgetretenen Wasserdruckspannungen haben auf den nur gering wasserdurchlässigen Glimmerton Belastungen ausgeübt, die den gemessenen stärkeren Anstieg der - im Vergleich zu den Vertikalspannungen - geringeren effektiven Horizontalspannungen verursachten.

Zusammenfassend sind für den ermittelten Verlauf des Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F}$ vier Phasen zu unterscheiden:

1. Vor dem Tunnelvortrieb liegen Erdruhedruckbedingungen vor, im Gebirge herrscht der Primärspannungszustand.
2. Die Vortriebsphase ist während eines Zeitraums von mehreren Tagen vor und wenigen Stunden nach Einbau der Auskleidung von starken Schwankungen der Sekundärspannungsquotienten geprägt. Sie sind auf Spannungsumlagerungen infolge der Hohlraumherstellung sowie in Ulme und First asynchron verlaufende und unterschiedlich starke Gebirgsentspannungen in radialer Richtung zum Hohlraum während des noch fehlenden kraftschlüssigen Verbunds zwischen Gebirge und Ausbau zurückzuführen.
3. Die Phase nach Wirksamkeit des Verbunds Gebirge/Ausbau ist von einer Abnahme des $K_{*U/F}$ -Werts von ca. 0,75 auf ca. 0,5 gekennzeichnet. Der stetige Anstieg der Vertikalspannungen im First ist offenbar auf eine allmähliche Abnahme der entlastenden Gewölbeverspannung über dem Tunnel zurückzuführen. Hingen blieb die horizontale Entspannung des Glimmertons im betrachteten Zeitraum von ca. 1½ Jahren nachhaltig erhalten.
4. Während der Betriebsphase des Tiefdükers führte der Wasserdruckaufbau im Ringspalt zu einem Anstieg des Sekundärspannungsquotienten bis auf ca. $K_{*U/F} = 0,75$ am Ende der Messungen. Der im Ringspalt annähernd isotrop auf das Gebirge wirkende Wasserdruck verursachte eine tendenzielle Angleichung der zuvor stark anisotropen Spannungsverteilung im Gebirge in der unmittelbaren Umgebung des Tunnels.

Die Sekundärspannungsquotienten K_* wurden in einem Abstand von ca. 1,65 m bzw. ca. 2,1 m zum Ausbruchrand ermittelt und sind nach kraftschlüssigem Verbund zwischen Gebirge und Ausbau vom Ausbauwiderstand sowie von baubetrieblichen Vorgängen beeinflusst. Bezüglich der statischen Berechnung des Tunnelausbaus sind sie deshalb nicht als Äquivalent für den Erdruhedruckbeiwert K_0 zu betrachten.

Neben den inhärenten Eigenschaften des überkonsolidierten Tons hatte der Bauablauf, wie auch in Abschnitt 9 gezeigt wird, maßgebenden Einfluß auf den Verlauf der Sekundärspannungsquotienten. Die Notwendigkeit einer Trennung von Primär- und Sekundärspannungen im Tunnelbau hat WAGNER (1969) bereits aufgrund einschlägiger Erfahrungen mit Messungen am Gußeisen-Ausbau der U-Bahn-Tunnel in Hamburg betont. Im Rahmen einer Forschungsarbeit über die Wechselwirkung von Seitendruck und Überlagerungshöhe auf die Belastung des Tunnelausbaus hat auch FRÖHLICH (1977) festgestellt, daß Spannungsänderungen und Verformungen nicht nur von den Materialparametern und der Geometrie abhängen, sondern wesentlich auch davon, in welchem Stadium der Hohlraumherstellung der Tunnelausbau eingebracht wird.

9. ERGEBNISSE DER KONVERGENZ- UND BETONSPANNUNGSMESSUNGEN

9.1 Allgemeines

Ergänzend zu den Messungen der Gebirgsspannungen soll mit den Ergebnissen der in Abschnitt 6.2 beschriebenen Konvergenz- und Betonspannungsmessungen der Einfluß der Spannungsverteilung im Gebirge auf das Tragverhalten des Tunnelausbaus untersucht werden. Eine verfahrensbedingte Einschränkung dieser Intention war insofern vorgegeben, als beim Schildvortrieb - im Gegensatz zur Spritzbetonbauweise - ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Gebirge und Tunnelausbau erst mit dem Abbinden des in den Ringspalt verpreßten Mörtels einsetzt.

Die in Abschnitt 8 konstatierten starken Schwankungen der Gebirgsspannungen während des Schildvortriebs wurden durch den vorübergehend fehlenden Verbund begünstigt, sind gleichwohl in Bezug auf die unmittelbare Beanspruchung der Tübbingschale nicht relevant. Hingegen konnte während dieses Zeitraums der Einfluß baubetrieblicher Vorgänge auf die Spannungen und Verformungen des Ausbaus unabhängig von den Gebirgsspannungen ermittelt werden.

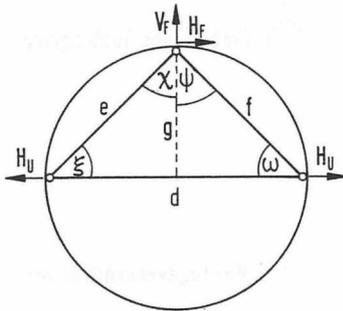
9.2 Konvergenzen

9.2.1 Systematik der Auswertung

Auf die ursprünglich vorgesehene geodätische Vermessung der Firstbolzen (Absolutverschiebungen) zur Einbindung der gemessenen Relativverschiebungen mußte wegen unvertretbarer Behinderungen des Bauablaufes verzichtet werden. Die Ermittlung der Meßbolzenverschiebungen aus den Längenänderungen der in Bild 85 skizzierten Meßstrecken erforderte deshalb zwei Annahmen zur Lösung des kinematisch unterbestimmten Systems.

Bei der Auswertung der Konvergenzmessungen ist davon ausgegangen worden, daß sich die Meßbolzen in den Ulmen nur horizontal und an beiden Seiten jeweils mit dem gleichen Betrag in entgegengesetzter Richtung verschoben. Aufgrund dieser Annahmen ließen sich die Horizontal- und

Vertikalverschiebungen der Firstpunkte unter Anwendung trigonometrischer Beziehungen berechnen.



gemessene Strecken:

d, e, f

berechnete Größen:

$\xi, \chi, \psi, \omega, g$

Ergebnisse:

V_F : Vertikalverschiebung des Firstpunktes

H_F : Horizontalverschiebung des Firstpunktes

H_U : Horizontalverschiebungen der Ulmenpunkte

Bild 85: Schema zur Auswertung der Konvergenzmessungen

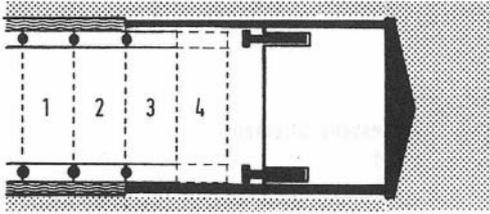
9.2.2 Erwartete Verformungen

Zur Veranschaulichung möglicher baubetrieblicher Einflüsse auf die Verformungen des Tunnelausbaus ist der Arbeitsablauf beim Schildvortrieb in Bild 86 schematisch dargestellt.

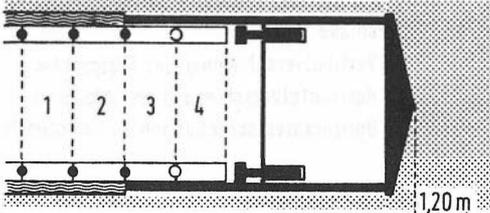
Nach Einbau eines Tübbingrings nimmt dieser aufgrund seines Eigengewichts die Form einer liegenden Ellipse an, die im Sohl- und Ulmenbereich am Schildmantel anliegt (Bild 87).

Während der Vortriebsphase sind weitere Verformungen durch ungleichen Pressendruck zur Steuerung der Vortriebsmaschine zu erwarten. Anschließend kann der vorübergehend unverpreßte Ringraum im Bereich des jeweils vorletzten Tübbingrings erneut zu Bewegungen in Richtung einer liegenden Ellipse führen.

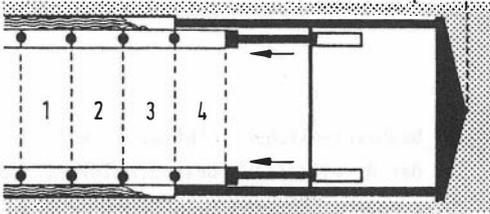
Die folgende Phase der Ringspaltverpressung mit einem Verpreßdruck von ca. 100 bis 200 kN/m² im Ringraum über Ansatzstützen in Höhe der Ulmen wird ebenso wie der hydrostatische Druck des noch nicht abgebundenen Mörtels ein Aufrichten des Tübbingrings mit Ulmenbewegungen nach innen und einer auswärts gerichteten Firstbewegung zur Folge gehabt haben.



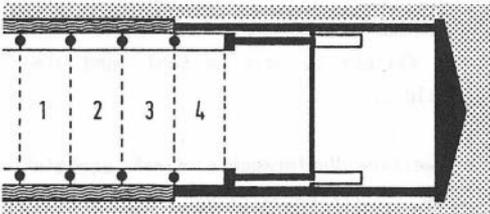
① Einbau des Tübbingringes



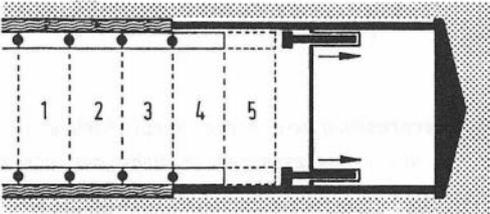
② Montageverschraubung



③ Vortrieb



④ Ringspalt verpressen



⑤ Entspannen

Bild 86: Arbeitsphasen beim Schildvortrieb (schematisch)

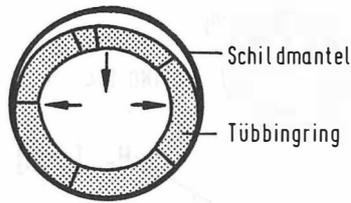


Bild 87: Qualitative Ringverformung nach Einbau der Tübbings

Verformungen infolge Gebirgsdruck waren nach Kraftschluß zwischen Ausbau und Gebirge aufgrund der ermittelten Sekundärspannungsquotienten von $0,5 \leq K_{*U/F} \leq 0,75$ (vgl. Abschnitt 8.6) als Firstsenkung und Ulmenspreizung zu erwarten.

9.2.3 Gemessene Verformungen

Beispielhaft für die charakteristischen Querschnittsänderungen aller Meßquerschnitte sind die Konvergenzen des Tübbingrings 154 in Bild 88 als Zeit- Verformungs- Diagramme über einen Zeitraum von etwa fünf Monaten dargestellt. Die zuletzt gemessenen Verschiebungen der Konvergenzmeßbolzen sind ferner unmaßstäblich im Tunnelquerschnitt skizziert.

Erwartungsgemäß ergaben sich synchron verlaufende Verschiebungen mit divergierenden Richtungen in Ulme und First des Tunnels. Die jeweils größten Verschiebungen wurden unmittelbar nach Meßbeginn bzw. Tübbing-einbau in Form einer Firsthebung und Verkürzung der Meßstrecke zwischen den Ulmen registriert. Nachdem kraftschlüssiger Verbund zwischen Gebirge und Ausbau herrschte, vollzog sich eine langsame und insgesamt geringe Firstsenkung bei gleichzeitiger Stagnation der Ulmen. Diese Beobachtung korreliert mit der in Abschnitt 8.6 ermittelten Konstellation einer anisotropen Spannungsverteilung um den Hohlraum und $K_{*U/F}$ -Werten deutlich unter 1,0 nach dem Auffahren des Tunnels.

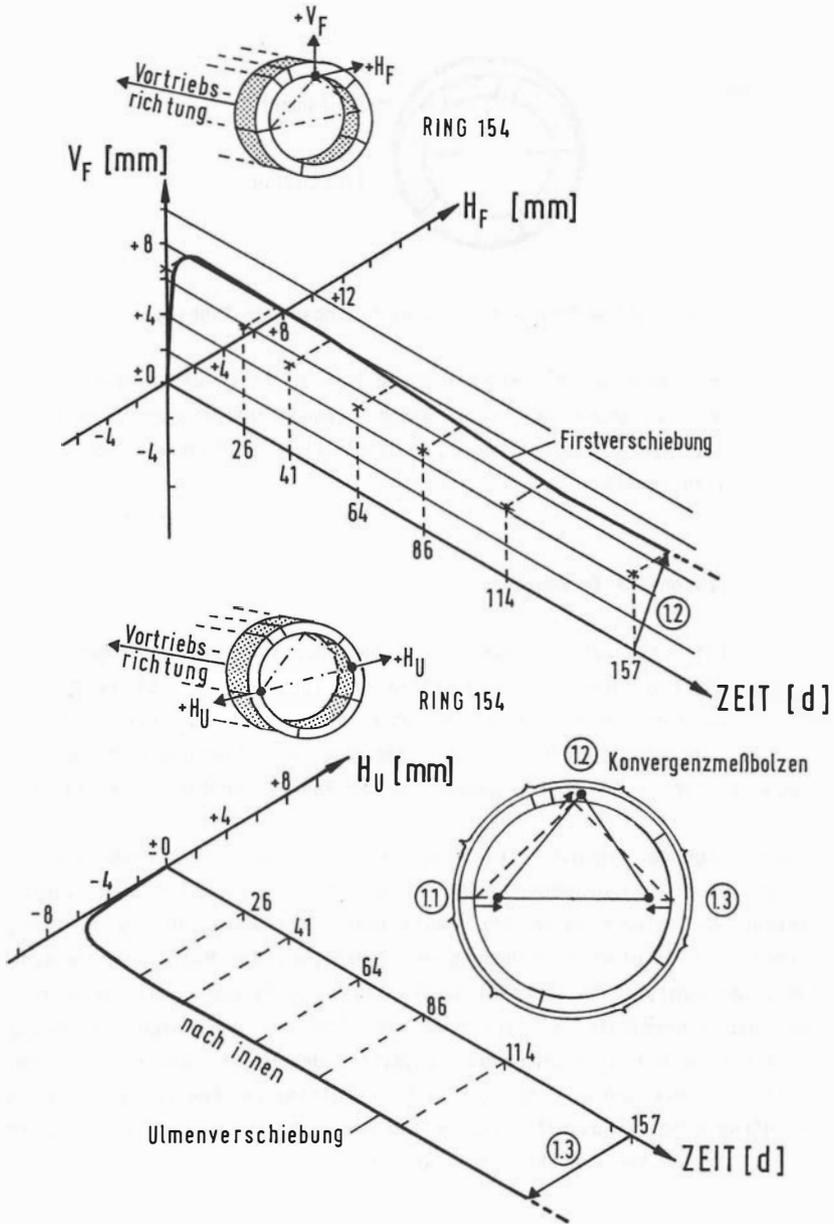


Bild 88: Zeit- Verformungs- Diagramme für den Tübbingring 154

Der Maximalwert aller gemessenen Konvergenzen beträgt rd. 11 mm und ist ausschließlich auf baubetriebliche Einflüsse - insbesondere die Ringspaltverpressung - zurückzuführen. Tübbingverformungen infolge Gebirgsdruck verliefen mit einer maximalen Firstsenkung von rd. 3 mm in entgegengesetzter Richtung zu den baubetrieblich bedingten Verformungen.

Wegen der Kompensation gegenläufiger Verformungen infolge Ringspaltverpressung und Gebirgsdruck sowie der mit zunehmender Meßdauer abnehmenden Querschnittsänderungen konnte eine ausreichende Standsicherheit des Tunnelbauwerks konstatiert werden.

Detaillierte Hinweise bezüglich der Einflüsse baubetrieblicher Vorgänge auf die Ringverformungen sind den in Bild 89 dargestellten Zeit- Verformungs- Diagrammen für die ersten Stunden nach dem Ringbau zu entnehmen.

Der beobachtete Tübbingring 1171 ist als vorletzter Ring vor einer 2-tägigen Stillstandsphase eingebaut worden. Die anfangs gemessene Firstsenkung und geringe Ulmenspreizung sind im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß die während des Stillstands ausgefahrenen Vortriebspresen bei Wiederaufnahme der Arbeiten für den Einbau des nächsten Tübbingrings entspannt wurden.

Verschiebungen infolge Ringspaltverpressung vollzogen sich während eines Zeitraums von ca. 8 Stunden. Das Maß dieser baubetrieblich bedingten Ringverformung war um ein Vielfaches größer, als das infolge Gebirgsdruck.

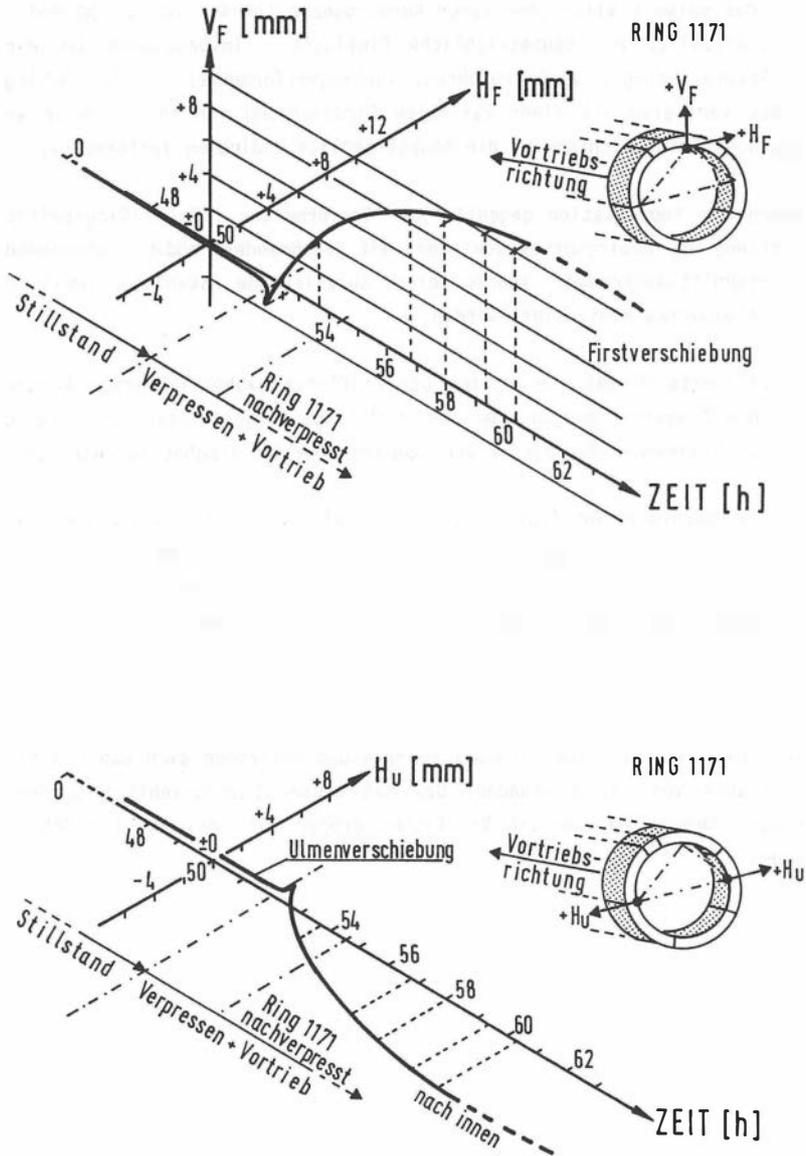


Bild 89: Zeit- Verformungs- Diagramme für den Tübbingring 1171 (Kurzfassung)

9.3 Betonspannungen

9.3.1 Ermittlung der Schnittgrößen

Zur Ermittlung der gesuchten Schnittgrößen in den Stahlbetontübbings wurden zunächst die Betonspannungen in Höhe der Stahlfasern aufgrund gemessener Stahldehnungen in der inneren und äußeren Bewehrungslage ermittelt, um damit die Normalkräfte und Biegemomente nach folgendem Ablauf zu berechnen:

1. Berechnung der Stahlkräfte F_S nach Gl.(43) aufgrund der für die eingesetzten Dehnungsaufnehmer durchgeführten Kalibrierung und unter Annahme der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes. Die auf die Stahlquerschnittsfläche A_S bezogenen Stahlspannungen σ_S ergeben sich zu:

$$\sigma_S = \frac{F_S}{A_S}, \quad (75)$$

die Betonspannungen σ_b in Höhe der Stahlfasern nach dem Verbundgesetz zu

$$\sigma_b = \frac{E_b}{E_S} \sigma_S \quad (76)$$

und damit die Betonrandspannungen unter Ansatz eines linearen Verzerrungszustandes über die Höhe des Querschnitts (Bernoulli-Hypothese) aufgrund geometrischer Beziehungen.

2. Berechnung der Resultierenden der Betondruckspannungen D_b sowie der resultierenden Druck- bzw. Zugkräfte D_S für die inneren und äußeren Bewehrungslagen. Wegen bereichsweiser Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons (Zustand II, gerissene Zugzone) sind dabei drei Fälle zu unterscheiden:

a) Druckkraft mit geringer Exzentrizität (Zustand I)

Die resultierenden Betondruckkräfte des überdrückten Querschnitts ergeben sich aus der Integration der Druckspannungen über die Querschnittsfläche.

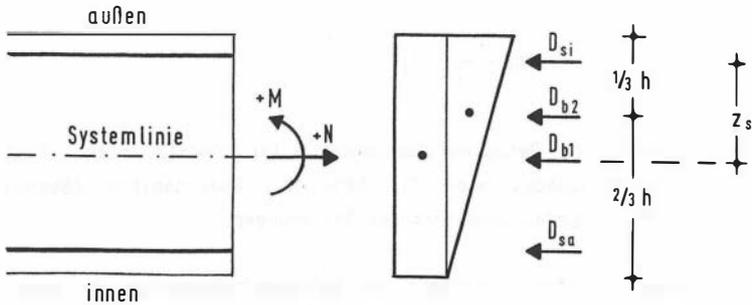
b) Biegung mit Normalkraft (Zustand II)

In Bereichen mit gerissener Zugzone des Betons werden die Zugspannungen allein dem Bewehrungsstahl zugewiesen. Die Berechnung der Betondruckkraft in der Biegedruckzone erfolgt gemäß Heft 220, Abs. 1.2.1 (GRASSER et al., 1979).

c) Zugkraft mit geringer Exzentrizität (Zustand II)

Die Zugfestigkeit des Betons ist im gesamten Querschnitt überschritten und wird nicht berücksichtigt. Zugkräfte werden allein der Bewehrung zugewiesen.

3. Berechnung der auf die Systemlinie der Tübbings bezogenen Schnittgrößen Normalkraft N und Biegemoment M nach Gl.(77) und (78).

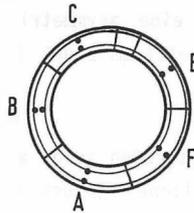


$$N = D_{b1} + D_{b2} + D_{si} + D_{sa} \quad (77)$$

$$M = D_{b2} (h/2 - h/3) + (D_{si} - D_{sa}) z_s \quad (78)$$

9.3.2 Meßtechnisch ermittelte Momente und Normalkräfte

Bild 90 zeigt eine Zusammenstellung der im Ring 1171 ermittelten Schnittgrößen für den Zeitraum unmittelbar nach Einbau des Tübbingrings bis zum Betonieren der Ortbetoninnenschale.



Meßstellen
im Ring 1171

Datum	23.11.85 11.35 h	25.11.85 12.00 h	25.11.85 16.15 h	25.11.85 17.30 h	11.01.86 10.00 h	07.05.86 15.30 h	
Bemerkung	nach Tübbingeinbau, vor Verpressen	ca. 2 Std. nach Verpressen Ring 1171	nach Vortrieb Ring 1178	nach Verpressen Ring 1177	nach Vortrieb Ring 1596	vor Einbau Innenschale (letzte Messung)	
Normal- kraft N [kN/m]	A	+ 85	- 51	- 626	- 748	- 3784	- 4244
	B	+ 113	- 554	- 705	- 761	- 3041	- 4382
	C	+ 72	+ 59	- 223	- 407	- 1861	- 4684
	E	+ 14	- 171	-	- 1617	- 1598	- 3535
	F	+ 17	- 351	- 750	- 804	- 2329	- 3034
	Biege- moment M [kNm/m]	A	+ 4	+ 8	+ 19	+ 16	- 11
B		- 5	- 64	- 87	- 85	- 154	- 188
C		- 1	- 6	- 34	- 52	- 104	- 224
E		0	+ 24	-	+ 43	+ 110	+ 166
F		0	+ 66	+ 101	+ 100	+ 169	+ 192

Bild 90: Meßtechnisch ermittelte Schnittgrößen im Tübbingring 1171

Über den gesamten Ringumfang gemessene Zugkräfte unmittelbar nach Einbau der Tübbings sind auf eine Temperaturdifferenz zwischen der Nullmessung bei ca. + 8 °C und ca. + 40 °C in der Umgebung der Schildvortriebsmaschine zurückzuführen. Die plötzliche Erwärmung der Tübbings hat zu

einem temporären Temperaturgradienten im Tübbingquerschnitt geführt und somit Zugspannungen in der Bewehrung erzeugt.

Die Ringraumverpressung verursachte einen starken und ungleichmäßigen Anstieg der Ringdruckkräfte sowie der Biegemomente. Positive Momente in den Tübbings A, E, F und negative Momente an der gegenüberliegenden Seite (Tübbings B, C) weisen auf eine asymmetrische Verpressung des Ringspaltes mit stärkerem bzw. einseitigem Druck auf der rechten Seite hin.

Der zeitabhängige Verlauf der Schnittgrößen zeigt auch nach dem Abbinden des Verpreßmörtels eine kontinuierliche, jedoch unterlineare Zunahme. Bis zum Ende der Messungen bzw. vor dem Einbau der Ortbetoninnenschale hatten sich die meßtechnisch ermittelten Biegemomente und Normalkräfte in den Stahlbetontübbings nicht stabilisiert.

Als Maß dafür, wie groß die Abweichungen der Normalkräfte in den Tübbings untereinander war, wird das Verhältnis der Standardabweichung zum Mittelwert herangezogen. Diese Relation nahm von 114 % ca. 2 Stunden nach der Ringraumverpressung auf 17 % für die zuletzt gemessenen Werte ab, d.h. der Normalkraftverlauf im Tübbingring wurde mit zunehmender Zeit - und Belastung infolge Gebirgsdruck - gleichmäßiger. Größere Normalkraftdifferenzen zu Beginn der Messungen sind auf unterschiedliche Tangentialbelastungen der Tübbings sowie auf noch unvollständigen form- und kraftschlüssigen Kontakt untereinander wegen der elastoplastischen Fugenbänder zwischen den Tübbings zurückzuführen.

Im Gegensatz zur Normalkraftverteilung hat sich die Momentenverteilung im beobachteten Tübbingring 1171 seit der Ringraumverpressung qualitativ kaum verändert und zeigt signifikante Abweichungen von einer symmetrischen Verteilung um die Lotrechte, die sich rechnerisch für einen biegesteifen Ring ergäbe (Bild 91).

Aus der statischen Gleichgewichtskontrolle ergibt sich, daß zur Erzeugung der meßtechnisch ermittelten Momentenverteilung neben dem o.g. einseitigen Verpreßdruck sowie Radialbelastungen infolge Gebirgsdruck

auch ungleichmäßig verteilte Tangentialspannungen wirksam gewesen sein müssen.

Die in Tunnellängsrichtung aufgetretene Ribbildung mittig an der Innenseite der Tübbings E und F ist als Bestätigung für die qualitative Verteilung der meßtechnisch ermittelten Momente zu werten. Bild 91 zeigt die meßtechnisch ermittelten Schnittgrößen im Ring 1171 zum Zeitpunkt unmittelbar vor Einbau der Innenschale sowie zum Vergleich die Momenten- und Normalkraftverteilung gemäß Ausführungsstatik (N.N., 1984).

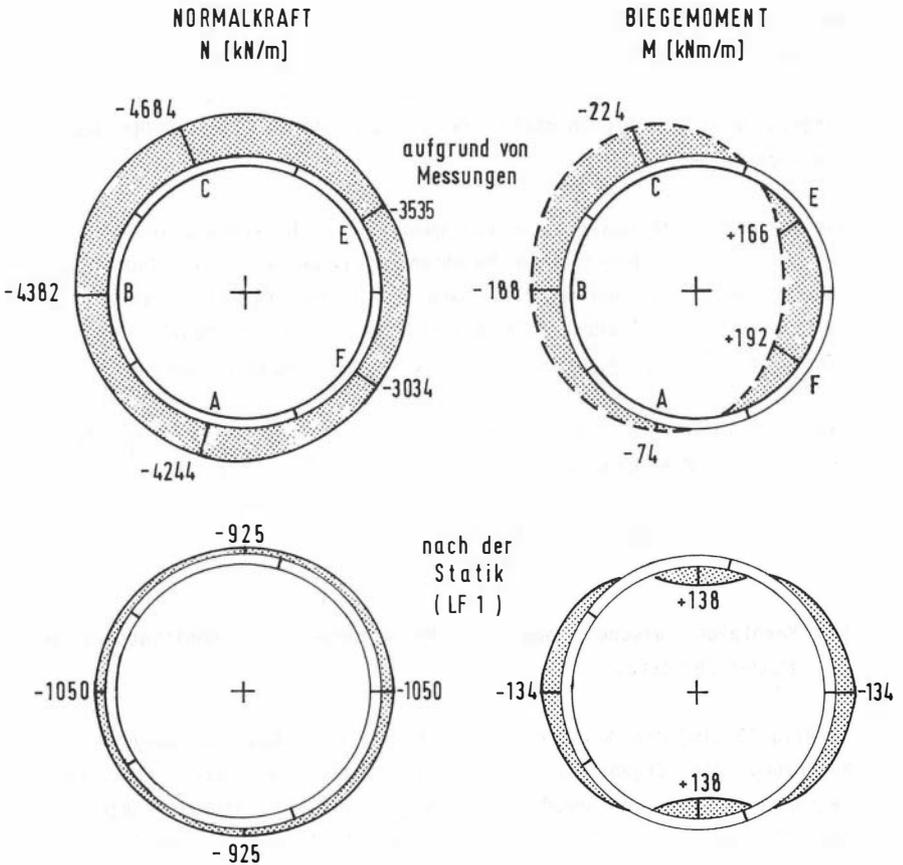


Bild 91: Schnittgrößenverteilung im Ring 1171 vor Einbau der Innenschale

Für die Außenschale des Tiefdükers Dradenau ist als statisches System ein Ringpolygon mit elastisch gebetteten Einzelfedern gewählt worden. Von den vier Lastfallvarianten mit K_0 -Werten von 0,7 und 1,4, die zur Bemessung berücksichtigt wurden, entsprechen die Annahmen des Lastfalls 1 am ehesten den während der Ausführung angetroffenen Verhältnissen. Dabei wurde ein biegesteifer Ring, die Wichte des feuchten Bodens ($\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$), kein Wasserdruck und ein Erdruchdruckbeiwert von $K_0 = 0,7$ angesetzt. Wegen erwarteter räumlicher Lastumlagerungen für den Bauzustand zwischen dem Einbau der Außen- und Innenschale wurde in der Statik mit einer ideellen Überdeckungshöhe von 25 m gerechnet. Eine tangential Bettung wurde nicht angesetzt und Lasten aus baubetrieblichen Einflüssen blieben unberücksichtigt. Die Bemessung der Tübbings enthält einen Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,75$. Die später eingebaute Ortbetoninnenschale ist für den Ansatz voller Überdeckung bemessen worden.

Die beträchtliche qualitative und quantitative Diskrepanz zwischen der 'gemessenen' und berechneten Momentenverteilung wird als Indiz dafür interpretiert, daß der Einfluß baubetrieblicher Vorgänge auf die Belastung der Tunnelaußenschale während der ersten 6 Monate nach dem Einbau der Tübbings gegenüber den Lasten aus Gebirgsdruck überwog.

Ein Vergleich zwischen Bemessungswerten aufgrund eines technischen Modells und Meßergebnissen für den Elbtunnel führte ebenso zu der Erkenntnis, daß durch die Tübbingmontage relativ hohe Spannungen eingepreßt werden (DUDDECK, 1983).

9.4 Vergleich zwischen gemessenen Verformungen und Schnittgrößen der Tunnelaußenschale

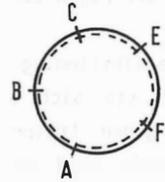
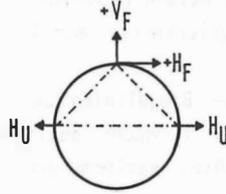
In Bild 92 sind den Momentenlinien aufgrund von Dehnungsmessungen an der Bewehrung die Ergebnisse der zeitgleich durchgeführten Konvergenzmessungen in Form von unmaßstäblich dargestellten Biegelinien gegenübergestellt. Der Vergleich dieser beiden in-situ-Messungen wird durch zwei Einflüsse beeinträchtigt: Erstens sind wegen der Annahme beidseitig gleicher Umlenkschiebungen in horizontaler Richtung Abweichungen zu

RING 1171

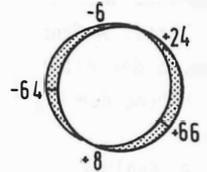
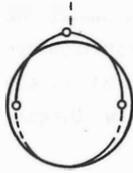
BIEGELINIE AUS
KONVERGENZEN

MOMENTE AUS
DEHNUNGSMESSUNGEN
[kNm/m]

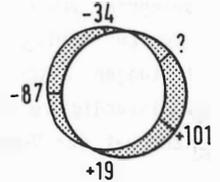
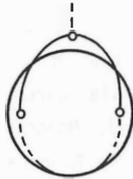
① 23.11.1985 -11.00 h
Nullmessung



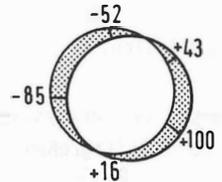
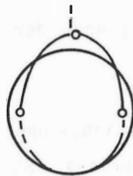
② 25.11.1985 -12.00 h



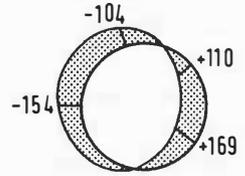
③ 25.11.1985 ~16.15 h



④ 25.11.1985 -17.30 h



⑤ 11.01.1986 -10.00 h



⑥ 07.05.1986 -15.30 h
letzte Messung

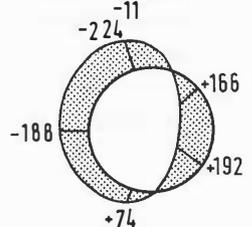
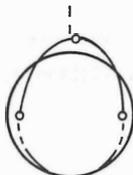


Bild 92: Gegenüberstellung der Biegelinien und der Momentenverteilungen für den Tübingerring 1171

den tatsächlich aufgetretenen Biegelinien wahrscheinlich, und zweitens sind Differenzen zwischen beiden Meßergebnissen aufgrund von Bewegungen in den Fugen der 'Tübbingelenkkette' möglich.

Übereinstimmung zeigen die Biegelinien und Momentenverteilungen darin, daß sie sich während der Meßdauer qualitativ kaum verändert haben. Hingegen traten die größten Verformungsanteile schon in den ersten Stunden nach dem Ringeinbau auf, während sich der Anstieg der Biegemomente bis zum Ende der Messungen bzw. dem Einbau der Innenschale vollzog. Anfänglich große Verschiebungen der Tübbings führten offenbar wegen der elastischen Fugenbänder zu einer vergleichsweise nur geringen Erhöhung der Betonspannungen bzw. Biegemomente.

Die Analyse der Spannungs- und Verformungsmessungen zeigt, daß der Tübbingring vom Einbau über die Ringspaltverpressung und langsam wirksam werdenden Gebirgsspannungen bis hin zu einem stabilen Endzustand Belastungen ausgesetzt war, die durch theoretische Berechnungen nur unvollständig zu erfassen sind. Maßgeblichen Einfluß auf die Konvergenzen hat der Verpreßvorgang im Ringspalt. Die während dieser Arbeitsphase auftretenden Spannungen in den Tübbings sind jedoch im Vergleich zu denen im Endzustand, vor Einbau der Innenschale, als unkritisch zu beurteilen.

Wegen der analysierten baubetrieblichen Einflüsse auf die Verformungen und Schnittgrößen des Tübbingrings ist die Inkonsistenz zwischen den gemessenen Gebirgsspannungen und den meßtechnisch ermittelten Biegemomenten folgerichtig. Analog zu den Sekundärspannungsquotienten von $0,5 \leq K_{*U/F} \leq 0,75$ wäre unter der für Berechnungen des Tunnelausbaus üblichen Annahme eines sofortigen Verbunds zwischen Gebirge und Ausbau z.B. im First ein positives Moment zu erwarten gewesen. Das meßtechnisch ermittelte negative Moment im First stimmt mit den Ergebnissen der Konvergenzmessungen überein, aufgrund derer die Verformungen des Tübbingrings im wesentlichen auf den Verpreßvorgang im Ulmenbereich sowie eine wahrscheinlich unvollständige Ringspaltverpressung im First zurückzuführen ist.

10. SCHLUSSBEMERKUNGEN UND AUSBLICK

Die beim Bau des Tiefdükers Dradenau in Hamburg durchgeführten in-situ Messungen innerhalb und außerhalb des Tunnels ermöglichten die Beobachtung und Analyse der Spannungen bzw. Spannungsänderungen in dem anstehenden Glimmerton vor, während und nach dem Auffahren des Tunnels sowie im Tunnelausbau.

Zur meßtechnischen Erfassung der vertikalen Bodenspannungen im Primär- und Sekundärspannungszustand hat sich ein neu entwickeltes und im Labor erprobtes Verfahren für den am Kopf von Horizontalbohrungen ferngesteuerten Einbau von Meßwertaufnehmern bewährt. Erddruckkissen, die in einen zuvor geschaffenen, geringfügig engeren Schlitz im Ton eingedrückt wurden, registrierten nach relativ kurzer Rekonvaleszenz zur Kompensation einbaubedingter Überschußspannungen die Vertikalspannungen im Glimmerton mit hoher Zuverlässigkeit und Sensitivität.

Nach Abklingen der Einbaustörungen entsprachen die gemessenen Vertikalspannungen im Primärzustand den Normalspannungen aus dem Gewicht überlagernder Bodenmassen. Im Untersuchungsgebiet ist der anstehende Glimmerton demnach weder von tektonischen, noch von sonstigen Eigenspannungen des Gebirges geprägt.

Horizontalspannungsmessungen mit Geozellen wurden durch weiträumige Bodenentspannungen in der Umgebung der zum Einbau dieser Meßwertaufnehmer erforderlichen Bohrlöcher beeinträchtigt. Die Ermittlung der horizontalen Primärspannungen gelang jedoch mit Hilfe eines kontinuumsmechanischen Modells, wobei der Primärzustand aus der gemessenen Horizontalspannungsänderung während der Schildvorbeifahrt berechnet wurde.

Das aktive Meßprinzip der verwendeten Geozellen bietet grundsätzlich die Möglichkeit, den Primärzustand nach unvermeidlicher lateraler Entspannung im Gebirge durch entsprechende Volumenzugabe zu regenerieren. Aufgrund der im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erfahrungen wird für die Rücksetzung von Entspannungen um ein Bohrloch die Beobachtung der Konvergenzen im bzw. der Bodenverschiebungen um den Hohlraum empfohlen. Als

Indikator könnten hierfür Dichtebestimmungen in-situ durch Cross-Hole-Messungen vor, während und nach der Bohrlochherstellung herangezogen werden.

Die während der Schildvorbeifahrt gemessene, wesentlich stärkere Porenwasserdruckabnahme im First als in der Ulme deutet darauf hin, daß Porenwasserdruckänderungen im überkonsolidierten Ton nicht nur durch Strömungsvorgänge aufgrund eines Potentialgefälles induziert werden, sondern auch durch örtliche Entspannung verursachte Gefügeänderungen, wie z.B. die Öffnung von senkrecht zur Entspannungsrichtung liegenden Fissuren im Firstbereich.

Der beobachtete relativ langsame Porenwasserdruckanstieg im Gebirge auf maximal ca. 94% des hydrostatischen Wasserdrucks etwa drei Jahre nach dem Ausbruch entspricht vergleichbaren Beispielen aus der Literatur. Im Ringspalt zwischen Tunnelausbau und Gebirge hatte sich aufgrund natürlicher Vorgänge vor Inbetriebnahme und Flutung des Tiefdükers kein Wasserdruck aufgebaut.

Vergleicht man die im Rahmen vieler Forschungsarbeiten unternommenen Anstrengungen zur Primärspannungsermittlung überkonsolidierter Tone, so überwiegen die Erfolgsaussichten der in-situ-Methoden gegenüber denen der Laborverfahren. Die Probenstörung bei Entnahme, Bearbeitung und Einbau in Laborgeräte ist wenigstens ebenso groß wie die Störung des Ruhe- bzw. Primärspannungszustands bei der Installation von Meßwertaufnehmern in-situ. Die Regeneration des Ruhezustands ist in-situ jedoch eher und mit größerer Zuverlässigkeit als im Labor möglich, wo schon vor Beginn des eigentlichen Versuchs die Rekonsolidierung der Bodenprobe eine hinreichend genaue Abschätzung der geologischen Vorbelastung erfordert. Unzulänglichkeiten der mechanischen Laborgeräte sowie der Meßtechnik können Ursache weiterer Beeinträchtigungen der Laborergebnisse sein.

Hinsichtlich zukünftig geplanter in-situ-Messungen zur Primär- und Sekundärspannungsermittlung wird eine Empfehlung von RAABE (1984) nachdrücklich wiederholt: Wegen der zur Regeneration des lokal gestörten Primärspannungszustands erforderlichen Kriechvorgänge im Ton sind die

Meßwertaufnehmer möglichst lange, d.h. einige Monate vor Beginn einer Baumaßnahme zu installieren.

Die im Rahmen dieser Arbeit für den Hamburger Glimmerton in-situ ermittelten Erdruhedruckbeiwerte zeigen mit

$$K_{0(oc)} = - \frac{31}{z^{0,92}} + 0,9 (1 - \sin \varphi') \quad (63)$$

einen qualitativ ähnlichen tiefenabhängigen Verlauf wie empirisch hergeleitete Funktionen anderer Autoren (s. Abschnitt 8.3) und führen in Abhängigkeit vom Überkonsolidationsverhältnis OCR zu der Formel

$$K_{0(oc)} = \left(\frac{OCR - 1}{13,5 - 0,125 \cdot OCR} \right)^{0,92} + 0,9 (1 - \sin \varphi') . \quad (64)$$

Für den untersuchten Tiefenbereich zwischen 80 m und 58 m unter Geländeoberkante ergaben sich Ruhedruckbeiwerte zwischen $1,12 \leq K_{0(oc)} \leq 1,31$, die damit signifikant unter den nach allen vergleichbaren empirischen Formeln ermittelten Werten liegen.

Aufgrund dieser Meßergebnisse ist der in praxi häufig verwendete Ruhedruckansatz nach der Elastizitätstheorie (Gl. 9) für überkonsolidierte Tone grundsätzlich abzulehnen. Der Ansatz führt zu konstanten, tiefenunabhängigen Erdruhedruckbeiwerten in den theoretischen Grenzen zwischen $0 \leq K_0 \leq 1,0$ und steht damit im Widerspruch zu den in-situ ermittelten $K_{0(oc)}$ -Werten.

Die Verwendung eines konstanten Pauschalwerts für den Erdruhedruck bzw. das Verhältnis effektiver Horizontal- zu Vertikalspannungen, wie z.B. $K_0 = 0,5$ (DUDDECK, 1980), ist angesichts heutiger bodenmechanischer Kenntnisse und Möglichkeiten eine nicht erforderliche Idealisierung, die insbesondere bei überkonsolidiertem Ton zu Fehleinschätzungen führt.

Die Annahme räumlicher Spannungumlagerungen um den Ausbruchquerschnitt wird aufgrund der Ergebnisse von Sekundärspannungsmessungen beim Bau des Tiefdükers Dradenau bestätigt. Spannungsänderungen im Gebirge wurden bereits ab einer Entfernung zur Ortsbrust von ca. vier bis sechs Tunneldurchmessern registriert. Der Verlauf gemessener Bodenspannungen weist

keine signifikante Reaktion bzw. Beeinflussung aufgrund unterschiedlicher Pressenkräfte zum Vorschub der Vortriebsmaschine auf. Die Wirkung tideabhängiger Schwankungen des Elb- und Grundwasserstandes ist wegen unterlagernder, schwach durchlässiger bindiger Bodenschichten mit wechselnden Auflasten über diesen Schichten vergleichbar. Im untersuchten Tiefenbereich von ca. 63 m unter OK Gelände wurden annähernd synchron zur Tide verlaufende Änderungen der totalen Vertikalspannungen mit einer auf etwa 20% abgeschwächten Amplitude gemessen.

Während der Schildvorbeifahrt traten gravierende Spannungsdifferenzen zwischen Ulme und First auf. Diese extremen Schwankungen des Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F}$ sind jedoch wegen des noch fehlenden kraftschlüssigen Verbunds zwischen Tunnelausbau und Gebirge für die Beanspruchung der Tunnelschale bzw. deren statische Berechnung nicht relevant.

Wegen des überwiegend horizontal eingeregelteten Mineralgefüges mit glazial evozierter Vorbelastung war die laterale Relaxation des Tons während und nach der Hohlraumherstellung stärker und nachhaltiger als in vertikaler Richtung. Diese Beobachtung korreliert mit Ergebnissen von Ödometerversuchen an überkonsolidierten Tonen, wie z.B. von KHERA & SCHULZ (1985), die gezeigt haben, daß die Entspannungsdehnungen in horizontaler Richtung wegen des höheren Steifemoduls wesentlich geringer als in vertikaler Richtung sind.

Entspannungen am Ausbruchrand und Spannungsumlagerungen um den Tunnel führten zu lokalen Scherfestigkeitsüberschreitungen im Umkreis des etwa 1-fachen Tunneldurchmessers mit der Folge einer Scherfestigkeitsabnahme auf die Parameter der Restscherfestigkeit. Die Entstehung einer 'plastischen Zone' nach KASTNER (1971) kann aufgrund der Meßergebnisse im Sekundärspannungszustand des Gebirges bestätigt werden.

Nach der Definition des Erdruhedruckbeiwerts K_0 ist es offenkundig, daß dessen Voraussetzungen nach dem Auffahren eines Tunnels aufgrund von Spannungsänderungen im Gebirge nicht zutreffen können. Für den Sekundärspannungsquotienten $K_{*U/F} = \sigma'_{h(Ulme)} / \sigma'_{v(First)}$ wurden mit $0,5 \leq K_{*U/F} \leq 0,75$ signifikant geringere Werte als für den Erdruhedruckbeiwert des

überkonsolidierten Hamburger Glimmertons ($1,12 \leq K_{0(oc)} \leq 1,31$) ermittelt.

Weil die Sekundärspannungsquotienten K_* in einem radialen Abstand von 1,65 m zum Ausbruchrand ermittelt wurden und nach kraftschlüssigem Verbund zwischen Gebirge und Ausbau vom Ausbauwiderstand beeinflusst wurden, können sie nicht als Äquivalent für den Erdruhedruckbeiwert K_0 in der statischen Berechnung des Tunnelausbaus verwendet werden. Für zukünftige Untersuchungen wird empfohlen, parallel zu Gebirgsspannungsmessungen auch Messungen unmittelbar am Tunnelausbau durchzuführen. Die kontinuierlichen Messungen während des Übergangs vom Primär- in den Sekundärspannungszustand vermittelten hingegen Kenntnisse über die Größe und den zeitlichen Verlauf der Gebirgsspannungen im Bereich der Ortsbrust sowie über das zeitabhängige Materialverhalten des überkonsolidierten Glimmertons. Hervorzuheben ist, daß sich der größte Anteil der Spannungsänderungen im Gebirge bereits vor der Wirksamkeit des kraftschlüssigen Verbunds zwischen Gebirge und Ausbau vollzog.

Bei den in der Praxis häufig verwendeten Berechnungsverfahren für den Tunnelausbau, denen ein Bettungsmodell oder ein ebenes Kontinuumsmodell zugrunde liegt, "wird i.a. vorausgesetzt, daß nach Schaffung des Hohlraums Baugrund und Ausbau gemeinsam durch die Primärspannungen beansprucht werden. Gebirgsspannungen infolge Verformungen vor dem Einbau der Auskleidung werden i.a. nicht angenommen. Die auf die Tunnelkontur wirkenden Radial- und Tangentialspannungen hängen ab von den Steifigkeiten des Baugrunds und des Ausbaus" (ERDMANN,1983). Aufgrund o.g. Ergebnisse der Sekundärspannungsmessungen entspricht die Annahme eines sofortigen Verbunds zwischen Gebirge und Ausbau sowie der Ansatz des Primärspannungszustands nicht der Realität.

Für den Tunnelausbau im überkonsolidierten Ton mit einem K_0 -Wert $> 1,0$ führt die stärkere Horizontalspannungsentlastung zunächst zur Verringerung der deviatorischen Belastung. Diese günstige Beurteilung des Sekundärspannungszustands gilt jedoch nur, soweit der Grenzwert des Sekundärspannungsquotienten $K_* = 2 - K_0$ nicht unterschritten wird.

Das Spannungs- Verformungsverhalten des überkonsolidierten Glimmertons ist als ausgeprägt zeitabhängig zu bezeichnen; Spannungsänderungen und -umlagerungen vollzogen sich über relativ lange Zeiträume von mehreren Jahren. Nach über zwei Jahren hatten sich die gemessenen Vertikalspannungen im First auf einem Niveau von ca. 70% der geostatischen Überlagerungsspannung annähernd stabilisiert. Zur axiomatischen Beantwortung der Frage, ob sich im 'Endzustand' wieder der Primärspannungszustand im überkonsolidierten Ton einstellen würde, genügte der Beobachtungszeitraum jedoch nicht. Spannungsumlagerungen können sowohl zu Entlastungen als auch zur Überbeanspruchung des Tunnelausbaus führen, deren mögliche Folge zeitlich verzögert auftretende Schäden am Tunnelbauwerk sind.

Zur Berechnung von Tunneln in überkonsolidiertem Ton nach dem Modell des gebetteten Kreisrings wird deshalb aufgrund der vorliegenden Meßergebnisse anstatt des Ansatzes eines Wertes für die deviatorische Beanspruchung des Ausbaus ($K_{0(oc)}$) die Variation einer Spannweite zwischen dem Erdruchdruckbeiwert des überkonsolidierten Tons und dem eines entsprechenden normalkonsolidierten Tons empfohlen, wobei unter Ansatz des $K_{0(nc)}$ -Werts für den Zeitraum unmittelbar nach dem Ausbau des Tunnels eine geringere als die geostatische Überlagerungsspannung anzusetzen ist. Damit werden Sekundärspannungszustände im Gebirge, die nach der Durchörterung auftreten sowie der Primärspannungszustand, der sich möglicherweise im Endzustand wieder aufbaut, einbezogen. Das ausgeprägt anisotrope Spannungs- Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone sollte durch den Ansatz entsprechend unterschiedlicher Bettungsmoduli in horizontaler und vertikaler Richtung berücksichtigt werden.

Für kontinuumsmechanische Berechnungen, die den räumlichen Spannungs- und Verformungszustand an der Ortsbrust berücksichtigen, genügt die Kenntnis des Primärspannungszustands bzw. des $K_{0(oc)}$ -Werts. Ein Vergleich von numerisch ermittelten Sekundärspannungszuständen im Gebirge mit den Meßergebnissen dieser Arbeit kann Gegenstand zukünftiger Untersuchungen sein und ggf. zur Verifikation der für die Berechnungen erforderlichen Idealisierungen führen.

Voraussetzung für die Berechnung von Tunnelausbauten in überkonsolidierten Tonen ist die zuverlässige Ermittlung der horizontalen Primärspannungen in-situ. Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verfahren, den Primärspannungszustand σ_{hp} anhand gemessener Horizontalspannungsänderungen während der Durchörterung des Gebirges zu ermitteln, kann beispielsweise beim Abteufen eines Startschachtes oder beim Vortrieb eines Anfahrstollens angewandt werden.

Die Auswertungen der Spannungs- und Verformungsmessungen im Tunnelausbau sowie der Vergleich gemessener Spannungsverläufe im Gebirge mit dem Bauablauf ergaben, daß baubetriebliche Vorgänge beim Schildvortrieb - insbesondere die Ringspaltverpressung - erheblichen Einfluß auf die Schnittgrößenverteilung und Verformungen sowie auf Spannungsänderungen in der Umgebung des Tunnels hatten. Anhand der Zeit- Verformungs-Diagramme ergaben sich plausible Hinweise darauf, daß baubetrieblich verursachte Ringverformungen um ein Vielfaches größer als Verformungen infolge Gebirgsdruck waren. Eine exakte Unterscheidung beider Anteile ist dennoch nicht möglich.

Die Relevanz der Ringspaltverpressung bezüglich unkontrollierter Belastungen des Ausbaus sowie Setzungen bei oberflächennah aufgefahrenen Tunneln ist hinlänglich bekannt (MARKL, 1986; u.a.). Wegen einer möglichen Gefährdung der Standsicherheit sollten deshalb neben der angemessenen Berücksichtigung dieser Einflüsse in der Tunnelstatik vor allem Möglichkeiten zu deren Verringerung genutzt und weiterentwickelt werden. Beispiele hierfür sind der Einsatz des Extrudierverfahrens mit Stahl-faserbeton sowie Verfahren zur gezielten Verpressung einzelner Segmente des Ringspalt, z.B. unter Verwendung von aufblähbaren Hohlkörpern aus Kunststoffolie (N.N., 1988).

In Anlehnung an DUDECK (1972, 1980 und 1989) ist abschließend anzumerken, daß weitere Untersuchungen zur Ermittlung der Primär- und Sekundärspannungszustände im Gebirge sowie Maßnahmen zur Verringerung baubetrieblicher Einflüsse auf die Beanspruchung des Tunnelausbaus mehr zur sichereren und wirtschaftlicheren Bemessung von Tunneln beitragen können als die Steigerung der numerischen Genauigkeit in der Tunnelstatik.

**Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik**

- | | | |
|----------|--------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | : Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976 |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | : Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | : Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | : Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 |
| Nr. 81-1 | Schuppener, B. | : Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | : Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981 |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | : Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982 |
| Nr. 8 | Meseck, H
Schnell, W. | : Dichtungswände und -sohlen, 1982 * |



- Nr. 18 Simons, H. : Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur
 Reuter, E. Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton
 zum Schutz des Grundwassers, 1985 *
- Nr. 19 Meseck, H. : Dynamische Pfahltests,
 Fachseminar 23. - 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. : Abdichten von Deponien, Altlasten und kontami-
 nierten Standorten, Fachseminar 06.-07. November
 1986*
- Nr. 21 Balthaus, H. : Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit
 dynamischen Pfahlprüfmethoden, 1986
- Nr. 22 Kayser, R. : Untersuchungen zur Deponierung von
 Meseck, H. Braunkohlenaschen, 1986
 Rösch, A.
 Hermanns, R.
- Nr. 23 Meseck, H. : Dichtwände und Dichtsohlen, Fachseminar
 02. - 03. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. : Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter
 Ortsbrust, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. : Mechanische Eigenschaften mineralischer Dicht-
 wandmassen, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. : Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber
 anorganischen und organischen Säuren, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. : Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit
 historischer Spick-Pfahl-Gründungen, 1988
- Nr. 28 Geil, M. : Untersuchungen der physikalischen und chemischen
 Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen
 im frischen und erhärteten Zustand, 1989

