

EINDIMENSIONALE KOMPRESSION ÜBERKONSOLIDIERTER BINDIGER BÖDEN AM BEISPIEL DES GIPSKEUPERS

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau
der Technischen Universität Bergakademie Freiberg

genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

Dr.-Ing.

vorgelegt

von Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. (FH) Ernst-Dieter Hornig
geboren in Konstanz

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Herbert Klapperich, Freiberg
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer, Stuttgart
Prof. Dr.-Ing. Roland F. Buchmaier, Stuttgart

Tag der Verleihung: 21. Oktober 2011

Vorwort

Trotz modernster Labor- und Rechentechnik inkl. numerischer Simulationen mit entsprechenden Stoffgesetzen ist es heute immer noch schwierig zutreffende Setzungsprognosen von Flachgründungen in sog. veränderlich festen Gesteinen (soft rocks – hard soils) abzugeben. Denn was nützen die besten numerischen Berechnungen mit ausgefeilten und hochwertigen Stoffmodellen, wenn der wichtigste Berechnungsparameter der „richtige“ Steifemodul, wegen der unvermeidlichen Strukturstörungen beim Einbau ins Standardgerät, dem Oedometer, gar nicht oder nur sehr ungenau bestimmt werden kann. Trotz Bekanntheit dieses Problems werden fleißig Laborversuche an diesen harten und spröden Böden zur Bestimmung der Steifemoduln im Oedometer durchgeführt. Man behilft sich bis heute mit entsprechenden Erhöhungsfaktoren, gewonnen aus Erfahrungswerten von Setzungsmessungen, um aus den viel zu klein bestimmten Steifemoduln einigermaßen realistische Moduln zu berechnen. Dies gelingt jedoch wegen der ungenügenden Übertragbarkeit bei diesen inhomogenen und harten Böden nur schlecht bzw. ungenau.

Im Rahmen der Dissertation von Dr. Hornig wurde zunächst eine Vielzahl von vergleichenden Laborversuchen zur Bestimmung der Steifemoduln dieser harten Böden, sowohl klassisch im Oedometer, als auch im K_0 -Triaxialversuch, durchgeführt. Der große Vorteil des K_0 -Triaxialversuchs ist, dass bei gleichen Randbedingungen wie im Oedometer die Proben nahezu ungestört untersucht werden können.

Die aus den K_0 -Triaxialversuchen ermittelten Steifemoduln wurden durch Nachrechnen von Plattendruckversuchen, eines Großversuchs und zwei Einzel-fundamenten auf ihre Richtigkeit überprüft. Anhand der Berechnungen konnte zweifelsfrei nachgewiesen werden, dass mit den Moduln aus den K_0 -Triaxialversuchen die Setzungen sehr zutreffend nachgerechnet werden können.

Des Weiteren werden Korrelationen für eine spannungsabhängige Bestimmung des Steifemoduls und die Abhängigkeit der Modulnzahl vom Anfangsporenanteil angegeben.

Diese umfangreiche und wertvolle Arbeit, mit Grundbezug zu einem von Dipl.-Ing. Hornig unter der Leitung von Prof. Dr. Buchmaier an der HfT Stuttgart bearbeiteten Forschungsvorhaben, trägt damit wesentlich zu genaueren Setzungsprognosen für Flachgründungen in veränderlich festen Gesteinen bei, wie sie beispielsweise als Rotliegendes (Raum Chemnitz), Magdeburger Mergel, Nürnberger Keuper, Stuttgarter Gipskeuper und noch vielen anderen Formationen verteilt über ganz Deutschland, Europa (z. B. Großbritannien, Keuper Marl in Wales) und der Welt vorkommen. Sie ermöglicht damit auch eine wirtschaftlichere Dimensionierung von Flachgründungen.



Freiberg, im November 2011

H. Klapperich

Preface

Despite state-of-the-art laboratory and computing technology, including numerical simulations with appropriate constitutive equations, it is still difficult today to make accurate predictions of shallow foundations in so-called variable-resistant rocks (soft rocks - hard soils). What use are the best numerical calculations with sophisticated and high-quality material models when the main parameters for calculating the "correct" stiffness modulus cannot be determined or only very imprecisely because of the inevitable problems when mounting structure into the standard instrument, the oedometer. In spite of the awareness of this problem, much laboratory testing of these hard and brittle soils is being carried out to determine the stiffness modulus in the oedometer. Appropriate increase factors derived from experimental values of measurements of settlements can be used to calculate reasonably realistic moduli from the much too small determined stiffness moduli. The results of this, however, are poor or rather inaccurate because of insufficient transferability of these inhomogeneous and hard soils.

As part of the doctoral thesis of Dr. Hornig, at first a number of comparative laboratory tests to determine the stiffness moduli of the hard ground were performed both classically in an oedometer, as well as in the K_0 -triaxial test. The great advantage of the K_0 -triaxial tests is that they can be carried out with the same boundary conditions as in the oedometer samples virtually undisturbed.

The stiffness moduli determined from the K_0 -triaxial were checked for accuracy by calculation of plate load tests, a large scale test and two single footings. Based on the calculations it could be proved beyond reasonable doubt that settlements can be recalculated with the moduli from the K_0 -triaxial test very accurately.

Furthermore, correlations for a stress-dependent determination of the stiffness modulus and the dependence of the initial void ratio number of modulus could be made.

This extensive and valuable work, emerging from a research project undertaken by Dipl.-Ing. Hornig, and led by Prof. Dr. Buchmaier at the HFT Stuttgart, thus contributes significantly to closer settlement predictions for shallow foundations in varying solid rocks occurring in, for example a Rotliegendes (Chemnitz area), Magdeburg Marl, Nuremberg Keuper, Stuttgart Gipskeuper and many other formations scattered throughout Germany, Europe (eg Great Britain, Keuper Marl in Wales) and the world. It thus enables a more economic dimensioning of shallow foundations.



H. Klapperich

Freiberg, November 2011



Gutachter, Mitglieder der Promotionskommission und Doktorand

von links nach rechts:

Prof. Dr.-Ing. Carsten **Drebenstedt**, Freiberg (Promotionskommission)

Prof. Dr.-Ing. Wolfram **Kudla**, Freiberg (Promotionskommission)

Prof. Dr.-Ing. Pieter A. **Vermeer**, Stuttgart (Gutachter)

Prof. Dr.-Ing. Roland F. **Buchmaier**, Stuttgart (Gutachter)

Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. (FH) Ernst-Dieter **Hornig**, Freiberg, (Doktorand)

Prof. Dr.-Ing. Herbert **Klapperich**, Freiberg (Gutachter)

Prof. Dr.-Ing. Anton **Sroka**, Freiberg (Vorsitzender)

Dr.-Ing. habil. Günther **Meier**, Freiberg (Promotionskommission)

Vorwort des Verfassers

Mit der vorliegenden Arbeit wird ein Beitrag zur besseren Setzungsprognose von Flachgründungen in veränderlich festen Gesteinen (engl. soft rocks - hard soils) geleistet. Der praktische Teil der Arbeit, die Labor- und Felduntersuchungen, entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Labor für Geotechnik der Hochschule für Technik (HfT) in Stuttgart bei der Bearbeitung eines praxisorientierten Forschungsvorhabens unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Roland F. Buchmaier. Die theoretisch- wissenschaftliche Ausarbeitung der Arbeit, inkl. internationaler Literaturstudien, erfolgte neben meiner Tätigkeit als Leiter des bodenmechanischen Labors am Institut für Geotechnik der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg.

Ganz besonders möchte ich mich beim Erstgutachter Herrn Prof. Dr.-Ing. Herbert Klapperich für die Möglichkeit der Ausarbeitung meiner Doktorarbeit an seinem Lehrstuhl bedanken. Die sehr gute Zusammenarbeit und seine fachliche Unterstützung haben maßgeblich zum erfolgreichen Abschluss der Dissertation beigetragen. Auch die Gelegenheit der aktiven Teilnahme an Tagungen und Seminaren und der Möglichkeit des Verfassens von nationalen und internationalen Fachveröffentlichungen möchte ich dankend erwähnen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter Vermeer danke ich ganz herzlich für die Erstellung des Zweitgutachtens. Schon zu „Stuttgarter Zeiten“ gab es mit Prof. Vermeer einen regen fachlichen Austausch bei persönlichen Gesprächen und Seminaren. Dankenswerter weise konnte ich mehrfach am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart und bei Geo-DACH Treffen (Treffen der Institute für Geotechnik aus Stuttgart D, Graz A und Zürich CH) über Ergebnisse und den Stand der Forschung an der HfT Stuttgart bei Seminaren berichten.

Ein besonderer Dank gebührt Prof. Dr.-Ing. Buchmaier für das dritte Gutachten, für seine intensive Betreuung, den stets angenehmen Umgang und den Frucht bringenden Diskussionen in Stuttgart.

Bedanken möchte ich mich noch bei Prof. Dr.-Ing. Hans-Henning Schmidt (ehemaliger Professor für Geotechnik an der HfT Stuttgart) für die Anregung zum Forschungsthema und für die Unterstützung in der Anfangsphase des Forschungsprojektes in Stuttgart.

Ein weiteres Dankeschön gilt allen Kollegen am Institut für Geotechnik, insbesondere Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Nandor Tamaskowics, Dr.-Ing. Taner Aydogmus und Dr.-Ing. Mohamed Oubelkas, für die anregenden Diskussionen und fachliche Unterstützung, sowie Dr.-Ing. Thomas Frühwirt und Dipl.-Ing. Sven Wiltz vom Institut für Keramik, Glas und Baustofftechnik für die gewissenhafte Durchsicht der Arbeit. Danke auch an Frau Dorothee Heidrich für die Unterstützung beim Druck der Arbeit.

Ganz herzlich möchte ich mich noch bei meiner Frau Katharina und bei meinen beiden Söhnen Micha und David für deren Unterstützung, Geduld und Verständnis, insbesondere für die der Doktorarbeit „geopferten“ Wochenenden und Feiertage bedanken, ohne die die Arbeit bestimmt noch nicht fertig wäre.

Ernst-Dieter Hornig

Ein festes Fundament und ein guter Baugrund

Nicht nur Bauwerke brauchen ein gutes und tragfähiges Fundament auf einem guten Baugrund, sondern auch der Mensch für sein Leben und seine unsterbliche Seele, denn Jesus Christus spricht in der Bibel:

E.-D. Hornig

"Warum nennt ihr mich dauernd 'Herr!', wenn ihr doch nicht tut, was ich euch sage? Wisst ihr, mit wem ich einen Menschen vergleiche, der meine Worte hört und danach handelt?

Er ist wie ein Mann, der sich ein Haus bauen wollte. Zuerst hob er eine Baugrube aus, dann **baute er die Fundamente** seines Hauses **auf felsigen Grund**. Als ein Unwetter kam und die Fluten gegen das Haus brandeten, konnten sie keinen Schaden anrichten, denn das Haus war auf Felsen Grund gebaut.

Wer sich meine Worte allerdings nur anhört und nicht danach lebt, der ist wie einer, der beim Bauen **auf das Fundament verzichtet** und **sein Haus auf weichen Boden baut**. Bei einem Unwetter unterspülen die Fluten sein Haus, es gerät aus allen Fugen und stürzt krachend ein."

Die Bibel (Hoffnung für alle) aus Lukas 6, 46-49

INHALTSVERZEICHNIS

KURZFASSUNG.....	VI
ABSTRACT.....	VII
VERWENDETE BEZEICHNUNGEN, ABKÜRZUNGEN UND INDIZES.....	VIII
TABELLENVERZEICHNIS.....	X
BILDVERZEICHNIS.....	XIII
1 EINLEITUNG UND AUFGABENSTELLUNG	1
2 GLIEDERUNG, AUFBAU UND ZIEL DER ARBEIT	3
3 ZUR GEOLOGIE DES GIPSKEUPEUS	8
3.1 Übersicht über die geologische Situation	8
3.2 Entstehung und heutiger Zustand des Gipskeupers als Baugrund	11
3.2.1 Einleitung	11
3.2.2 Entstehung der vorbelasteten Böden	12
3.2.3 Geologische Vorbelastung.....	13
3.2.4 Bodenkennwerte und bodenmechanische Eigenschaften.....	14
3.2.5 Heutiger Zustand als Baugrund (Verwitterungsgrad).....	14
3.2.6 Verwitterung und Entfestigung der Keuperböden.....	18
3.2.7 Entfestigung durch Entlastung.....	19
3.2.8 Entfestigung durch Verwitterung.....	20
3.2.9 Keupermechanik im Überblick.....	21
3.2.9.1 Horizontale Vorspannung und K_0 -Wert.....	23
3.2.9.2 Vergleich und Bewertung der heutigen Baugrundsituation.....	24
3.2.10 Abschließende Bewertung zu Kapitel 3.2.....	25
4 STAND DER FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG.....	26
4.1 Grundlagen der eindimensionalen Kompression.....	26
4.1.1 Spannungen.....	26
4.1.2 Verformungen.....	27
4.2 Spannungs-Verformungsbeziehungen der eindimensionalen Kompression.....	29
4.2.1 Allgemeines.....	29

4.2.2	Steifemodul nach DIN 18135.....	30
4.2.3	Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI.....	30
4.2.4	Verdichtungszahl nach OHDE.....	32
4.2.5	Tangentenmodul nach JANBU.....	33
4.2.6	Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT und FRITSCHÉ.....	33
4.2.7	Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach BIAREZ und HICHER.....	35
4.3	Literaturübersicht zur eindimensionalen Kompression verschiedener Böden.....	36
4.3.1	Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135 für Keuperböden....	36
4.3.2	Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI für alle Böden....	47
4.3.3	Kompressions- u. Schwellindex für Keuperböden und vgl. Böden.....	51
4.3.4	Tangentenmodul nach JANBU (1963) für alle Böden.....	52
4.3.5	Tangentenmodul für Keuperböden und für vergleichbare Böden.....	55
5	UNTERSUCHTE BÖDEN UND PROBENNAHME.....	59
5.1	Gipskeuper aus Sindelfingen.....	59
5.2	Gipskeuper aus Stuttgart-West.....	60
5.3	Löbtlehm.....	62
5.4	Filderlehm.....	62
5.5	Opalinuston.....	63
5.6	Sand-Opalinuston.....	63
6	LABORVERSUCHE ZUR BESCHREIBUNG DES GIPSKEUPERS.....	64
6.1	Natürliche Wassergehalte, Konsistenzen und Trockendichten.....	64
6.2	Körnungslinien.....	64
6.3	Korndichten.....	66
6.4	Wasseraufnahmevermögen.....	66
6.5	Quellversuche.....	67
6.6	Mineralogie.....	67
6.7	Scherparameter.....	67
6.8	Vergleich der eigenen Scherparameter mit Werten aus vorliegenden Veröffentlichungen.....	68
7	LABORVERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DES SPANNUNGS- VERFORMUNGSVERHALTENS.....	69
7.1	Einflüsse bei Kompressionsversuchen.....	69
7.2	Versuchsmethoden.....	70
7.2.1	Standard-Oedometer nach DIN 18135.....	70
7.2.1.1	Gerätebeschreibung und Versuchsprinzip.....	70
7.2.1.2	Datenerfassung und bezogene Setzung.....	71

7.2.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	71
7.2.2.1 Gerätebeschreibung und Versuchsprinzip.....	72
7.2.2.2 Datenerfassung und bezogene Setzung.....	73
7.2.3 K ₀ -Triaxialversuche im computergesteuerten Versuchsstand GDS.....	73
7.2.3.1 Gerätebeschreibung und Versuchsprinzip.....	74
7.2.3.2 Datenerfassung und bezogene Setzung.....	75
7.3 Vorversuche an zur Ermittlung der Eigenverformungen der Geräte.....	76
7.3.1 Aluminiumdummys im Standard-Oedometer.....	76
7.3.1.1 Versuchsdurchführung.....	76
7.3.1.2 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse.....	76
7.3.2 Aluminiumdummys im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.	78
7.3.2.1 Versuchsdurchführung.....	78
7.3.2.2 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse.....	78
7.3.3 Stahldummys im GDS-Dreiaxialgerät.....	79
7.3.3.1 Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung.....	80
7.3.3.2 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse.....	80
7.3.4 Weitere Einflüsse bei K ₀ -Triaxialversuchen.....	81
7.4 Auswertemethoden.....	82
7.4.1 Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135.....	82
7.4.1.1 Standardoedometer nach DIN 18135.....	82
7.4.1.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	83
7.4.1.3 K ₀ -Versuche im GDS-Triaxialgerät.....	84
7.4.2 Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI	84
7.4.2.1 Standardoedometer nach DIN 18135.....	84
7.4.2.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	85
7.4.2.3 K ₀ -Tiaxialversuch.....	87
7.4.3 Steifemodul als Tangentenmodul nach JANBU.....	87
7.4.3.1 Standardoedometer nach DIN 18135.....	87
7.4.3.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	89
7.4.3.3 K ₀ -Versuche im GDS-Triaxialgerät.....	91
7.4.4 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT und FRITSCHÉ.....	92
7.4.4.1 Standardoedometer nach DIN 18135.....	92
7.4.4.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	93
7.4.4.3 K ₀ -Versuche im GDS-Triaxialgerät.....	94
7.5 Probeneinbau und Versuchsdurchführung ungestörter Gipskeuperproben.....	94
7.5.1 Standardoedometer.....	94
7.5.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	95
7.5.3 K ₀ -Versuche im GDS-Triaxialgerät.....	95

7.6 Vergleichsversuche an homogenen, normalkonsolidierten Proben.....	96
7.6.1 Allgemeines.....	96
7.6.2 Herstellung der aufbereiteten Proben.....	96
7.6.2.1 Herstellung der Proben aus Lößlehm.....	96
7.6.2.2 Herstellung der Proben aus Opalinuston nach GÜNTSCHE.....	97
7.6.2.3 Herstellung der Probe aus Sand und Opalinuston nach RUPP....	98
7.6.3 Kompressionsversuche im Standard-Oedometer.....	99
7.6.4 Kompressionsversuche im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	99
7.6.5 K_0 -Versuche im GDS-Triaxialgerät.....	99
7.7 Darstellung und Diskussion der Versuchsergebnisse.....	99
7.7.1 Einbaukennwerte.....	100
7.7.1.1 Gipskeuper im Oedometer.....	100
7.7.1.2 Gipskeuper im K_0 -Triaxialversuch.....	100
7.7.1.3 Vergleichsböden im Oedometer.....	101
7.7.1.4 Vergleichsböden im K_0 -Triaxialversuch.....	101
7.7.2 Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135.....	101
7.7.2.1 Gipskeuper.....	101
7.7.2.2 Vergleichsböden.....	106
7.7.3 Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI.....	112
7.7.3.1 Gipskeuper.....	112
7.7.3.2 Vergleichsböden.....	114
7.7.4 Steifemodul als Tangentenmodul nach JANBU.....	116
7.7.4.1 Gipskeuper.....	116
7.7.4.2 Vergleichsböden.....	118
7.7.5 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastung nach RUDERT u. FRITSCHÉ.....	120
7.7.5.1 Gipskeuper.....	120
7.7.5.2 Vergleichsböden.....	124
8 FELDVERSUCHE.....	130
8.1 Allgemeines.....	130
8.2 Plattendruckversuche.....	130
8.2.1 Beschreibung der Versuchseinrichtung.....	130
8.2.2 Versuchsdurchführung, Darstellung und Beschreibung der Ergebnisse.....	131
8.3 Fundamentprobelastung.....	132
8.3.1 Vorüberlegungen.....	132
8.3.2 Versuchsaufbau und Messgeräte.....	133
8.3.3 Versuchsdurchführung und Messwerterfassung.....	136
8.3.4 Störungen und Fehlerquellen.....	137
8.3.5 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse.....	138
8.4 Bewertung und Vergleich der Versuchsergebnisse.....	141

9	BAUWERKSMESSUNGEN.....	145
9.1	Allgemeines.....	145
9.2	Messungen des Spannungs-Verformungsverhaltens von Fundamenten.....	145
9.2.1	Beschreibung der Messungen.....	145
9.2.2	Störungen und Fehlerquellen.....	146
9.2.3	Darstellung der Messergebnisse.....	147
9.3	Bewertung und Vergleich der Messergebnisse.....	147
10	NACHRECHNUNG DER FELDVERSUCHE UND DER BAUWERKSMESSUNGEN.....	149
10.1	Nachrechnungen mit Standardverfahren nach DIN 4019.....	149
10.1.1	Allgemeines.....	149
10.1.2	Berechnungsbeispiele.....	150
10.2	Nachrechnungen mit numerischen Verfahren.....	154
10.2.1	Allgemeines.....	154
10.2.2	Rechenprogramm.....	155
10.2.3	Verwendete Stoffmodelle.....	155
10.2.4	Berechnungsbeispiele.....	156
10.3	Bewertung und Vergleich der eigenen Berechnungsergebnisse.....	161
11	ZUSAMMENFASSENDER VERGLEICH MIT GESAMTBEWERTUNG UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BAUPRAXIS	162
11.1	Laborversuche.....	162
11.1.1	Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135.....	162
11.1.2	Steifemodul als Tangentenmodul nach JANBU.....	168
11.1.3	Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT und FRITSCHÉ.....	171
11.2	Nachrechnungen der Feldversuche und der Setzungsmessungen.....	175
11.2.1	Berechnungen mit herkömmlichen Verfahren (DIN 4019).....	176
11.2.2	Berechnungen mit numerischen Verfahren mit FEM.....	180
11.3	Empfehlungen für die Baupraxis aus den erzielten Erkenntnissen.....	181
12	AUSBLICK UND WEITERER FORSCHUNGSBEDARF.....	183
13	ZUSAMMENFASSUNG.....	185
	LITERATURVERZEICHNIS.....	188
	VERZEICHNIS DER ANHÄNGE.....	201

KURZFASSUNG

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit einer Methode zur Bestimmung von realistischen Steifemoduln für eine genauere Setzungsprognose von Flachgründungen in sehr „laborfeindlichen“ veränderlich festen Gesteinen.

Die vergleichenden Laboruntersuchungen an teilverwitterten Keuperböden ergaben, dass die Steifemoduln aus den K_0 -Triaxialversuchen um den Faktor zwei bis drei größer sind als die Moduln aus den Standardoedometerversuchen.

Durch, sowohl analytische, wie auch numerische, Nachrechnungen der durchgeführten Feldversuche und der Setzungsmessungen konnte nachgewiesen werden, dass mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuchen deutlich zutreffendere Setzungsprognosen im Keuper möglich sind, als mit Moduln aus den Oedometerversuchen.

Es konnte eine deutliche Abhängigkeit der Entwicklung des Steifemoduls von der Belastungsgeschichte, insbesondere im Übergangsbereich von der „echten“ Wiederbelastung zur Erstbelastung, gefunden werden.

Für grobe Näherungen, z.B. für Vorbemessungen, werden Abhängigkeiten zwischen Auflastspannungen und Steifemoduln für die Erst- und für die Wiederbelastung angegeben. So lassen sich Moduln für beliebige Spannungen direkt abschätzen.

Aus den abgeleiteten Moduluszahlen m des untersuchten Spannungs-Verformungsverhaltens von Böden, können, insbesondere unter Einbeziehung von Daten aus der internationalen Literatur, Korrelationsgleichungen in Abhängigkeit von Anfangsporenzahl bzw. Anfangsporenanteil mit guten bis sehr guten Regressionen angegeben werden.

Da der Steifeexponent a nur geringfügig vom Anfangsporenanteil n abhängt und an den in dieser Arbeit untersuchten Böden weder sinnvolle Korrelationen mit $R > 0,8$ zwischen a und n , noch Abhängigkeiten von a zur Korngröße gefunden wurden, werden für die Steifeexponenten Mittelwerte angegeben.

ABSTRACT

The present work deals with a method for the determination of realistic stiffness moduli for a more accurate prediction of settlement of shallow foundations in very "laboratory-unfriendly" variable solid rock.

The comparative laboratory studies on partially weathered Keuper soils showed that the stiffness modulus from the K_0 -Triaxialtests was a factor of two to three greater than the moduli of the standard oedometer tests.

Through both analytical and numerical recalculations of the field trials and settlement measurements, it could be shown that with moduli from K_0 -Triaxialtests significantly more accurate forecasts in the Keuper are possible than with moduli from the oedometer tests.

A clear dependence of the evolution of the stiffness modulus of the loading history was found, especially in the transition area from the "real" re-load to the initial loading.

For coarse approximations, e.g. for initial sizing, dependencies between modules, foundation pressure and stiffness for the initial and in-type for reloading are given. This allows modules to evaluate any stress directly.

From the derived Number of Module m of the investigated stress-strain behavior of soils, in particular taking into account data from the international literature, can give correlation equations as a function of initial void ratio or rather the initial porosity start proportion with good or very good regressions.

Since the stiffness exponent a is only slightly dependent on the initial porosity n and of the soils examined in this work neither meaningful correlations with $R > 0.8$ between a and n , nor dependencies of a on grain size were found, averages for the stiffness exponent are given.

BEZEICHNUNGEN, ABKÜRZUNGEN UND INDIZES

Formelzeichen	Benennung	Einheit
Lateinische Symbole		
A	Probenfläche	[m ²]
a	Exponent (zwischen 0 und 1)	[-]
c	Kohäsion	[-]
c'	effektive Kohäsion	[-]
C _c	Kompressionsindex	[-]
C _s	Schwellindex	[-]
C _r	Rekompressionsindex	[-]
d	Probendurchmesser	[cm]
e	Porenzahl	[-]
E _S	Steifemodul	[MN/m ²]
F	axiale Druckkraft	[kN]
H	Höhe	[mm]
h	Probenhöhe	[mm]
h ₀	Anfangsprobenhöhe	[mm]
Δh	Zusammendrückung der Probenhöhe	[mm]
I _A	Aktivitätszahl	[-]
I _C	Konsistenzzahl	[-]
I _P	Plastizitätszahl	[-]
K ₀	Erdruchdruckbeiwert	[-]
m	Moduluszahl	[-]
n, n ₀	Anfangsporenanteil	[-]
s	Setzung	[mm]
u	Porenwasserdruck	[kN/m ²]
v _F	Vorschubgeschwindigkeit	[kN/h]
w	Wassergehalt	[%]
w _L	Fließgrenze	[%]
w _P	Ausrollgrenze	[%]

Formelzeichen	Benennung	Einheit
---------------	-----------	---------

Verwendete Abkürzungen

DIN	Deutsches Institut für Normung	
DKM	Dunkelroter Mergel	
EB	Erstbelastung	
FEM	Finite Elemente Methode	
FL	Filderlehm	
FU	Fundament	
GDS	GDS INSTRUMENTS LTD (Firmenname)	
GV	Großversuch	
GP	gestörte Probe	
HS	Hardening Soil-Modell	
K ₀ -Triax	K ₀ -Triaxialversuch	
MC	Mohr-Coulomb-Modell	
MGH	Mittlerer Gipshorizont	
OkL	Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung	
OT	Opalinuston	
PDV	Plattendruckversuch	
SO	Standard-Oedometer	
SOT	Sand-Opalinuston	
UP	ungestörte Probe	
WB	Wiederbelastung	

Griechische Symbole

ε	Dehnung	[-]
ρ	Dichte	[g/cm ³]
ρ_d	Trockendichte	[g/cm ³]
ρ_s	Korndichte	[g/cm ³]
φ	Reibungswinkel	[°]
φ'	effektiver Reibungswinkel	[°]
ν	Querdehnzahl	[-]
ψ	Dilatanzwinkel	[°]
σ	Spannung	[kN/m ²]
σ'	effektive Spannung	[kN/m ²]
σ_0	mittlere Sohlspannung	[kN/m ²]
σ_1	Axialspannung	[kN/m ²]
σ_3	Horizontalspannung	[kN/m ²]
σ_v	Vertikalspannung	[kN/m ²]
σ_h	Horizontalspannung	[kN/m ²]

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 4.1	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Erstbelastung	37
Tabelle 4.2	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch aus der Wiederbelastung.....	38
Tabelle 4.3	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / Erst- u. Wiederbelastung	40
Tabelle 4.4	Vergleich der Kenndaten zur Klassifizierung und Trockendichten	42
Tabelle 4.5	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Erstbelastung am Boden A.....	44
Tabelle 4.6	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Erstbelastung am Boden B.....	45
Tabelle 4.7	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Wiederbelastung am Boden A.....	46
Tabelle 4.8	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Wiederbelastung am Boden B.....	47
Tabelle 4.9	Auswahl veröffentlichter Versuchsergebnisse aus SKEMPTON (1944).....	48
Tabelle 4.10	Versuchsergebnisse aus SKEMPTON (1944).....	48
Tabelle 4.11	Kompressions- / Schwellbeiwerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl.....	50
Tabelle 4.12	Kompressions- und Schwellbeiwerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl.....	51
Tabelle 4.13	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Erstbelastung am Boden B.....	53
Tabelle 4.14	Moduluzahl m und Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n_0 bei Erst-, Ent- bzw. Wiederbelastung für Keuperböden und vergleichbare Böden	56
Tabelle 6.1	Bodenmechanische Kenndaten	64
Tabelle 7.1	Oedometerdaten.....	71
Tabelle 7.2	Aufgenommene und berechnete Daten / EB / F-Oedometer	73

Tabelle 7.3	Aufgenommene und ausgewertete Daten / EB / K_0 -Triaxialversuch.....	75
Tabelle 7.4	Eigenverformungen EB	77
Tabelle 7.5	Eigenverformungen 1. Entl.	77
Tabelle 7.6	Eigenverformungen WB.....	78
Tabelle 7.7	Eigenverformungen 2. Entl.....	78
Tabelle 7.8	Eigenverformungen EB	79
Tabelle 7.9	Eigenverformungen WB	79
Tabelle 7.10	Eigenverformungen Erstbelastung.....	81
Tabelle 7.11	Eigenverformungen Wiederbelastung	81
Tabelle 7.12	gemessene + ausgewertete Daten / Standardoedometer / EB und Entl.....	82
Tabelle 7.13	gemessene + ausgewertete Daten / Standardoedometer / WB und Entl.....	82
Tabelle 7.14	gemessene und ausgewertete Daten / kraftgesteuerter Oedometer.....	83
Tabelle 7.15	Gemessene und berechnete Daten / Standard-Oedometer.....	84
Tabelle 7.16	Gemessene und berechnete Daten / Kraftgesteuerter-Oedometer	86
Tabelle 7.17	Gemessene und berechnete Daten / Standard-Oedometer	88
Tabelle 7.18	Gemessene und berechnete Daten und / Kraftgesteuerter-Oedometer....	89
Tabelle 7.19	Berechnete Daten und Parameter / Kraftgesteuerter-Oedometer.....	90
Tabelle 7.20	Zusammenstellung der durchgeführten Versuche.....	99
Tabelle 7.21	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / DKM.....	102
Tabelle 7.22	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / MGH.....	103
Tabelle 7.23	Vergleich der Steifemoduln Oedometer mit kontinuierliche Laststeigerung.....	104
Tabelle 7.24	Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM.....	105
Tabelle 7.25	Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch / MGH.....	106
Tabelle 7.26	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / Erstbelastung.....	107
Tabelle 7.27	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer	108
Tabelle 7.28	Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	109
Tabelle 7.29	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / MGH.....	110
Tabelle 7.30	Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch.....	111
Tabelle 7.31	Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch / Löß, Opalinuston, Sand-Opalinuston:	112
Tabelle 8.1	Versuchsprogramm	136

Tabelle 8.2	Anteile der Vertikalverschiebungen bei verschiedenen Laststufen unter dem Fundament.....	140
Tabelle 10.1	Eingabeparameter für die Berechnung mit PLAXIS.....	157
Tabelle 11.1	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM.....	163
Tabelle 11.2	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / MGH.....	163
Tabelle 11.3	Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM.....	165
Tabelle 11.4	<i>Vergleich</i> der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM.....	165
Tabelle 11.5	Vergleich der Einbaukennwerte UP / K_0 -Triaxialversuch.....	166
Tabelle 11.6	Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triaxialversuch / Erstbelastung....	167
Tabelle 11.7	Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triaxialversuch / Wiederbelastung.....	167

BILDVERZEICHNIS

Bild 1.1	Einpressvorgang in den Oedometerring	1
Bild 1.2	Probe vor dem Einbau ins K_0 -Triaxialgerät	1
Bild 2.1	Ablaufschema der Laborversuche zur Ermittlung der Steifemoduln	5
Bild 2.2	Ablaufschema zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Steifemoduln.....	6
Bild 2.3	Ablaufschema zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Stoffmodelle.....	7
Bild 3.1	Schnitt aus der geologischen Karte von Stuttgart und Umgebung	8
Bild 3.2	Stuttgarter Geologie	9
Bild 3.3	Schichtenfolge des Gipskeupers Stuttgart	9
Bild 3.4	Geologischer Aufbau des Schichtstufenlandes im mittleren Neckarraum	10
Bild 3.5	Schichtenfolge des Unteren Keupers.....	11
Bild 3.6	Schema der Entwicklungspfade der überkonsolidierten Tonsteine der Keuperzeit und Tone der Jurazeit aus MAIER (1999).....	12
Bild 3.7	Vereinfachter geologischer Kreislauf aus MAIER (1999).....	15
Bild 3.8	Einfluss von diagenetischen Bindungen und Tektonik auf den Spannungspfad aus WEIßMANTEL (1994).....	17
Bild 3.9	Verlauf der einaxialen Druckfestigkeit über den Verwitterungsprozess angelehnt an JOHNSTON & NOVELLO (1994).....	22
Bild 4.1	Spannungszustand im eindimensionalen Kompressionsversuch	26
Bild 4.2	Verformungen im Kompressionsversuch	28
Bild 4.3	Definition des Steifemoduls aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm.....	30
Bild 4.4	Definition von Kompressions- und Schwellbeiwert.....	31
Bild 4.5	Definition der Steifezahl in Abhängigkeit der Vorbelastung nach RUDERT & FRITSCH (1981) aus ENGEL (2002).....	34
Bild 4.6	Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte BIAREZ & HICHER [?].....	35
Bild 4.7	Vergleich der Einbaukennwerte.....	37

Bild 4.8	Vergleich der Steifemoduln K_0 -Triax – Oedometer / Erstbelastung.....	38
Bild 4.9	Vergleich der Steifemoduln K_0 -Triax – Oedometer / Wiederbelastung.....	39
Bild 4.10	Vergleich der Steifemoduln Erst- und Wiederbelastung / Standard-Oedometer.....	41
Bild 4.11	Vergleich der Einbaukennwerte für Boden A.....	43
Bild 4.12	Vergleich der Einbaukennwerte für Boden B.....	43
Bild 4.13	Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triax – Oedometer / Erstbelastung / Boden A.....	45
Bild 4.14	Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triax – Oedometer / Erstbelastung / Boden B.....	45
Bild 4.15	Vergleich der Steifemoduln / Wiederbelastung / Boden A.....	46
Bild 4.16	Vergleich der Steifemoduln K_0 -Triax - Oedometer / Wiederbelastung Boden B.....	47
Bild 4.17	Kompressionsbeiwerte / SKEMPTON (1944).....	49
Bild 4.18	Kompressionsbeiwert alle Böden.....	49
Bild 4.19	Rekompressionsbeiwert alle Böden.....	49
Bild 4.20	C_c in Abhängigkeit von e_0 / weicher Fels.....	52
Bild 4.21	$C_{s,r}$ in Abhängigkeit von e_0 / weicher Fels.....	52
Bild 4.22	Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden EB.....	54
Bild 4.23	Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden EB.....	54
Bild 4.24	Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden/Entl./WB.....	55
Bild 4.25	Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden/Entl./WB.....	55
Bild 4.26	Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Erstbelastung.....	57
Bild 4.27	Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Erstbelastung.....	57
Bild 4.28	Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Entl. und WB.....	58
Bild 4.29	Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Entl. und WB.....	58
Bild 5.1	Aufschluss Bohrung 1.....	59
Bild 5.2	Aufschluss Bohrung 2.....	59
Bild 5.3	Einschlagen des Probenzylinders	61

Bild 5.4	Ausgraben des Zylinders mit Probe	61
Bild 5.5	Aufschluß Bohrung 4.....	61
Bild 5.6	Detail Aufschluß Bohrung 4.....	61
Bild 6.1	Körnungslinien des Dunkelroten Mergels	65
Bild 6.2	Körnungslinien des Mittleren Gipshorizontes.....	66
Bild 7.1	Oedometerstand im Labor für Geotechnik	70
Bild 7.2	Mit Folie eingepackte Probezelle.....	70
Bild 7.3	Systemskizze der Versuchszelle aus SCHMIDT (1998).....	70
Bild 7.4	Spannungs-Dehnungslinie aus Standardoedometer.....	71
Bild 7.5	Für Oedometer umgebauter Triaxversuch.....	72
Bild 7.6	Oedometerzelle mit Bodenprobe im Triax.....	72
Bild 7.7	Triax-Zelle.....	72
Bild 7.8	Computergesteuerte Triaxialanlage (Gesamtansicht).....	74
Bild 7.9	Radialsensoren an Probe.....	74
Bild 7.10	Detail Radialsensor an Probe.....	74
Bild 7.11	Aluminiumdummy	77
Bild 7.12	Eigenverformungen Oedometerstand 1 mit Aluminiumdummy.....	77
Bild 7.13	Eigenverformungen Kraft-Oedometer im GDS-Gerät.....	79
Bild 7.14	Stahldummy.....	80
Bild 7.15	Eigenverformungen beim K_0 -Triaxversuch.....	80
Bild 7.16	Quellen der Gummihülle vor K_0 -Triaxialversuch.....	81
Bild 7.17	Messpunkte und Polynom 4. Grades als Ausgleichsfunktion.....	83
Bild 7.18	Messpunkte & Ausgleichsfunktion Spannungsbereich $\sigma_1 = 50-100 \text{ kN/m}^2$	83
Bild 7.19	Messpunkte und Polynom 4. Grades als Ausgleichsfunktion	84
Bild 7.20	Punkte aus Versuch und berechnete Be- und Entlastung	85
Bild 7.21	Messpunkte und berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen.....	86
Bild 7.22	Berechnete Be- und Entlastungsfunktionen / Kraft-Oedo.....	86
Bild 7.23	Berechnete Be- und Entlastungsfunktionen / Standard-Oedometer.....	87
Bild 7.24	Messpunkte u. berech. Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen.....	88
Bild 7.25	Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / EB.....	88
Bild 7.26	Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion.....	89
Bild 7.27	Messpunkte u. berech. Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen.....	90

Bild 7.28	Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / EB.....	90
Bild 7.29	Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion.....	91
Bild 7.30	Berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen.....	92
Bild 7.31	Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / EB.....	92
Bild 7.32	Messpunkte und Anpassungskurven als Potenzfunktionen für Spannungsbereiche.....	92
Bild 7.33	Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / Spannungsbereiche mit Potenzfunktionen und den Parametern m und a ...	92
Bild 7.34	Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion.....	93
Bild 7.35	Berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen für Spannungsbereiche.....	93
Bild 7.36	Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / Spannungsbereiche m. Potenzfunktionen u. den Parametern m und a	93
Bild 7.37	Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion.....	94
Bild 7.38	Berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen für Spannungsbereiche.....	94
Bild 7.39	Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / Spannungsbereiche m. Potenzfunktionen u. den Parametern m und a	94
Bild 7.40	Einpressvorgang	95
Bild 7.41	Oedometerring vor Einbau	95
Bild 7.42	Probe nach dem Abgleichen	95
Bild 7.43	Probe nach Auspressen	95
Bild 7.44	Unebenheiten der Stirnseite einer Probe	95
Bild 7.45	Probe kurz vor dem Einbau	96
Bild 7.46	Probe mit Filter u. Gummihülle	96
Bild 7.47	Probe mit Filter u. Gummihülle	96
Bild 7.48	Opalinustonkuchen, mit Ausstechzylinder für K_0 -Probe	97
Bild 7.49	Sand-Tonprobe.....	98
Bild 7.50	Einbaudaten aller Böden / Einbauwassergehalt in Abhängigkeit der Trockendichte.....	100
Bild 7.51	Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer / DKM / EB.....	101
Bild 7.52	Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer / DKM / WB.....	101
Bild 7.53	Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer / MGH / EB.....	102
Bild 7.54	Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer / MGH / WB.....	102
Bild 7.55	Spannungs-Dehnungslinien Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / MGH / EB.....	103

Bild 7.56	Spannungs-Dehnungslinien Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / MGH / WB.....	103
Bild 7.57	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / DKM / EB.....	104
Bild 7.58	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / DKM / WB.....	104
Bild 7.59	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / MGH / EB.....	105
Bild 7.60	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / MGH / WB.....	105
Bild 7.61	Spannungs-Dehnungslinien aus Standard-Oedometer / Löß u. Filderlehm / EB.....	106
Bild 7.62	Spannungs-Dehnungslinien aus Standard-Oedometer / Löß u. Filderlehm / WB.....	106
Bild 7.63	Spannungs-Dehnungslinien aus Standard-Oedometer / Löß, OT, SO / EB.....	107
Bild 7.64	Spannungs-Dehnungslinien aus Standard-Oedometer / Löß, OT, SO / WB.....	107
Bild 7.65	Spannungs-Dehnungslinien aus Oedometer kontinuierliche Laststeigerung / FL / EB.....	108
Bild 7.66	Spannungs-Dehnungslinien aus Oedometer kontinuierliche Laststeigerung / FL / WB.....	108
Bild 7.67	Spannungs-Dehnungslinien aus Oedometer kontinuierliche Laststeigerung / Löß, OT, SO / EB.....	109
Bild 7.68	Spannungs-Dehnungslinien aus Oedometer kontinuierliche Laststeigerung / Löß, OT, SO / WB.....	109
Bild 7.69	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / Löß u. FL / EB....	110
Bild 7.70	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / Löß u. FL / WB....	110
Bild 7.71	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / Löß, OT, SO / EB.....	111
Bild 7.72	Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / Löß, OT, SO / WB.....	111
Bild 7.73	Kompressionsbeiwerte / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	112
Bild 7.74	Kompressionsbeiwerte K_0 -Triax.....	113
Bild 7.75	Vergleich $C_r - e_0$ / K_0 -Triax.....	113
Bild 7.76	Vergleich Vergleich $C_C - e_0$... / Standard-Oedometer.....	114
Bild 7.77	Vergleich Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte / Vergleichsböden Kraftgesteuerter-Oedometer / Oedometer allgemein / C_C	114
Bild 7.78	Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte / Vergleichsböden Kraftgesteuerter-Oedometer / Oedometer allgemein / C_V	114
Bild 7.79	Vergleich $C_C - e_0$ / S-Oedometer	115

Bild 7.80	Vergleich $C_c - e_0$ / F-Oedometer.....	115
Bild 7.81	Kompressionsbeiwerte / K_0 -Triaxialversuch	116
Bild 7.82	Rekompressionsbeiwerte / K_0 -Triaxialversuch	116
Bild 7.83	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / EB.....	116
Bild 7.84	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / EB	117
Bild 7.85	$m - n$ / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung.....	117
Bild 7.86	Moduluszahl in Abhängigkeit des Porenanteils / K_0 -Triaxialversuche.....	117
Bild 7.87	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden.....	118
Bild 7.88	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden.....	118
Bild 7.89	Moduluszahl in Abhängigkeit des Porenanteils / Standard-Oedometer / Filderlehm.....	119
Bild 7.90	Moduluszahl in Abhängigkeit des Porenanteils / Standard-Oedometer / Löß, OT, SO.....	119
Bild 7.91	$m - n$ / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Filderlehm.....	119
Bild 7.92	$m - n$ / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Löß, OT, SO.....	119
Bild 7.93	$m - n$ / K_0 -Triaxialversuche / Bachschotter, Lößlehm, Auelehm, Filderlehm.....	119
Bild 7.94	$m - n$ / K_0 -Triaxialversuche / Löß, OT, SO.....	119
Bild 7.95	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Entlastung / Gipskeuper.....	120
Bild 7.96	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Entl. / Gipskeuper.....	120
Bild 7.97	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / WB.....	121
Bild 7.98	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / WB.....	122
Bild 7.99	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / ÜB.....	122
Bild 7.100	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / ÜB.....	123
Bild 7.101	$m - n$ / Wiederbelastung / Standard-Oedometer	123
Bild 7.102	$m - n$ / WB / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung	123
Bild 7.103	$m - n$ / Wiederbelastung / K_0 -Triax.....	124

Bild 7.104	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden / Entlastung.....	124
Bild 7.105	Verdichtungsexponenten in Abhängigk. v. Porenanteil / Vergleichsböden / Entlastung.....	125
Bild 7.106	Steifebeiwerte in Abhängigkeit d. Porenanteils / Vergleichsböden / WB.....	125
Bild 7.107	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit d. Porenanteils / Vergleichsböden / WB	126
Bild 7.108	Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden / ÜB	126
Bild 7.109	Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit d. Porenanteils / Vergleichsböden / ÜB.....	127
Bild 7.110	$m - n$ / WB / Standard-Oedometer / Vergleichsböden / Filderlehm.....	127
Bild 7.111	$m - n$ / WB / Standard-Oedometer / Vergleichsböden / SO, Löß, OT.....	127
Bild 7.112	$m - n$ / Wiederbelastung / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Vergleichsböden / Filderlehm, Auelehm.....	128
Bild 7.113	$m - n$ / Wiederbelastung / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Vergleichsböden / SO, Löß, OT.....	128
Bild 7.114	$m - n$ / Wiederbelastung / K_0 -Triaxialversuche / Vergleichsböden Bachschotter, Auelehm, Lößlehm.....	128
Bild 7.115	$m - n$ / Übergangsbereich / K_0 -Triaxialversuche / Vergleichsböden Bachschotter, Auelehm, Lößlehm, Filderlehm.....	128
Bild 7.116	$m - n$ / Wiederbelastung / K_0 -Triaxialversuche / Vergleichsböden SO, Löß, OT	128
Bild 8.1	Versuchsaufbau (PDV) Plattendruckversuch.....	130
Bild 8.2	Lastplatte $d = 30$ cm (PDV).....	130
Bild 8.3	Drucksetzungslinie der Plattendruckversuche P 1/2 und P 3/1.....	131
Bild 8.4	Foto Versuchsaufbau Fundamentprobelastung.....	133
Bild 8.5	Schemazeichnung Versuchsaufbau FU-Probelastung aus SCHNÜRCH (1999).....	134
Bild 8.6	Wegnehmer auf Fundament.....	134
Bild 8.7	Prinzipskizze Mehrfach-Stangenextensometer aus SCHNÜRCH (1999).....	135
Bild 8.8	Vermessungspunkte.....	135
Bild 8.9	Draufsicht Fundament und Messgerüst mit geodätischen Messpunkten.....	137
Bild 8.10	Gesamtsetzung des Versuchsfundamentes.....	138

Bild 8.11	Setzungs- Hebungsverlauf der Fundamentprobelastung.....	139
Bild 8.12	Vertikalverschiebungen der Extensometer unter dem Fundament.....	139
Bild 8.13	Vertikalverschiebungen bei verschiedenen Laststufen unter dem Fundament.....	140
Bild 8.14	Spannungs-Setzungsverhalten aus Plattendruckversuchen Erstbelastung.....	141
Bild 8.15	Spannungs-Setzungsverhalten aus Plattendruckversuchen Wiederbelastung.....	141
Bild 8.16	Spannungs-Setzungsverhalten aus Plattendruckversuchen σ_1 bis 800 kN/m ²	142
Bild 8.17	Vergleich der Erstbelastungen Plattendruckversuche – Großversuch.....	143
Bild 8.18	Vergleich d. Wiederbelastungen Plattendruckversuche – Großversuch.....	144
Bild 9.1	Rohbau.....	145
Bild 9.2	Eingebaute Messsonden in der Stütze vor dem Betonieren / Skizze.....	146
Bild 9.3	Eingebaute Messsonden in der Stütze vor dem Betonieren / Foto.....	146
Bild 9.4	Spannungs-Setzungslinien der zwei Fundamente.....	147
Bild 9.5	Spannungs-Setzungslinien der Fundamente und des Großversuchs.....	148
Bild 10.1	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen PDV1 / 1 + 2.....	151
Bild 10.2	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV3.....	151
Bild 10.3	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen Großversuch.....	152
Bild 10.4	Vergleich: Setzungsberechnungen mit den Messungen an Fundament 2.....	153
Bild 10.5	Vergleich: Setzungsberechnungen mit den Messungen an Fundament 3.....	154
Bild 10.6	Finite-Elemente-Netz.....	156
Bild 10.7	Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen an der Geländeoberfläche / Mohr-Coulomb-Modell.....	158
Bild 10.8	Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen an der Geländeoberfläche / Hardening Soil-Modell.....	158
Bild 10.9	Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen 1 m unter GOK / Mohr-Coulomb-Modell.....	159
Bild 10.10	Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen 1 m unter GOK / Hardening Soil-Modell.....	159
Bild 10.11	Vergleich der Extensometermessungen mit den FEM-Berechnungen....	160

Bild 10.12	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen.....	161
Bild 11.1	Sekantenmoduln E_S aus K_0 -Triax in Abhängigkeit der Spannung an Gipskeuper.....	163
Bild 11.2	Sekantenmoduln E_S aus Standardoedometer in Abhängigkeit der Spannung an Vergleichsböden.....	164
Bild 11.3	Vergleich der Steifemoduln aus Standardoedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / ungestörte Proben des Stuttgarter Gipskeupers.....	165
Bild 11.4	Vergleich der Einbaukennwerte Wassergehalt – Trockendichte Mittelwerte K_0 -Triaxialversuche.....	166
Bild 11.5	Sekantenmoduln E_S aus K_0 -Triax in Abhängigkeit der Spannung an Mergel.....	168
Bild 11.6	Vergleich der eigenen Keuperböden mit allen Böden aus der Literatur.....	168
Bild 11.7	Vergleich der eigenen Keuperböden mit allen Böden aus der Literatur.....	169
Bild 11.8	Vergleich aller eigener Böden mit allen Böden aus Janbu	170
Bild 11.9	Vergleich aller eigenen Böden mit ausgewählten Böden aus der Literatur	172
Bild 11.10	Vergleich aller eigenen Vergleichsböden mit allen Böden aus der Literatur	172
Bild 11.11	Vergleich eigener Böden mit ausgewählten Böden aus der Literatur...	173
Bild 11.12	Vergleich aller eigenen Böden mit Böden aus der Literatur.....	173
Bild 11.13	Vergleich der eigenen Böden mit allen Böden aus der Literatur.....	174
Bild 11.14	Vergleich aller eigenen Böden mit Böden aus der Literatur.....	175
Bild 11.15	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV 1 und 2.....	177
Bild 11.16	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV 3.....	177
Bild 11.17	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Großversuch.....	178
Bild 11.18	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Fundament 2.....	179
Bild 11.19	Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Fundament 3.....	179
Bild 11.20	Vergleich der FE-Berechnungen mit den Messungen / GOK.....	180
Bild 11.21	Vergleich der FE-Berechnungen mit den Messungen / GOK	181

1 EINLEITUNG UND AUFGABENSTELLUNG

Der weitaus größte Flächenanteil des Baugrundes im süddeutschen Raum wird von teilverwitterten Keuperböden (z.B. Stuttgarter Gipskeuper) eingenommen, die sich in einem Stadium zwischen Fels und Boden befinden; die so genannten veränderlich festen Gesteine (oder englischsprachig soft rocks - hard soils). Diese Verwitterungsform weist eine sehr „laborfeindliche“ blättrige Bröckchenstruktur auf.

Setzungsberechnungen mit Steifemoduln aus Oedometerversuchen ergeben für Gründungen in diesen verwitterten bis angewitterten Ton – Schluffsteinen des Gipskeupers im Allgemeinen viel größere Werte als die am Bauwerk gemessenen.

Die Ursachen für diese Diskrepanz zwischen prognostizierter und am Bauwerk gemessener Verformung liegen zum überwiegenden Teil an unvermeidlichen Strukturstörungen beim Einpressen des Bodenmaterials in den Oedometerring und an den vergleichsweise geringen Probeabmessungen (z.B. $H/D = 2/7$ cm).

Alternativ zum Oedometer können Steifemoduln auch in speziellen Triaxialgeräten bestimmt werden.

In der vorliegenden Arbeit wurden unter Anderem Ergebnisse aus Standard-Kompressionsversuchen (Oedometer) mit denen aus Kompressionsversuchen im Triaxialgerät unter Ruhedruck- (K_0) Bedingungen verglichen.

Der große Vorteil von Kompressionsversuchen im Triaxialgerät liegt in der Minimierung der Einbaustörungen und der Verwendung von um ein Vielfaches größeren Probekörpern. In der Regel können die ausgepressten Bohrkern mit den Abmessungen $h=120-200$ mm, $d=100$ mm nach dem Abgleichen der Stirnflächen direkt ins Versuchsgerät eingebaut und untersucht werden.



Bild 1: Einpressvorgang in Oedometerring



Bild 2: Probe vor dem Einbau ins K_0 -Triaxgerät

Um die unter Verwendung von Laborwerten, insbesondere den Steifemoduln aus den K_0 -Triaxialversuchen, prognostizierten Setzungen und Verformungen für Flach-Gründungen zu überprüfen, wurde ein Großversuch in Form einer Fundamentprobelastung auf zum Teil verwitterten Gipskeuperböden mit begleitenden Verformungsmessungen am, neben und unter dem Fundament realisiert.

Darüber hinaus wurden an zwei Einzelfundamenten im unteren Gipskeuper indirekte Kraft- und direkte Setzungsmessungen während und nach dem Bau eines sechsgeschossigen Bürogebäudes durchgeführt. Auch hier wurden, wie beim Großversuch, aus Bodenproben unter dem Fundament Steifemoduln sowohl in Standard-Kompressionsversuchen (Oedometer) als auch im Triaxialgerät unter K_0 -Bedingungen bestimmt. Die aus den Laborversuchen ermittelten Steifemoduln dienen zur Nachrechnung der an den Fundamenten gemessenen Setzungen.

2 GLIEDERUNG, AUFBAU UND ZIEL DER ARBEIT

Um den in der vorliegenden Arbeit hauptsächlich untersuchten Stuttgarter Gipskeuper stratigraphisch und bodenmechanisch einordnen zu können, werden in Kapitel 3 die geologische Formation, die Entstehung und der heutige Zustand dieses Bodens beschrieben.

In Kapitel 4 wird der Stand der Forschung und Entwicklung zur Bestimmung der eindimensionalen Kompression aus Laborversuchen dargestellt. Zunächst werden die Grundlagen der eindimensionalen Kompression und die wichtigsten Spannungs-Verformungsbeziehungen für die eindimensionale Kompression vorgestellt. Danach folgt eine umfangreiche Literaturübersicht zur eindimensionalen Kompression verschiedener Böden.

Folgend werden an einer Auswahl von drei typischen Keuperböden bzw. dem Keuper sehr ähnliche Böden, die Erst- und Wiederbelastungsmoduln als Sekantenmoduln aus verschiedenen Versuchsgeräten nach DIN 18135 (2000) dargestellt und miteinander verglichen.

Der Magdeburger Mergel wurde gewählt, da an ihm vergleichbare Laborversuche, wie in dieser Arbeit, durchgeführt wurden und es sich bei diesem Boden, wie beim Stuttgarter Gipskeuper, um einen angewitterten bzw. verwitterten Tonstein handelt. Als zweites werden Untersuchungsergebnisse von WEIBMANTEL (1994) am Nürnberger Keuper vorgestellt. An ihm wurden Oedometerversuche, Feldversuche und Setzungsmessungen, welche mit den eigenen Versuchen vergleichbar sind, durchgeführt. Die Untersuchungen von ILLNER (1997) am Stuttgarter Gipskeuper stellen eine Vorstufe zu der vorliegenden Arbeit dar. ILLNER (1997) hat die ersten Vergleichsversuche im Standard-Oedometer und im K_0 -Triaxialgerät am ausgelaugten Gipskeuper aus Stuttgart und Umgebung gefahren. Die Vergleichsversuche wurden an verschiedenen Probekörpern aus derselben Bodenschicht gemacht.

Nach der Diskussion der Sekantenmoduln aus Keuperböden, werden eine Vielzahl von Daten aus der Literatur zum Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI (1923, 1927), in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl dargestellt u. beschrieben.

Des Weiteren werden die Ergebnisse zum Tangentenmodul nach JANBU (1963) für die Erstbelastung, die Entlastung und die Wiederbelastung aus der Literatur dargestellt, bewertet und verglichen.

Das Hauptziel der eigenen Untersuchungen war es, aufbauend auf den vorliegenden Arbeiten, insbesondere auf der Arbeit von Illner, am Stuttgarter Gipskeuper

vergleichende Laborversuche im Oedometer und im K_0 -Triaxialgerät durchzuführen und daraus Steifemoduln für zutreffende Setzungsberechnungen zu bestimmen. Um die Steifemoduln aus Oedometerversuchen und die Moduln aus K_0 -Triaxial-versuchen noch besser vergleichen zu können, wurden Teilproben aus ein und demselben Bohrkern in beide Versuchsgeräte eingebaut.

Ein weiteres Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die aus verschiedenen Laborversuchen bestimmten Steifemoduln auf ihre Brauchbarkeit für Setzungsprognosen von Flachgründungen zu überprüfen. Hierfür wurden Feldversuche und Setzungsmessungen an Einzelfundamenten während des Baus eines sechsgeschossigen Bürogebäudes gemacht.

Zusätzlich sollten, aus den gefundenen Abhängigkeiten des Kompressions- und Schwellindex nach Terzaghi von der Anfangsporenzahl und aus dem Bezug des Steifebeiwertes und des Verdichtungsexponenten nach Janbu vom Anfangsporenanteil, Regressionsgleichungen bestimmt werden. Ziel war hier eine Methode zu entwickeln um indirekt aus schnell und einfach zu bestimmenden Eingangsparametern, wie der Anfangsporenzahl bzw. dem Anfangsporenanteil, spannungsabhängige Steifemoduln für Setzungsprognosen zu bestimmen.

In den Kapiteln 5 und 6 werden die untersuchten Böden geologisch, bodenmechanisch und bezüglich ihrer Probenahme beschrieben.

Den Hauptteil dieser Arbeit bildet das Kapitel 7 mit den Laborversuchen zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens durch unterschiedliche eindimensionale Kompressionsversuche. Im Mittelpunkt stehen hier Vergleiche, die in Abschnitt 11.1 dargestellt sind, zwischen Steifemoduln aus Oedometerversuchen und aus K_0 -Triaxialversuchen. Das folgende Schema in Bild 2.1 zeigt die Vorgehensweise und das Ziel der durchgeführten Laborversuche.

In Bild 2.1 werden die folgenden Abkürzungen eingeführt:

F	= Verhältnisfaktor Steifemodul
SO	= Standardoedometer
K0	= K_0 -Triaxialversuch
$E_{s,EB}$	= Erstbelastungsmodul
$E_{s,WB}$	= Wiederbelastungsmodul
$E_{s,WB}/E_{s,EB}$	= Verhältnis zwischen dem Wiederbelastungsmodul und dem Erstbelastungsmodul
$F_{K0/SO}$	= Verhältnisfaktor Steifemodul aus K_0 -Triaxialversuch dividiert durch Steifemodul aus Standard-Oedometer
$F_{K0/ORL}$	= Verhältnisfaktor Steifemodul aus K_0 -Triaxialversuch dividiert durch Steifemodul aus Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

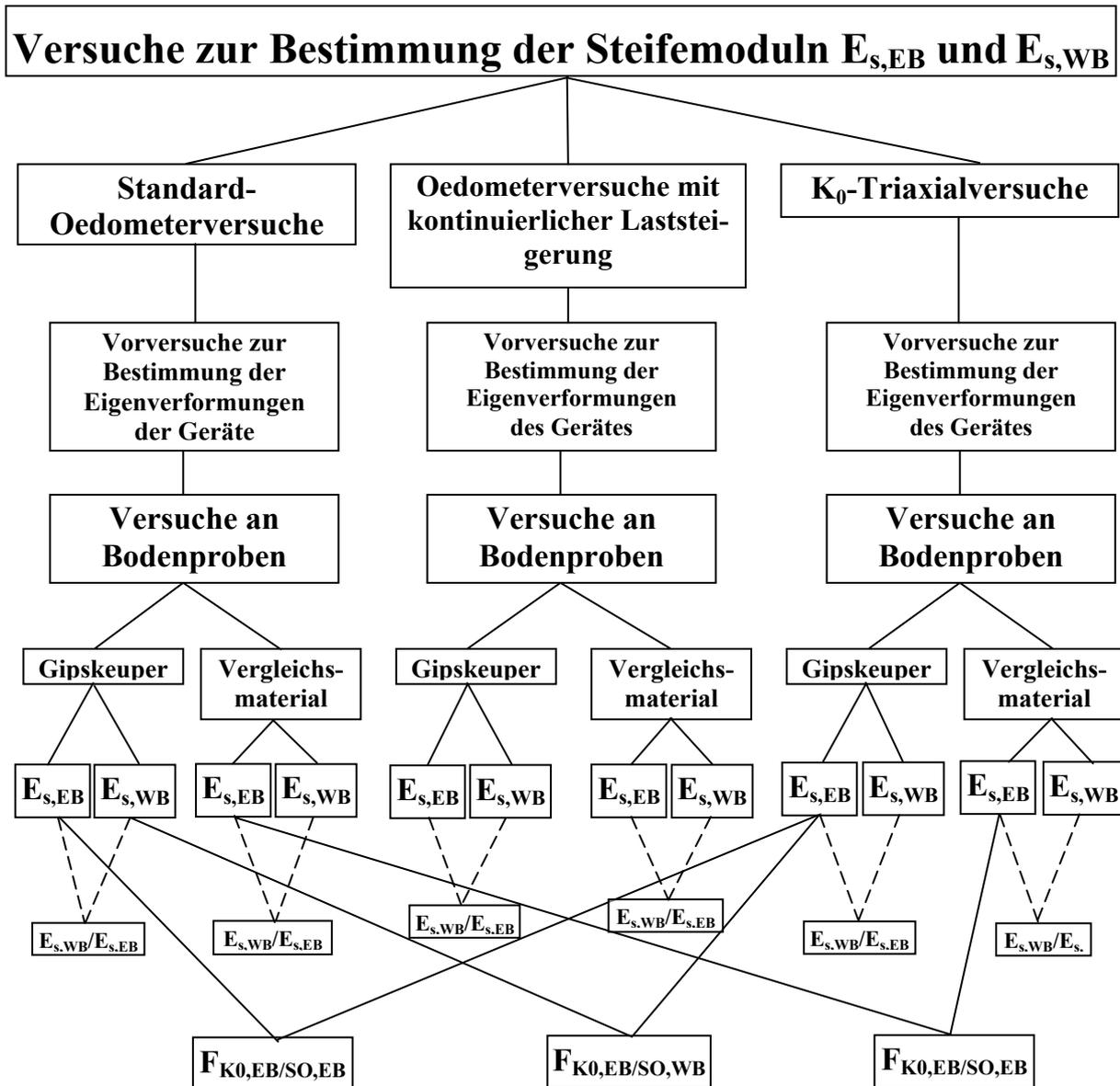


Bild 2.1: Ablaufschema der Laborversuche zur Ermittlung der Steifemoduln

Nachdem die Eigenverformungen der Geräte ermittelt worden sind, wurde das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodenmaterials bestimmt und um die Geräteverformungen korrigiert. Danach wurden die "echten" Steifemoduln derselben Böden aus der Erst- und aus der Wiederbelastung und aus den unterschiedlichen Versuchsgeräten durch Vergleichsfaktoren miteinander verglichen. Neben den ungestörten Proben des Gipskeupers wurden noch gestörte und ungestörte Proben aus sehr homogenen bindigen Böden als Vergleichsmaterial in den verschiedenen Versuchsgeräten auf ihr Spannungs-Verformungsverhalten untersucht. Ziel dieser Versuche war es, grundsätzliche Unterschiede bzw. Vergleichbarkeiten zwischen den verschiedenen Versuchsmethoden zu bestimmen. Es sollten vom Material unabhängige, ausschließlich versuchstechnisch bedingte Effekte bestimmt werden.

Um die Anwendbarkeit der in Kapitel 7 ermittelten Steifemoduln zu überprüfen wurden Feldversuche und Bauwerksmessungen durchgeführt. In Kapitel 8 wird über die Feldversuche in Form von Plattendruckversuchen und einer Fundamentprobelast-

tung berichtet. Kapitel 9 beschreibt die Bauwerksmessungen in Form von Setzungsmessungen. An einem Neubau wurden während des Baus an zwei Einzelfundamenten Setzungsmessungen durchgeführt. In Kapitel 10 werden die gemessenen Setzungen unter Verwendung der verschiedenen Steifemoduln analytisch und numerisch nachgerechnet. Bild 2.2 soll die Vorgehensweise bei den Feldversuchen, Setzungsmessungen und den anschließenden analytischen Berechnungen verdeutlichen.

Zuerst wird in den Kapiteln 8 und 9 das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens bei den verschiedenen Feldversuchen bzw. unterschiedlichen Belastungsgeschichten miteinander verglichen. Anschließend werden in Abschnitt 10.1 jeweils Berechnungen mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen, unter Verwendung der mit unterschiedlichen Laborversuchen ermittelten Steifemoduln durchgeführt. Danach

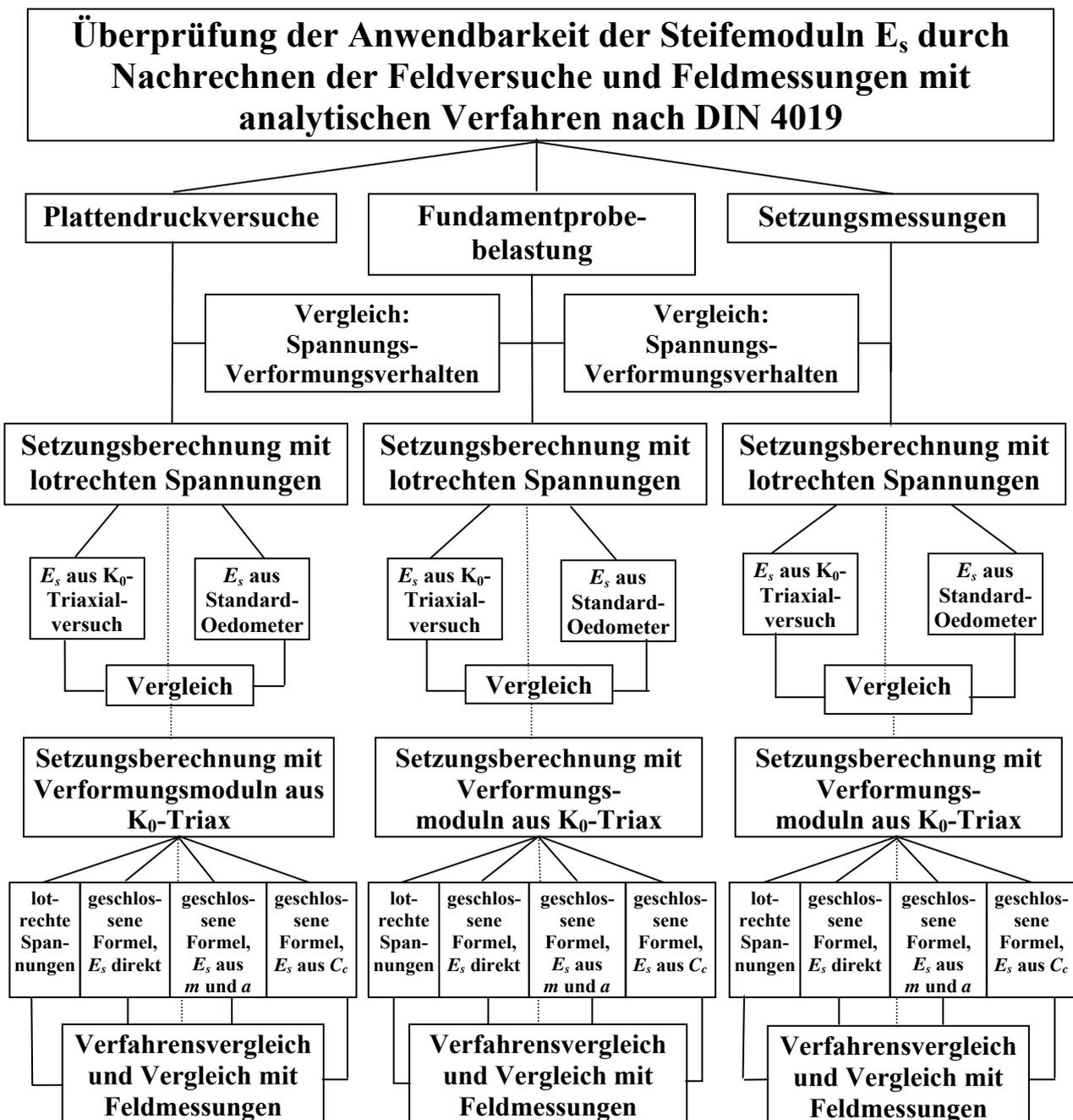


Bild 2.2: Ablaufschema zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Steifemoduln

wird in Abschnitt 11.2.1, unter Verwendung der Steifemoduln aus der Erstbelastung EB und aus der Wiederbelastung WB bzw. der Verformungsmoduln aus den K_0 -Triaxial-versuchen, die im Feld gemessenen lotrechten Verformungen mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen und unter Verwendung der geschlossenen Formel nach DIN 4019 (1979) nachgerechnet. Bei den Berechnungen mit der geschlossenen Formel wird noch ein Verfahren mit direkter Ermittlung der Steife- bzw. Verformungsmoduln mit zwei Verfahren mit indirekter Bestimmung der Moduln verglichen. Bei dem einen Verfahren wird der Steifemodul E_s über den Kompressionsindex nach Terzaghi und bei dem anderen Verfahren wird E_s über den Steifebeiwert und den Verdichtungsexponenten nach Janbu bestimmt. Alle Ergebnisse werden vergleichend dargestellt und diskutiert.

Im folgenden Schaubild (Bild 2.3) wird der Ablauf der numerischen Nachrechnungen der Fundamentprobelastung in Abschnitt 10.2 dargestellt. Im Vordergrund stand hier die vergleichende Simulation des Last-Verformungsverhaltens bis zum Grundbruch unter Verwendung von zwei nichtlinearen Stoffmodellen.

Mit den numerischen Berechnungen mit der Methode der finiten Elemente unter Verwendung von zwei nichtlinearen Stoffmodellen wurden die Erst-, Ent- und Wiederbelastung nachgerechnet. Die Berechnungsergebnisse werden untereinander und mit den Feldmessungen verglichen und bewertet.

In Kapitel 11 folgt ein zusammenfassender Vergleich mit einer Gesamtbewertung und Empfehlungen für die Labor- und Baupraxis aus den gewonnenen Erkenntnissen. Das Kapitel ist in den Teil Laborversuche mit Korrelationen für eine spannungsabhängige Bestimmung des Steifemoduls und die Abhängigkeit der Moduluszahl vom Anfangsporenanteil, und den Teil Nachrechnungen der Feldversuche und der Setzungsmessungen, aufgeteilt.

Das Kapitel 12 gibt noch einen Ausblick und Hinweise für einen möglichen weiteren Forschungsbedarf.

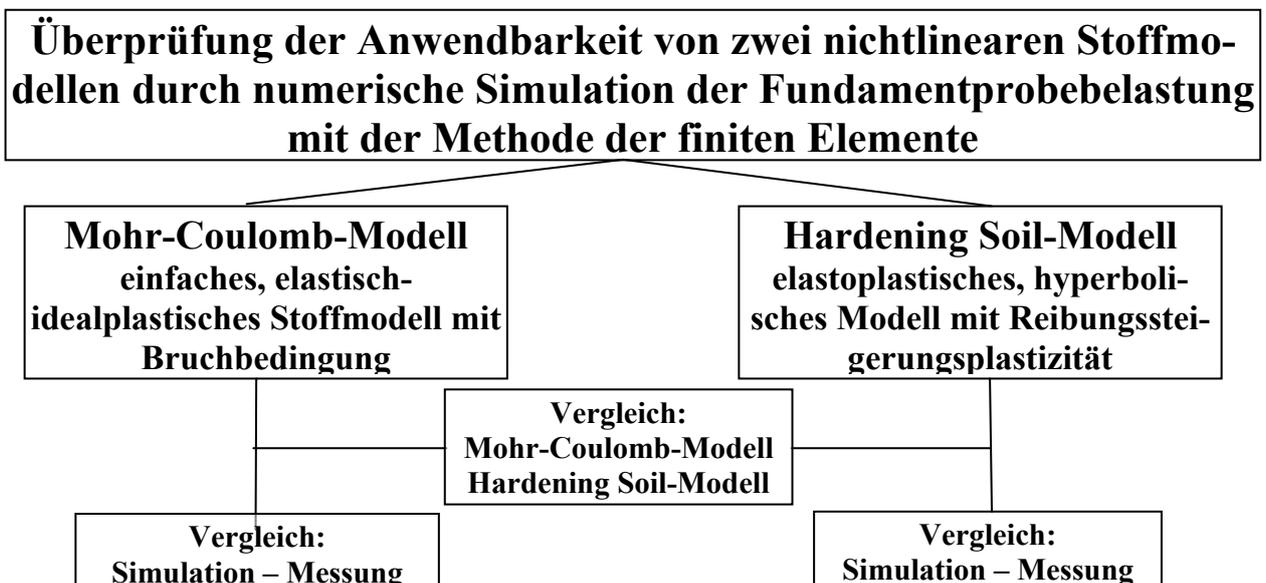


Bild 2.3: Ablaufschema zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Stoffmodelle

3 ZUR GEOLOGIE DES GIPSKEUPERS

3.1 Übersicht über die geologische Situation

Entnommen aus der GEOLOGISCHEN KARTE VON BADEN-WÜRTTEMBERG, ERLÄUTERUNGEN, STUTTGART UND UMGEBUNG (1999)

Keuper (k)

Mit der Mächtigkeit von etwa 250 – 300 m stellt der Keuper die wichtigste über Tage anstehende Schichtfolge im Gebiet um Stuttgart dar. Der lebhafte Wechsel der Gesteine ermöglicht eine Aufteilung in zahlreiche Schichtglieder und ist auch der Grund für den abwechslungsreichen Aufbau der Keuperlandschaft (s. Bild 3.1).

Das Wort „Keuper“ entstammt der Coburger Landessprache und bezeichnet ursprünglich alle bröckelig zerfallenden Gesteinsarten, unabhängig vom Ausgangsmaterial und der Gesteinsfarbe (EMMERT (1985)). Der Ausdruck „Keuper“ ist von v. BUCH (1825) erstmals stratigraphisch verwendet worden.

Die Keuperablagerungen setzen sich aus z.T. dolomitischen Tonsteinen, meist dolomitischen Karbonatsteinbänken und Sandsteinen sowie Sulfatgesteinen (Anhydrit, Gips) zusammen. Einen Überblick über die Schichtenfolge des Stuttgarter Keupers gibt Bild 3.2.

Gipskeuper (km1)

Der erste Anstieg zur Keuperschichtstufe über den Muschelkalk/Unterkeuper-Gäufächen erfolgt im Gipskeuper, der im Gebiet von Stuttgart etwa 100 –120 m mächtig ist (s. Bild 3.4). Die Grundgipsschichten weisen ein durchgehendes Gipslager auf, das in Oberflächennähe in der Regel ausgelaugt ist. Karbonatgesteinsbänke, wie z.B. die Bleiglanzbank oder die Estherienbank stellen Leithorizonte dar und treten auch morphologisch in Erscheinung. So bilden sie Verflachungen und Bergnasen an

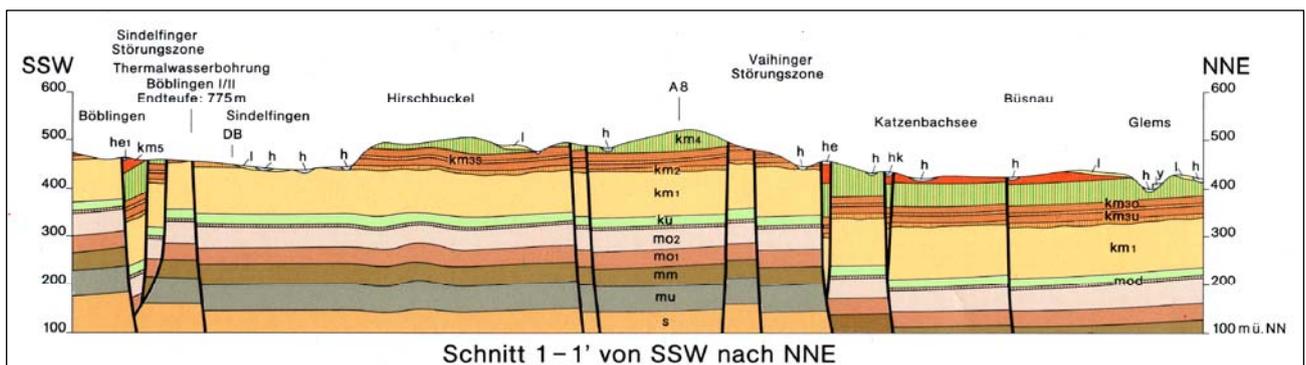


Bild 3.1: Schnitt aus der geologischen Karte von Stuttgart und Umgebung

Hängen oder kleine Wasserfälle in Klingen. Der Gipskeuper ist in Baden-Württemberg recht einheitlich ausgebildet (s. Bild 3.3). Die Untergliederung erfolgt mit den bereits erwähnten Leitbänken. Das älteste Schichtglied des Gipskeupers sind die Grundgipsschichten, die im Raum Stuttgart bis etwa 18 m mächtig werden. Über einem basalen, massigen Sulfatgestein (bis etwa 5m mächtig) folgt eine plattige Sulfatgestein-Tonstein-Dolomitstein-Wechselfolge. Die Gipsbänke sind z.T. verfaultet, die Tonsteine weisen im oberen Teil bunte Farben auf (Bild 3.5; BACHMANN (1974), BRUNNER/WURM (1983). Die Grundgipsschichten sind am Keuperstufenrand im der Regel ausgelaugt, die Mächtigkeit kann dann bis auf 6 – 8 m reduziert sein. Nur bei Leonberg, Untertürkheim, Neustadt, Korntal und Asperg ist der Gips in größerer Ausdehnung an der Oberfläche erhalten geblieben.

Wo Gips im nahen Untergrund ansteht, sind fast stets Auflösungserscheinungen und deren Auswirkungen zu beobachten. Ursache ist in jedem Fall Gipsauslaugung im Untergrund durch Grundwasser. Die dadurch entstandenen Hohlräume sind unter der Last der Deckschichten zusammengebrochen. An der Oberfläche sind Gelände-

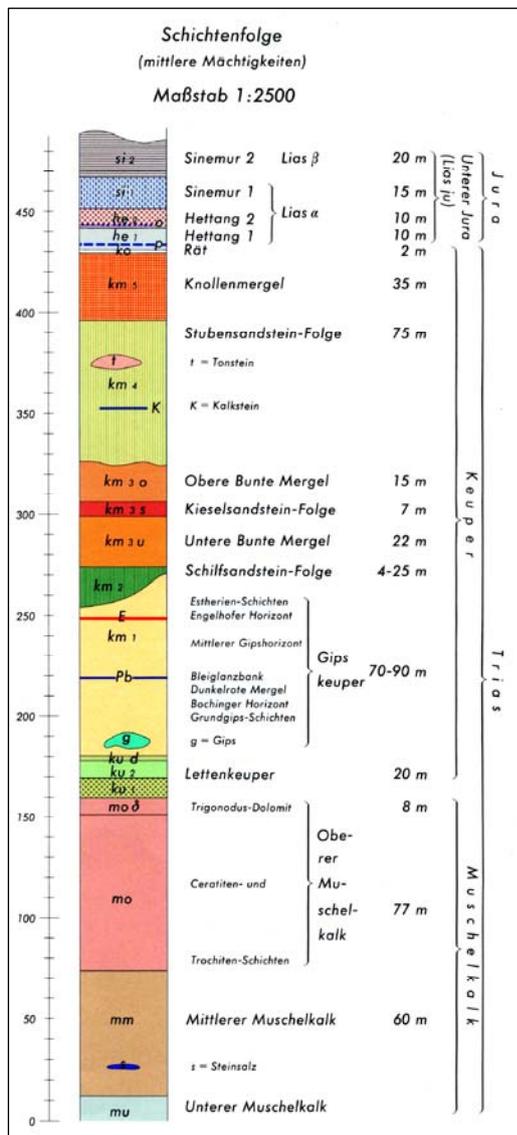


Bild 3.2: Profil zur Stuttgarter Geologie

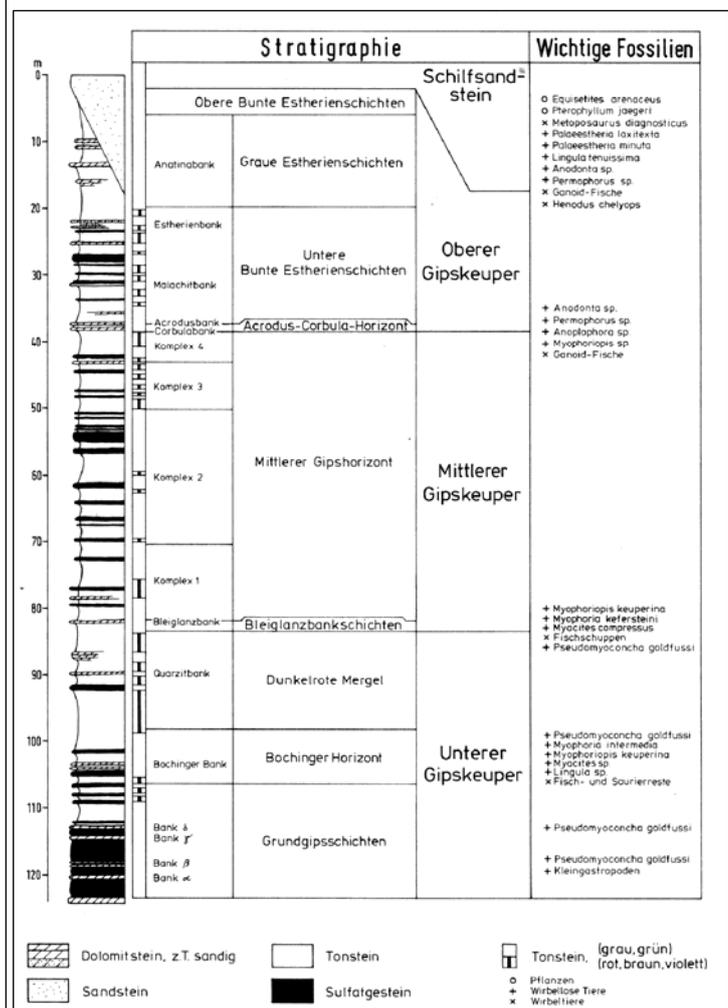


Bild 3.3: Schichtenfolge des Gipskeupers Stuttgart

senkungen und Dolinen zu erkennen.

Über den Grundgipsschichten folgen bis zum Schilfsandstein graue, grünliche und rötliche Tonsteine mit einzelnen Gipsbänken und linsig-knolligen Gipslagen, entstanden durch zeitweiliges Trockenfallen der Sedimentoberfläche. Dazwischen treten Karbonatgesteinsbänke (z.B. Bochinger Bank, Bleiglanzbank) auf (s. Bild 3.2 und 3.3).

Während im Bochinger Horizont (etwa 4 – 7 m mächtig) vorwiegend graue und grünliche Farben auftreten, folgen über bunten Tonsteinen („Violettes Grenzlager“, s. Bild 3.5) die **Dunkelroten Mergel** (15 – 22 m, s. Bild 3.2 bis 3.4). Es handelt sich dabei um eine recht eintönige Serie von Silttonsteinen, die meist rot gefärbt sind und gelegentlich Gipslagen und Dolomitsteinlagen (z.B. Quarzitbank) enthalten. Der **Mittlere Gipshorizont** (30 – 45 m, s. Bild 3.2 und 3.3) verdankt seinen Namen den Gipslagen und -linsen, die in die tonig-siltige Schichtfolge eingeschaltet sind. Die Schichtfolge des Mittleren Gipshorizont lässt sich in vier lithologische Komplexe unterteilen (BRUNNER (1988); s. Bild 3.3). Die Gliederung beruht auf der Parallelisierung von Farbfolgen innerhalb der tonigen Sedimente, von karbonatischen Gesteinshorizonten und Sulfatgesteinslagen. Die Estherienschichten bilden den Anstieg zum Schilfsandstein und sind je nach Ausmaß der erosiven Eintiefung des Schilfsandsteins bis 35 m mächtig. Sie lassen sich nach der Farbe der Tonsteine in drei Abschnitte gliedern. Die Unteren Bunten Estherienschichten (14 – 17,4 m) ähneln den Schichten des höheren Mittleren Gipshorizontes, die Farben sind jedoch insgesamt intensiver. Etwa 1 – 2 m unterhalb der Grenze zu den Grauen Estherienschichten bilden sandige Dolomitlagen oder quarzitische Sandsteine der Estherienbank vor allem im Raum Leonberg Verebnungen, Bergrücken und Bergnasen.

Mit scharfem Farbwechsel setzen über den Unteren Bunten die Grauen Estherienschichten ein. Die meist dunkelgraue Tonsteinserie ist 11 – 15 m mächtig. Typisch sind Lagen sog. „Zellenmergel“. Dabei handelt es sich um Tonsteinlagen, die meist kreuz und quer von dünnen leistenförmigen Calcitbändern durchzogen sind und das ursprüngliche Trennflächengefüge nachzeichnen. Bei vollständiger Erhaltung schließt der Gipskeuper mit der bunten Tonsteinserie der Oberen Bunten Estherienschichten (4 - 5 m) ab (s. Bild 3.3 u. 3.4). Sie zeigen eine auffallend unruhige Schichtlagerung, die auf Lagerungsstörungen infolge Gipsauslaugung zurückzuführen ist.

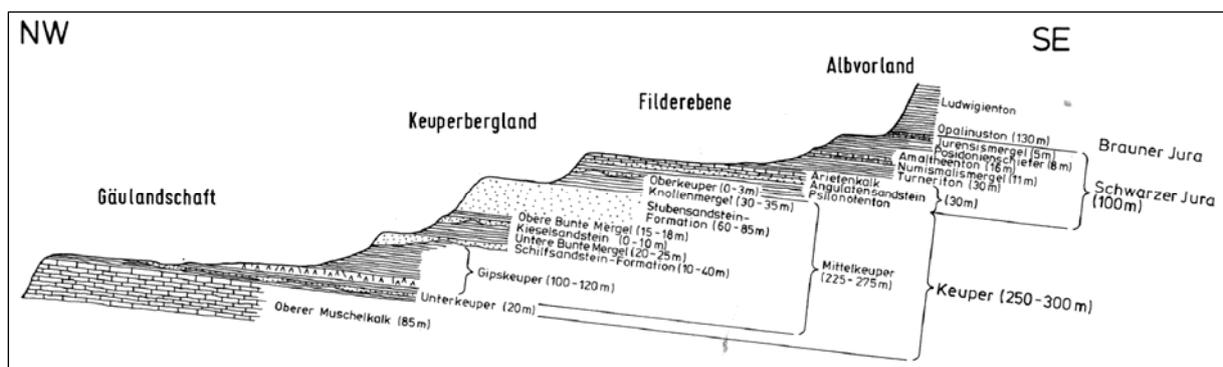


Bild 3.4: Geologischer Aufbau des Schichtstufenlandes im mittleren Neckarraum

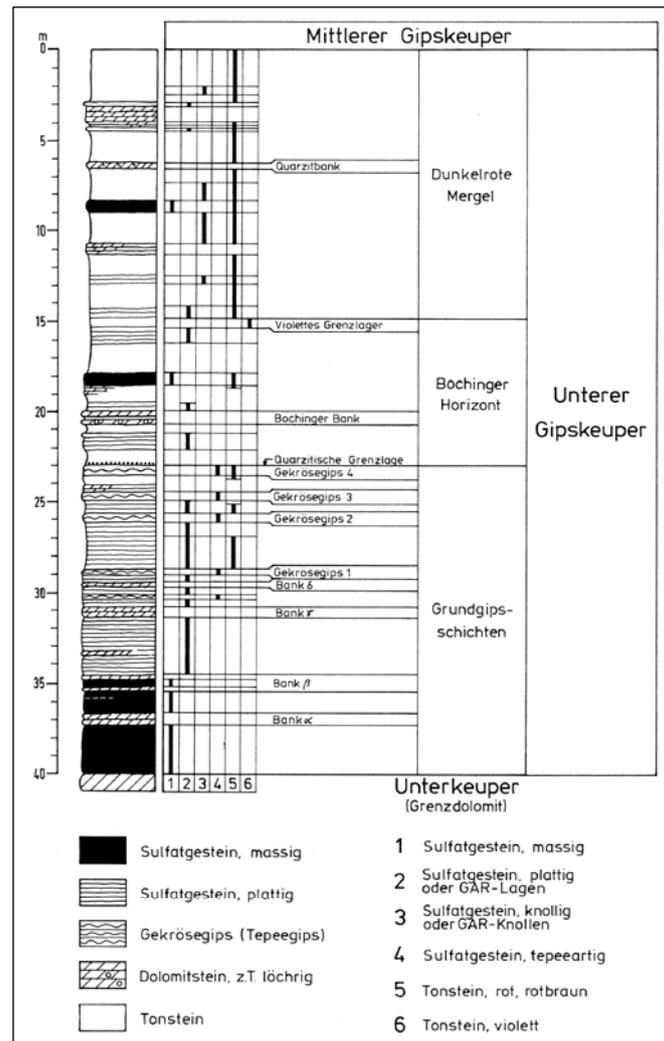


Bild 3.5: Schichtenfolge des Unteren Gipskeupers

3.2 Entstehung u. heutiger Zustand des Gipskeupers als Baugrund

(vgl. Maier (1999))

3.2.1 Einleitung

Die Sedimente der Keuperzeit (z. B. Stuttgarter und Nürnberger Keuper) sind durch die ehemals sehr mächtigen überlagernden jüngeren Sedimente geologisch hoch vorbelastet und erfuhren im Laufe langer Zeitabschnitte eine diagenetische Verfestigung. Unter dem Einfluss der Verwitterung zerfällt die diagenetische Verfestigung, der nun an der Oberfläche liegenden, Keuperschichten langsam wieder.

Die Sedimente des Tertiärs (z. B. Frankfurter und Londoner Ton) dagegen wurden durch vergleichsweise geringer mächtige überlagernde jüngere Sedimente geologisch zwar vorbelastet, erfuhren jedoch im Laufe der Zeit keine diagenetische Verfestigung. Durch die Abtragung der jüngeren Sedimente fand eine Entlastung statt.

3.2.2 Entstehung der vorbelasteten Böden

Ein stark vereinfachter Entstehungspfad der Sedimente, von ihrer Ablagerung bis zum heutigen Baugrund, soll in Form eines Flussdiagramms unten in Bild 3.6 dargestellt werden.

Die Ablagerungen der Keuperzeit, wie sie im Stuttgarter und Nürnberger Raum anzutreffen sind, sind mit ihrer Entstehung im Erdmittelalter zum Ende der Triaszeit wesentlich älter als die Sedimente des Frankfurter Raumes, die dem Tertiär zugeordnet werden müssen. Aus dieser Tatsache resultieren auch die verschiedenartigen „Ent-

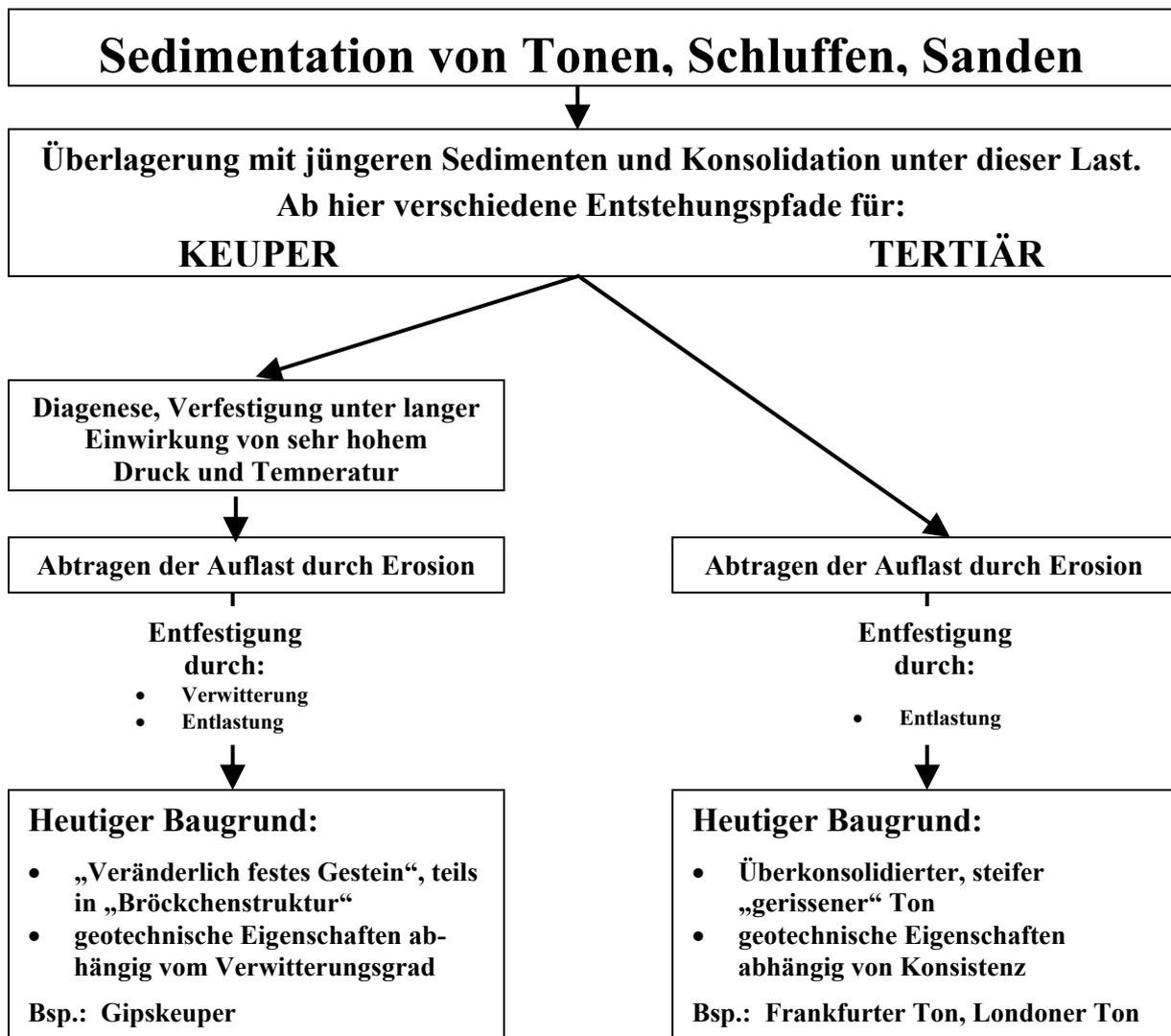


Bild 3.6: Schema der Entwicklungspfade der überkonsolidierten Tonsteine der Keuperzeit und Tone der Jurazeit aus MAIER (1999)

wicklungspfade“ der Sedimente des erdmittelalterlichen Keupers und des erdneuzeitlichen Tertiärs.

Die tertiären Tone sind also in ihrer Entstehung keiner oder nur einer vernachlässigbar schwachen Diagenese unterzogen worden. Dies wirkt sich auf einige bodenmechanische Eigenschaften, aber auch auf den Primärspannungszustand aus.

Die Keupergesteine dagegen sind in ihrer Entstehung durch einen starken diagenetischen Vorgang geprägt, der nicht außer Acht zu lassen ist. Die diagenetische Verfestigung macht es nötig die Gesteine, neben ihren labortechnischen Eigenschaften, auch hinsichtlich der eingetretenen Entfestigung (Verwitterung) zu klassifizieren.

3.2.3 Geologische Vorbelastung

Aus dem sehr großen „Altersunterschied“ der Ablagerungen ergeben sich auch die stark unterschiedlichen Vorbelastungen der beiden Sedimenttypen. So geht man nach Mader (1989) bei den Frankfurter Tonen von einer Überlagerung von 10 - 100 m aus, die sich hauptsächlich aus den quartären Ablagerungen und aus eventuell vorhanden gewesener Eisüberlagerung ergibt. Bei Ansatz der Wichte des überlagernden Bodens von ca. 20 kN/m^3 – ohne Auftrieb – kann somit für den Frankfurter Raum von einer Auflastspannung bis maximal 2 MN/m^2 ausgegangen werden.

Der Keuperboden des Stuttgarter und Nürnberger Raumes wurde dagegen von den Sedimenten des gesamten Juras und eventuell zur Sedimentation gekommener jüngerer Schichten überlagert. Die Mächtigkeit der Überlagerung im Nürnberger Raum wird von GRÜNDER (1978) mit über 800 m angegeben. Für den Stuttgarter Raum gibt HENKE (1972) etwa 500 bis 1000 m an. Hieraus errechnen sich Auflastspannungen, die demnach bis zu 10-mal größer sind, als diejenigen des Frankfurter Tones. Dadurch ergibt sich, dass der Frankfurter Ton, wie auch viele andere tertiäre Tone - beispielsweise der Londoner Ton – durch die relativ geringe Auflast kaum oder keine diagenetische Verfestigungen erfuhren. Sie stehen somit meist als „zerspaltete“ und überkonsolidierte Tone, in fester, halbfester oder steifer Konsistenz, an („stiff fissured clay“).

Die Tonsteine der Keuperzeit hingegen, sind teilweise zu regelrecht felsartigen Kompakmassen diagenetisch verfestigt und zerfallen unter dem Einfluss der Verwitterung unter Bildung einer so genannten „Bröckchenstruktur“. So sind beispielsweise in den Verwitterungsstufen der Keupertonsteine stets noch so genannte Lithorelikte - also „Überbleibsel“ der ehemaligen Felsstruktur - vorhanden, die auch die labortechnische Bearbeitung der Keupertonsteine so sehr erschwert.

Ein Zusammenwalzen der Tonminerale zu größeren Tonaggregaten hat bei den Sedimenten des Frankfurter Raumes lange nicht in dem Maße stattgefunden, wie dies bei den Keupertonen der Fall war. Die Verschiedenartigkeit der Sedimente hinsichtlich der Verfestigung ist auch schon in der Namensgebung beinhaltet. Im Raum der Keuperablagerungen spricht man im Allgemeinen von **Tonsteinen**, während im Gegensatz dazu im Frankfurter Raum durchweg „nur“ von Ton, ohne die Erweiterung „Stein“ be-

richtet wird. Aufgrund dieser Ungleichheit lassen sich auch nicht alle Untersuchungen am Frankfurter Ton, ohne kritische Betrachtung des Einflusses der diagenetischen Verfestigung, auf die Sedimente der Keuperzeit übertragen und umgekehrt.

3.2.4 Bodenkennwerte und bodenmechanische Eigenschaften

Es scheint hier nur ein Vergleich des unverwitterten Keupermaterials mit den tertiären Tonen einen Sinn zu machen, da sonst auch in jedem Fall der Verwitterungsgrad der Keuperböden – siehe weiter unten in dieser Arbeit – mit in die Betrachtung einbezogen werden müsste. Durch die sehr viel höhere geologische Überlagerung der Keuperschichten ist bei ihnen, verglichen mit den „Frankfurter Tonen“, ein geringerer natürlicher Wassergehalt im unverwitterten Material zu erwarten. Ebenso ist mit einer signifikant kleineren Porenzahl, bei Gegenüberstellung der Keupersedimente mit denen des Tertiärs in Frankfurt, zu rechnen.

Auch könnte von einem größeren Verhältnis der horizontalen zu vertikalen Steifemoduln $E_{s,h} / E_{s,v}$ ausgegangen werden, wenn man die Untersuchungen von RAABE (1984) hinzuzieht, der bei vergleichsweise älteren Tonen auch höhere Steifigkeitsverhältnisse feststellte. Mit der höheren vertikalen Vorbelastung der erdmittelalterlichen Keupergesteine sollte eine größere horizontale Vorspannung einhergehen und somit von höheren in-situ K_0 -Werten ausgegangen werden können (vgl. auch CHANDLER (1998)).

Gegenteilig beeinflusst, also verringert, wird der K_0 -Wert durch den Einfluss der diagenetischen Verfestigung (vgl. WEIßMANTEL (1994) und Bild 3.8). Zu weitergehenden Untersuchungen, und somit exakteren Angaben zur Auswirkung der diagenetischen Verfestigung, konnte im Zuge der Literaturrecherche keine Ausarbeitung gefunden werden.

3.2.5 Heutiger Zustand als Baugrund (Verwitterungsgrad)

In diesem Abschnitt soll ein Überblick über die heute vorliegende Baugrundsituation gegeben werden. Die Sedimente, wie Tone, Schluffe und Sande, die vor sehr langer Zeit abgelagert und überlagert wurden, siehe z.B. die in Süddeutschland weit verbreitet anstehenden Keuperschichten, sind durch die zum Teil immensen Auflasten, diagenetisch verfestigt worden. Dies geschah in den Keuperböden in erster Linie durch Auspressen von Porenwasser und eine, nicht immer vorhandene, chemische Verkitung hauptsächlich durch Karbonate und in geringem Umfang auch Kieselsäure (vgl. SMOLTCZYK (1972)). Durch diese Gesteinswerdung (Diagenese) wurden die sehr alten Lockergesteinssedimente zu Festgesteinen, also zu felsartigen Kompaktmassen, verfestigt. Erst die Abtragung und damit verbundene Entlastung sowie die einsetzende Verwitterung der oberflächennahen Keuperschichten, überführt die Festgesteine nun wieder kontinuierlich entlang eines Verwitterungsprofils in Lockergesteine; also Ton-,

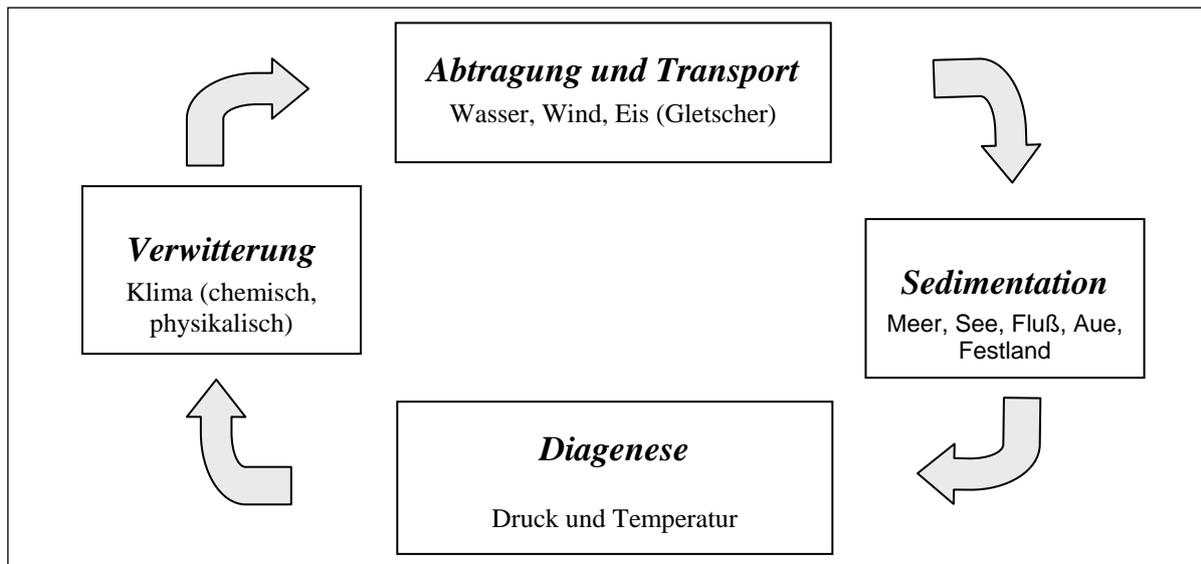


Bild 3.7: Vereinfachter geologischer Kreislauf aus MAIER (1999)

Schluff- oder Sandböden. Dieser Vorgang wird allgemein als der fortwährende geologische Kreislauf bezeichnet.

Um den Vorgang der Diagenese und seine Auswirkung auf das Verhalten der Sedimente an einem Beispiel zu verdeutlichen, sei der Boden im Folgenden mit einem feinporigen Schwamm verglichen. Der Schwamm sei nicht trocken, sondern besitze eine gewisse Feuchtigkeit. So ist der Schwamm ebenso wie der Boden in-situ ein Dreiphasensystem aus Schwammmaterial (Feststoff), Luftporen und Wasser. Der Schwamm wird nun in einen starren „gelohten“ Kasten gelegt und von oben senkrecht belastet (Sedimentation und Überlagerung). Aus den Löchern in den Wandungen des Kastens wird Wasser austreten, der Schwamm konsolidiert. Im komprimierten (gespannten) Zustand wird der Schwamm schließlich eingefroren (Diagenese). Dieser Vorgang kommt der diagenetischen Verfestigung der Keuperablagerungen gleich. In dem nun vorliegenden gefrorenen Zustand ist die gesamte eingetragene elastische Energie im Schwamm gespeichert. Zwischen der Wandung des Kastens und dem Schwamm würde aber keine Einspannung (Horizontalspannung) gemessen, da die Energie im Schwamm nicht „frei“ vorliegt, sondern „eingefroren“ ist. Dieser Zustand entspräche einem unverwitterten ungeklüfteten Tonstein. An folgender Stelle hinkt der Vergleich etwas, da die, bei der Erosion der überlagernden Schichten eintretende Entlastung, nach LEMPP (1976) zu vertikalen und horizontalen Entlastungsklüften im Gebirgsverband führt, welche beim Entlasten des gefrorenen Schwammes sicherlich nicht in Erscheinung treten würden. Also muss man sich den Schwamm zerbrochen, aber immer noch gefroren vorstellen. Die horizontalen Spannungen zwischen den Klüftkörpern sind null oder sehr gering.

Nun werden am Boden in-situ die diagenetischen Verfestigungen durch die einsetzende oberflächliche Verwitterung aufgebrochen. Übertragen auf das Modell würde dies bedeuten, dass der Schwamm von oben anfängt aufzutauen und die in sich noch gespannten Schwammstückchen der obersten Lage langsam an ihrer Oberfläche zu-

tauen beginnen und sich entspannen. Nach gewisser Zeit wird sich ein Modell-Verwitterungsprofil einstellen, bei dem an der Schwammoberfläche schon völlig aufgetautes Schwammmaterial (normalkonsolidierte Ton-, Schluffböden) ansteht. Tief unten wird der Schwamm aber noch komplett gefroren sein und somit den unverwitterten Tonsteinen entsprechen.

Dazwischen wird sich jedoch ein nicht genau definierbarer Bereich einstellen, der aus Schwammpartikeln besteht, die an der Oberfläche angetaut (plastiziert) sind, aber noch einen gefrorenen Kern haben. In diesem ist noch in hohem Maße elastische Energie gespeichert. Der beschriebene Zwischenbereich äußert sich in-situ in Form der Bröckchenstruktur aus Tonmineralaggregaten im Kies- und Sandkornbereich, im teilverwitterten Zustand der verfestigten Sedimente. Inwieweit die beim Aufbrechen der diagenetischen Verbindungen der Tonmineralaggregate frei werdenden Horizontalspannungen im Bodenhalbraum erhalten bleiben oder aber frei werden, ist noch nicht abschließend geklärt.

In den vorliegenden Arbeiten über das Verwitterungsverhalten gibt es verschiedene Ansichten über das „Gedächtnis“ des Bodens. BJERRUM (1967) geht davon aus, dass sich diagenetisch verfestigte Böden in weitaus geringerem Maße an die ehemals aufgetretenen Horizontalspannungen erinnern können, als nicht diagenetisch verfestigte Böden wie beispielsweise der Frankfurter Ton. Eine ähnliche Feststellung macht WEIBMANTEL (1994). Er schreibt, dass im Falle der diagenetischen Verfestigung im Boden ein höherer Scherwiderstand erhalten bleibe, der den Ton daran hindere sich auszudehnen und so nicht die gesamte gespeicherte Formänderungsenergie aus der Vorbelastung freigesetzt werden könne.

„Es können also beim diagenetisch verfestigten Boden während der Entlastung Horizontalspannungen nicht in der Größe aufrechterhalten werden, wie in unverfestigtem Boden. Diagenetische Bindungen haben demnach zur Folge, dass sich der Ton elastischer verhält und eine größere Poisson-Zahl aufweist“ (WEIBMANTEL (1994)). In Bild 3.8 sind die Einflüsse der diagenetischen Verfestigung auf den Entlastungsast der Spannungsgeschichte eines Bodenelementes aufgezeigt. Nach dieser Abbildung verringert sich die Horizontalspannung im Vergleich zu unverfestigten Sedimenten. Außerdem ist der Einfluss tektonischer Bewegungen aufgezeigt.

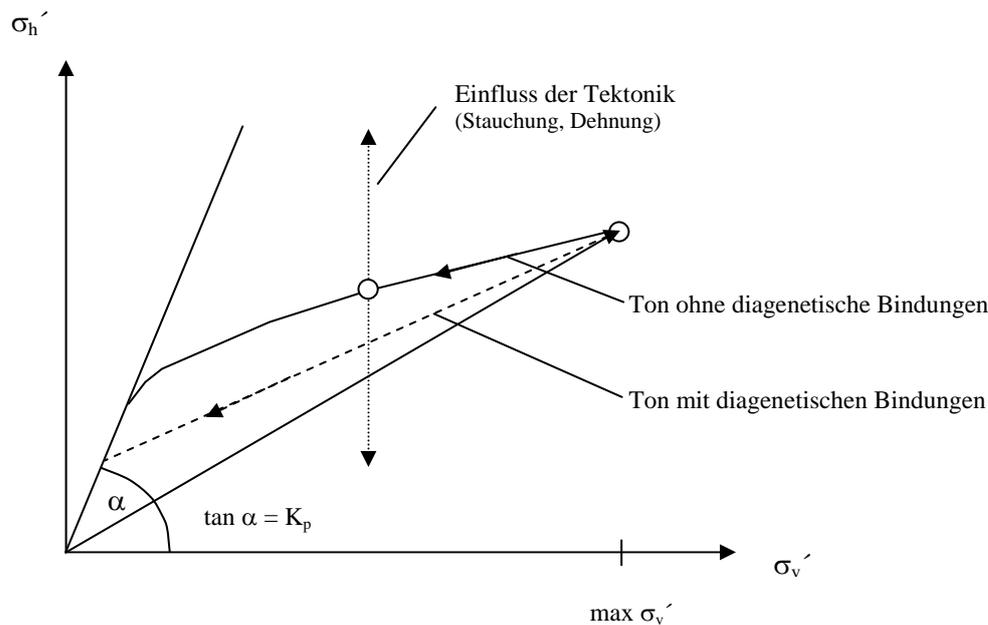


Bild 3.8: Einfluss von diagenetischen Bindungen und Tektonik auf den Spannungspfad aus WEIBMANTEL (1994)

Während die noch fast unverwitterten Gesteine des Keupers, die eindeutig felsmechanische Eigenschaften aufweisen (Kluftkörperbildung,...) mit der klassischen Felsmechanik bautechnisch völlig ausreichend beschrieben werden können, so können die beinahe völlig verwitterten Böden des Keupers, also reine Schluff- und Tonböden, im Gegensatz dazu völlig hinreichend mit den bodenmechanischen Ansätzen behandelt werden.

Der weitaus größte Flächenanteil im süddeutschen Raum wird aber von teilverwitterten Keuperböden eingenommen, die sich in einem Stadium zwischen Fels und Boden befinden; die so genannten veränderlich festen Gesteine (oder englischsprachig soft rocks – hard soils). Diese Verwitterungsform weist eine sehr „laborfeindliche“ blättrige Bröckchenstruktur auf. Die Trennflächen jener Bröckchenstruktur sind jedoch keine Bruchflächen, sondern stellen die Spuren des ehemaligen Porenraumes dar (aus ILLNER (1997) und SMOLTCZYK (1994)).

Der Begriff der „Keupermechanik“ wurde bei der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart von SMOLTCZYK (1972) als Überbegriff gewählt, um Böden zu charakterisieren, die weder in die klassische Felsmechanik, noch in die Bodenmechanik einzuordnen sind und sich in eben so einem vorgenannten teilverwitterten Zustand befinden. SMOLTCZYK (1972, 1994) schließt aber nicht nur die Gesteine ein, die zur Keuperzeit entstanden sind, sondern erweitert diesen Begriff auch auf sämtliche veränderlich feste Gesteine, vorbelastete Tonsteine und diagenetisch verfestigte Gesteine. SMOLTCZYK (1994) definiert diese Gesteine durch folgende vier Merkmale:

1. Genetisch sind sie Sedimentgesteine
2. Sie bestehen aus diagenetisch verfestigten Ablagerungen in Form von Tonstein, Schluffstein oder Sandstein, oft in Wechsellagerung
3. Keine Kluftgeometrie ist i. d. R. erkennbar
4. Festigkeit gegenüber mechanischen und chemischen Einwirkungen ist räumlich und zeitlich in weiten Grenzen variabel

Nach Smolczyks Definition würden also die Sedimente des Hessischen Trogs (Frankfurt) nicht zu dieser Gruppe gehören, da sie keine oder nur sehr schwache diagenetische Verfestigungen erfahren haben.

Hier sollen nun einige Aufsätze angeführt werden, die sich dem Thema der veränderlich festen Gesteine (soft rocks - hard soils) gewidmet haben.

3.2.6 Verwitterung und Entfestigung der Keuperböden

Die geotechnischen Eigenschaften der Keuperböden sind nachhaltig durch den Grad der eingetretenen Verwitterung und Entfestigung geprägt und sind dadurch nicht nur räumlich, sondern auch zeitlich in hohem Maße veränderlich.

Bei der Diagenese der Keuperböden wurden „*die primären Strukturen im Ton (Tonminerale, also $d < 2 \mu\text{m}$) zusammengewalzt*“ zu „*wasserarmen, fast massiven Partikeln*“ in Schluffkorngröße („peds“) SMOLTCZYK (1972). Diese Schluff-Partikel wurden wiederum zu einer Sekundärstruktur geballt, die bis in augenscheinliche Sandkorngröße hineinreicht („Keuperton-Klümpchen“ oder „Bröckchen“) und deren Trennflächen mit Hämatit „*benetzt*“ sind. Mineralogisch handelt es sich bei den Böden jedoch um Tonböden mit 60 - 90 % Tonmineralgehalt.

Schon aus diesen Erkenntnissen ersieht man die Problematik der „Keupermechanik“, so würde beispielsweise ihre labortechnische Untersuchung der Korngröße bei der Sieb- und Schlämmanalyse zu wesentlich geringeren Ton-, Schluffanteilen (Schlämmkorn) führen. Die Sekundärstrukturen der Tonaggregate würden in der Siebung als Sand- oder Kieskorn erkannt. Der Verlauf der Sieblinie wird somit nicht nur vom Boden selbst, sondern auch in hohem Maße von der Art der Aufbereitung durch den Laboranten bestimmt (vgl. ILLNER (1997)). Durch die Art der Probenaufbereitung wird das Ausmaß der Zerstörung der Sekundärstrukturen festgelegt und dadurch mehr oder weniger viele Tonmineralaggregate, die vorher beispielsweise Sandkorngröße hatten, in schlämmanalytische Schluff- und Tonpartikel zerlegt. Nachdem ILLNER (1997) den Boden auf unterschiedliche Weise aufbereitet hatte, bestimmte er an drei Proben desselben Bodens die Sieblinie. Er stellte dabei bei zunehmender „Aufbereitungsenergie“ eine zunehmende Verschiebung der Sieblinie in den feinkörnigen Bereich fest.

Die Sieblinien von Keupertonsteinproben können somit ein trügerisches Bild des Bodens entstehen lassen und einen unerfahrenen Beurteilenden zu falschen Schlüssen verleiten. Die Korngrößenbestimmung einer Keupertonprobe könnte etwa

einen tonigen Sand erkennen lassen, dessen geotechnische Eigenschaften, wie beispielsweise Reibungswinkel und Kohäsion, sich jedoch gravierend von denen eines „echten“ Sandbodens aus Quarzkörnern mit vergleichbarer Sieblinie unterscheiden.

3.2.7 Entfestigung durch Entlastung

LEMPP (1979) befasst sich mit den Entfestigungs- und Verwitterungsvorgängen an Keuperböden im Zusammenhang mit dem Bau der A 81 Stuttgart – westlicher Bodensee. Dabei stellt er fest, dass durch die Abtragung der jüngeren Sedimentschichten des Juras seit Tausenden von Jahren nur noch ca. 1 % der maximalen Auflast auf die Keupergesteine wirkt.

Die Frage, ob die riesigen Urspannungen noch im Gestein eingepägt sind, beantwortet er dahingehend, dass der einst kompakte Sedimentstapel, als Gebirge an sich, durch die Entlastung und die daraus resultierende Klufthbildung entspannt ist („Gebirgsentspannung“). Diese Klufthbildung fand in schichtparallelen Flächen, also vorwiegend horizontal sowie in nahezu senkrecht stehenden Flächen statt. Die einzelnen Klufthkörper jedoch – durchaus noch mit Abmessungen von mehreren Dezimetern Höhe, Breite, Tiefe – sind aber noch in hohem Maße überkonsolidiert und speichern noch in großem Umfang Restspannungen (vgl. obiges Beispiel mit den gefrorenen „Schwammstückchen“).

Bei der weitergehenden Verwitterung, die mit dem Zerfall in eine „Bröckchenstruktur“ einhergeht, tritt dann innerhalb des Klufthkörpers eine fortschreitende „Korngefügeentspannung“ ein. LEMPP (1979) schreibt von WOLTERS (1969), der an Feldversuchen die sofortige Bildung von Entspannungsrisen, also Klufthkörperbildung, bei Entlastung von unverwittertem Material beobachtete. Diese Klüftung dürfte in-situ bis in größere Tiefen, zumindest latent als geschlossene Fugen, vorhanden sein.

Eine weitere Zerstörung und Verwitterung, und somit ein weitergehender Verlust des elastisch gespeicherten Potentials („Vorspannung“ aus der immensen geologischen Überkonsolidation) bis hin zum normalkonsolidierten völlig verwitterten Boden, ist ab hier den klimatologischen Gegebenheiten zuzuschreiben. Sie ist aber dadurch auch auf den oberflächennahen Bereich begrenzt. Eine Ausnahme stellt hier die chemische Verwitterung durch Auslaugung löslicher Evaporite, wie Gips oder Steinsalz, im Lösungsbereich von Grund- oder Klufthwasser dar, die auch tief liegender stattfindet.

Ein Beispiel hierfür sind die erbohrten Hohlräume in den Gipskeuperschichten des Stuttgarter Talkessels, wie sie sich etwa im Bereich des Katharinen-Hospitals in Stuttgart-Mitte finden.

3.2.8 Entfestigung durch Verwitterung

EINSELE & WALLRAUCH (1964) haben sich mit der Bestimmung des Verwitterungsgrades von Locker- und Festgesteinen eingehend beschäftigt. Sie untersuchten an einem Verwitterungsprofil den fortlaufenden Übergang des Materials von der geklüfteten Ausgangssituation des unverwitterten Keuperfestgesteines *„über zunehmend stückig und bröckelig zerfallenes Material bis zum weich plastischen Ton an der Oberfläche, der mit klassischen bodenmechanischen Methoden“* zu beschreiben ist (LEMPPP (1979)).

Allerdings darf nicht vergessen werden, dass das Spektrum der verschiedenen festen Zustände aus ein und demselben geologischen „Material“ besteht und somit ein anstehender Boden durch Angabe eines Verwitterungsgrades, bezüglich des unverwitterten oder aber bezüglich des völlig (restlos) verwitterten Bodens, charakterisiert werden kann. Die Notwendigkeit einer Eingruppierung in Verwitterungsklassen resultiert aus den labortechnischen Schwierigkeiten bei der Ermittlung der geotechnischen Parameter und der Tatsache, dass *„sich oft spezielle Materialeigenschaften mit bestimmten Stufen der Verwitterungsprofile korrelieren lassen“* (EINSELE (1985)).

EINSELE (1985) spricht die Probleme bei der Ermittlung der geotechnischen Eigenschaften dieser veränderlich festen Gesteine an, die hier noch einmal zitiert werden. *„In der Verwitterungszone lassen sich die bodenmechanischen Kennwerte und die Durchlässigkeit nur in sehr eingeschränktem Maße mit klassischen Methoden bestimmen. Standard- bzw. Sonderproben (nach DIN 4021) mit hoher Güteklasse lassen sich ohne Schwierigkeiten nur aus der obersten Verwitterungsstufe W5 gewinnen, sofern man von gewissen Gefügestörungen und damit einer Beeinflussung der ohnehin oft zeitlich veränderlichen Durchlässigkeit absieht.*

Aus der Verwitterungsstufe W4 können nur bei verwitterungsveränderlichem Gestein Standardproben entnommen werden, weil nur dann keine störenden, festen Großpartikel vorhanden sind. Bei verwitterungsresistentem Gestein müssen die Proben einen größeren Durchmesser besitzen. In der für Gründungsfragen und Böschungen meist wichtigsten Verwitterungsstufe W3 lassen sich mit klassischen Methoden der Boden- wie der Felsmechanik überhaupt keine repräsentativen Standardproben für Laborversuche gewinnen (EINSELE (1985)).

Daraufhin wurde von EINSELE (1985) ein Verwitterungsprofil eines mesozoischen¹ Tonsteines (z.B. Keupergestein) beispielhaft vorgestellt und in Verwitterungsstufen eingeteilt. Die Einstufung erfolgt in Anlehnung an ein Schema von EINSELE & WALL-RAUCH (1964). Die Verwitterungsstufen werden dabei wie folgt qualitativ unterschieden:

W 5 : Toniger Lehm, nahezu homogen, braun; vollständig verwittert.

W 4 : Lehmige, jedoch nicht-homogene, sondern blättrige oder in kleine Bröckchen zerlegbare bräunliche Masse, in ungestörtem Zustand weniger kohäsiv als W5; Bröckchen stark plastiziert, aber zum Teil noch härtere Lithorelikte erkennbar.

W 3 : Wenig kohäsives, überwiegend bräunliches Gemenge aus blättrigen oder bröckeligen Verwitterungsresten („Mini-Kluftkörper“), teilplastiziert, stark aufgelockert, z. T. noch im ursprünglichen Verband mit erkennbarer Schichtung oder gestört durch Frosteinwirkung. Häufig Ausbrüche an steilen Böschungen oder Ausbildung von Gleitzonen. Kluftkörper von eingelagerten harten Bänken infolge der Volumenzunahme der tonigen Matrix voneinander getrennt.

W 2 : Überwiegend Kluftkörper von 2 – 6 cm Kantenlänge, an Oberfläche oxidiert und randlich plastiziert.

W 1 : Feste Kluftkörper mit Kantenlängen von 6 – 20 cm, beginnende Farbänderung und Plastizierung entlang größerer Trennflächen.

W 0 : Bergfrisches, festes und massiges Ausgangsgestein mit im Allgemeinen weitständiger tektonischer Klüftung und Entlastungsklüftung (s.o.).

3.2.9 Keupermechanik im Überblick

SMOLTCZYK (1994) sieht zum Stand der keupermechanischen Kenntnisse folgende fünf, durch „Indexzahlen“ quantifizierbare Merkmale der Gesteine:

- 1) Einaxiale Druckfestigkeit
- 2) Porosität und Wassergehalt
- 3) Schwellneigung
- 4) Zerfallswiderstand
- 5) Mineralogischer Tongehalt

Er selbst grenzt jedoch keine Bereiche der Einteilung ab. Erkennen kann man aber durchaus, dass SMOLTCZYK (1994) durch die Wahl dieser fünf Indizes bewusst sehr verwitterungssensitive Kennzahlen, wie etwa den Wassergehalt (vgl. EINSELE (1985) und CHANDLER (1969) und den mineralogischen Tongehalt (vgl. KELLER & MACKE (1985)) bevorzugt.

¹ mesozoisch, dem Erdmittelalter entstammend

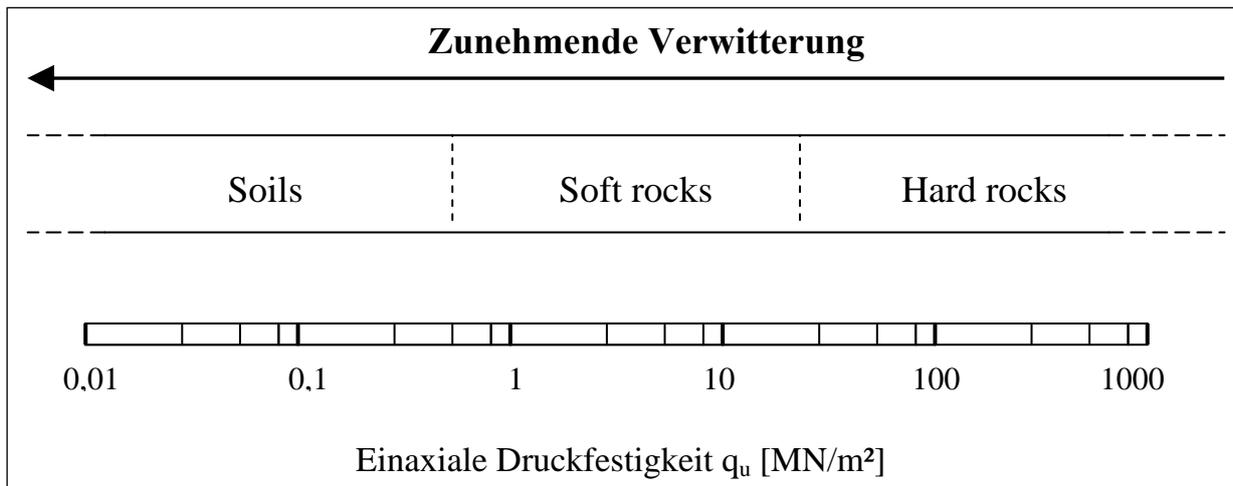


Bild 3.9: Verlauf der einaxialen Druckfestigkeit über den Verwitterungsprozess angelehnt an JOHNSTON & NOVELLO (1994)

Beispielhaft soll an dieser Stelle der sehr anschauliche Verlauf der einaxialen Druckfestigkeit über den Verwitterungsvorgang dargestellt werden, wie er von JOHNSTON & NOVELLO (1994) veranschaulicht wird.

JOHNSTON & NOVELLO (1994) grenzen die rein bodenmechanisch zu beschreibenden Böden von den veränderlich festen Gesteinen, die „keupermechanisch“ behandelt werden müssen, bei einer Druckfestigkeit von ca. $q_u = 0,5 \text{ MN/m}^2$ voneinander ab. Diese Grenze ist natürlich nicht als genau definierte Scheide zu betrachten, sondern dient in erster Linie einer groben zahlenmäßigen Fixierung des Übergangsbereiches. Der Bereich der Gesteine, die der klassischen Felsmechanik zuzuordnen sind, beginnt nach JOHNSTON & NOVELLO (1994) bei etwa $q_u = 20 \text{ MN/m}^2$. Für die Tragfähigkeit des Untergrundes spielt nach Bild 3.9 also, von der Mitte (Soft rocks) aus nach rechts gehend, zunehmend die Klüftung und Sprödhheit eine Rolle, während nach links wandernd der Einfluss der Zusammendrückbarkeit und der Porenwasserdrücke eine Rolle spielt (JOHNSTON & NOVELLO (1994)).

SMOLTCZYK (1994) geht im weiteren Verlauf seines Aufsatzes noch auf die Vorbelastung der „Keupergesteine“ - im weiter oben genannten Sinne - ein und wertet die weit verbreitete Meinung, am Knick der Druck-Setzungs-Kurve aus einem Oedometerversuch nach TERZAGHI (1923, 1943) die geologische Vorbelastung abschätzen zu können als unbrauchbar, sogar „naiv“. Nach SMOLTCZYK (1994) finden beim Oedometerversuch „zunehmende, zeitlich sich beschleunigende Plastifizierungen“ statt (SMOLTCZYK (1994)), bis die Probe imstande ist, elastisches Potential zu speichern. Für ihn ist nicht die maximale Auflast entscheidend, die im Laufe der Zeit gewirkt hat, sondern das aus den verschiedensten Gründen gespeicherte elastische Potential. SMOLTCZYK (1994) verweist darauf, dass der heutige, in den vorbelasteten Böden vorhandene, Vorspannungszustand aus einer dreidimensionalen Langzeitwirkung entstanden ist, also auch aus horizontalen Verformungen, die im Oedometer bekanntlich null sind. Somit

dürfte der aus diesem Versuch gewonnene OCR-Wert nur wenig praktische Bedeutung haben.

3.2.9.1 Horizontale Vorspannung und K_0 -Wert

In Keupersedimenten des süddeutschen Raumes ist aufgrund der enormen Überlagerungsmassen der Jurazeit und der darauf folgenden ebenso immensen Entlastung durch Erosion und der geringen tektonischen Beanspruchung davon auszugehen, dass Horizontalspannungen im heutigen Baugrund noch in großem Maße erhalten geblieben sind. Für die unverwitterten Keupertonsteine des Stuttgarter Raumes trifft dies zu (vgl. LEMPP (1979)).

Inwieweit die Verwitterung die Böden entspannt, ist quantitativ noch nicht genau erforscht. Dass dennoch die Verwitterung die Böden allmählich entspannt und deren „Erinnerungsvermögen“ („Gedächtnis“) an die einstige Vorbelastung schwächt, wurde weiter vorne in diesem Abschnitt bereits angeschnitten und entsprechende Arbeiten zu dieser Thematik vorgestellt.

Über Feldmessungen der Horizontalspannungen an Keuperböden sind dem Verfasser keine Arbeiten bekannt und über die Gültigkeit und Aussagekraft der im Labor durchgeführten K_0 -Versuche scheiden sich die (Gelehrten-) Geister. So schreibt KAHL (1991) von der „*Erkenntnis von WROTH (1975) ... dass es für direkte Feldmessungen keinen Ersatz gäbe*“. Untersuchungen unter Erdruchdruckbedingungen von ILLNER (1997) und SCHMIDT/ILLNER (1998) mit einem Triaxialversuchsgerät ergaben an den untersuchten Gipskeuper Böden aus Stuttgart K_0 -Werte zwischen $K_0 = 0,41$ und $0,58$. Dies entspricht ungefähr den Erdruchdruckbeiwerten normalkonsolidierter Böden.

Über Felduntersuchungen an Keuperböden zur Bestimmung des Erdruchdruckbeiwertes wurde keine Literatur gefunden.

Dagegen liegen von ebenfalls überkonsolidierten, jedoch nicht diagenetisch verfestigten Sedimenten, Hinweise und Ergebnisse zu Horizontalspannungen im heutigen Baugrund vor.

Zwei solche vorbelasteten Tonböden sind zum einen der „Frankfurter Ton“ und zum anderen der „Londoner Ton“, an denen mehrere Untersuchungen stattgefunden haben. In einem Aufsatz zum Schwerpunktprogramm „Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft berichten FRANKE ET AL. (1985), dass an der Geländeoberfläche des „Londoner Tones“ Erdruchdruckbeiwerte meist in der Größenordnung von $K_0 = 3 - 4$ beobachtet werden. Selbst in einer Tiefe von 20 m betragen sie noch $K_0 = 2,0$ und in 30 m Tiefe immerhin noch ca. $K_0 = 1,5$. An der Geländeoberfläche herrschen also Horizontalspannungszustände, die das 3 bis 4fache der Überlagerungsspannungen ausmachen und die Bodenelemente somit horizontal vorspannen. Bei Untersuchungen von MADER (1989) am Frankfurter Ton wurden K_0 -Werte von ca. $K_0 = 0,8 - 2$ gemessen, die hier in ungefähr 20 m Tiefe bereits zu $K_0 = 1$, also hydrostatischen Druckverhältnissen abnehmen.

Die Differenz der K_0 -Werte der Tone in London und Frankfurt – obwohl eine sehr ähnliche mineralogische Zusammensetzung der Tone bestimmt wurde – rührt nach FRANKE ET AL. (1985) von der unterschiedlichen geologischen Vorbelastung her, die in Frankfurt auf ca. 50 - 200 m und in London auf mindestens 300 m, eher darüber, geschätzt wird.

3.2.9.2 Vergleich und Bewertung der heutigen Baugrundsituation

Der Baugrund in Stuttgart, der größtenteils aus diagenetisch verfestigten Sedimenten der Keuperzeit, wie beispielsweise dem Gipskeuper besteht, gehört in die Gruppe der veränderlich festen Gesteine. Die Keuperschichten sind in hohem Maße überkonsolidiert. Die Sedimente im Nürnberger Raum werden ebenfalls in diese Gruppe eingeordnet. Generell können die Tonsteine wohl als guter Baugrund angesehen werden, bei dem auch relativ hohe Lasten über Flachgründungen abgetragen werden können.

Ihre geotechnischen Eigenschaften sind jedoch stark vom Grad der Verwitterung abhängig und verschlechtern sich, wenigstens hinsichtlich des Verformungsverhaltens, bei fortschreitender Verwitterung. Von einigen Autoren (z. B. SMOLTCZYK (1972), CHANDLER (1969), HENKE (1972)) wird ein Zusammenhang zwischen Verwitterungsgrad - Grad der Auflösung von diagenetischen Verbindungen – und natürlichem Wassergehalt gesehen. Daraus kann abgeleitet werden, dass Böden mit relativ niedrigen Wassergehalten weniger verwittert sind und somit auch weniger zusammendrückbar sind. Die Verformung der Böden wird als elastisch sowie relativ gering angegeben. Außerdem tritt sie sehr schnell ein. Dies erinnert auch an ihre ehemals felsähnliche Struktur.

Die eventuell noch eingepprägten Horizontalspannungen begünstigen den Baugrund vermutlich nicht in dem Maße, wie dies in Frankfurt der Fall ist. Die Energie ist eher in der diagenetischen Verfestigung der Tonaggregate gespeichert und ist somit nicht als „freie“ Horizontalspannung im Halbraum vorhanden. Über Horizontalspannungsmessungen in-situ ist dem Verfasser keine Arbeit bekannt. Der Einfluss der Diagenese auf die Horizontalspannung (K_0 -Wert) ist in Bild 3.8 dargestellt und zeigt verminderte Horizontalspannungen im Vergleich zu nicht verfestigten Sedimenten.

Der Baugrund in Frankfurt, der aus diagenetisch nicht verfestigten Sedimenten des Tertiärs, dem Frankfurter Ton besteht, wird international häufig als „stiff fissured clay“ bezeichnet. Der Ton ist auch überkonsolidiert wie die verfestigten Sedimente der Keuperzeit– aber in weitaus geringerem Maße. Da der Frankfurter Ton aber nicht diagenetisch verfestigt ist, ist auch nicht der Verwitterungsgrad die bestimmende Größe, hinsichtlich der geotechnischen Eigenschaften. In Frankfurt wird hauptsächlich die Konsistenz der Tonböden eine entscheidende Rolle spielen. Bei Untersuchungen am Frankfurter Ton ist aber auch ein schnelleres Abklingen der Setzungen beobachtet worden, als dies nach der Konsolidationstheorie berechnet würde.

Profitieren kann der Frankfurter Baugrund vermutlich von der mancherorts vorhandenen großen horizontalen Vorspannung, die ein Vielfaches der vertikalen

Auflastspannung betragen kann (vgl. MADER (1989)). Diese Horizontalspannung bewirkt eine erhöhte Steifigkeit des Untergrundes (vgl. Vorspannung aus erhöhtem Seitendruck im Standardtriaxialversuch). Hieraus kann eine kleinere Verformbarkeit als dies bei normalkonsolidierten Böden der Fall ist abgeleitet werden.

3.2.10 Abschließende Bewertung von Abschnitt 3.2

Von verwitterten Keuperböden liegen derzeit keine Erkenntnisse über Horizontalspannungen und über Erdruchdruckbeiwerte (K_0 -Werte) über 0,6 vor. Nach Meinung des Verfassers ist in den verwitterten Keuperböden in Nürnberg und Stuttgart auch nicht mit Horizontalspannungen und mit K_0 -Werten über 0,6 zu rechnen (vgl. WEIßMANTEL (1994), SMOLTCZYK (1994), ILLNER (1997) und SCHMIDT/ILLNER (1998)). Wie beschrieben, ist anzunehmen, dass die Energie der hohen Vorbelastungen durch die diagenetische Verfestigung im unverwitterten Keupertonstein gespeichert wurde. Hier ist sie auch noch in Form von Horizontalspannungen wirksam (vgl. LEMPP (1979)). Durch die Verwitterung haben sich die Böden voraussichtlich wieder entspannt, so dass die Vorbelastung „nur“ noch in Form einer höheren Dichte des Bodens und nicht mehr als Horizontalspannungen wirksam ist. Damit handelt es sich beim verwitterten Nürnberger und Stuttgarter Keuper durch aus noch um stark überkonsolidierte Böden mit zum größten Teil sehr hohen Festigkeiten (vgl. WEIßMANTEL (1994), SMOLTCZYK (1994), ILLNER (1997), SCHMIDT/ILLNER (1998), WICHTER (1980) und HORNIG (1999, 2002)). Was jedoch den Erdruchdruckbeiwert betrifft verhält er sich wie ein normalkonsolidierter Boden.

Die Erkenntnisse über im Feld vorhandene Horizontalspannungen und über K_0 -Werte über 1,0 bei den vorbelasteten Böden aus Frankfurt und London können, nach der Auffassung des Autors nicht auf die verwitterten Keuperböden übertragen werden.

Aus diesen Gründen wird im Folgenden nicht weiter auf Horizontalspannungen und in diesem Zusammenhang auf den Erdruchdruckbeiwert eingegangen.

4 STAND DER FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG

4.1 Grundlagen der eindimensionalen Kompression

4.1.1 Spannungen

Wird ein Bodenelement einem äußeren Spannungszustand unterworfen, so entstehen im Innern des Bodens Spannungen, die sich auf das Korngerüst und die mit Wasser gefüllten Poren verteilen. Bezeichnet man die Spannung mit σ und von den im Boden auftretenden Reaktionsspannungen den auf das Korngerüst entfallenden Anteil mit σ' und den auf das Porenwasser entfallenden Anteil u , so gilt:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Die äußeren und inneren Spannungen stehen zu jeder Zeit im Gleichgewicht. Gleichung 4.1 heißt auch das Gesetz der wirksamen Spannungen. Die auf das Korngerüst wirkenden Spannungen werden mit effektiven, die auf das Porenwasser wirkenden Spannungen mit neutralen Spannungen (Porenwasserdruck) bezeichnet. Die Anwendung auf den Fall der einaxialen Verformung in den oben beschriebenen Versuchsaapparaten führt zu dem im Bild 4.1 dargestellten Spannungszustand.

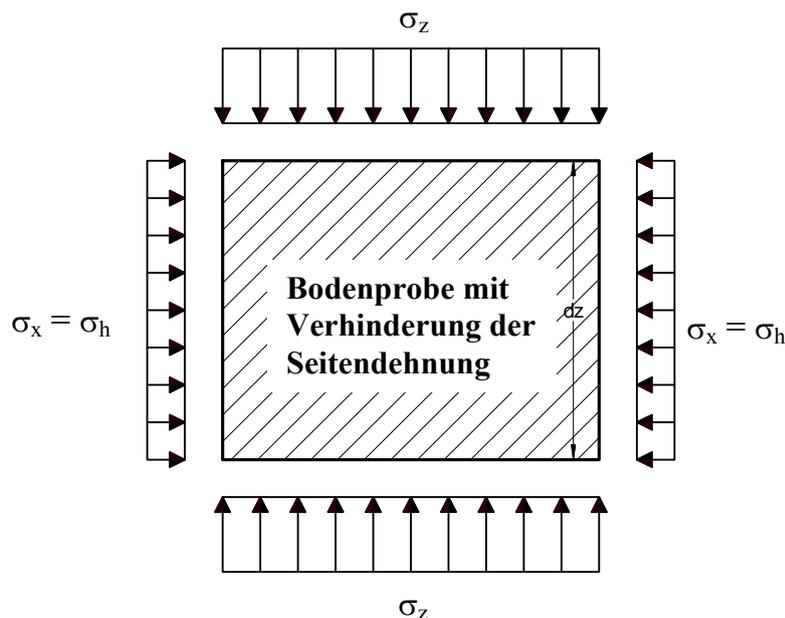


Bild 4.1: Spannungszustand im eindimensionalen Kompressionsversuch

Anmerkung: Nachfolgend wird auf den Beistrich bei der Bezeichnung von effektiven Spannungen verzichtet. D. h. bei den im Folgenden angegebenen Spannungen handelt es sich immer um effektive Spannungen. Wenn nicht, dann wird ausdrücklich darauf hingewiesen.

Die vertikalen und horizontalen Spannungen bilden bei Vernachlässigung der durch die Seitenreibung am Oedometerring eingetragenen Schubspannungen Hauptnormalspannungen. Beim Kompressionsversuch im Triaxialversuch unter K_0 -Bedingungen gibt es keine Seitenreibung und damit auch keine Schubspannungen.

Die Hauptnormalspannungen sind über den Ruhedruckbeiwert K_0

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

miteinander verknüpft. Für den Fall, dass die Seitenreibung beim Oedometerversuch zwischen Zylinderwand und Bodenprobe zu Null gesetzt wird, bzw. beim Triaxialversuch unter K_0 -Bedingungen gar nicht vorhanden ist, unterscheidet sich die Spannung am unteren Probenende nur durch den Anteil $d\sigma_z$ infolge Eigengewicht von der Spannung am oberen Probenende. Das Eigengewicht kann sowohl beim Oedometerversuch als auch beim Triaxialversuch vernachlässigt werden.

Über eventuelle Einflüsse der Reibungskräfte zwischen Probenring und Bodenprobe bei Oedometerversuchen wird in Abschnitt 7.2 „Einflüsse bei Kompressionsversuchen“ berichtet.

4.1.2 Verformungen

Ein äußerer Spannungszustand auf eine Bodenprobe bewirkt eine Verformung. Größe, Art und Ablauf der Verformung hängen ab von Bodeneigenschaften, Spannungszustand, Zeit und äußeren vorgegebenen Randbedingungen.

Um Verformungen von Böden berechenbar zu machen, werden allgemein idealisierend die Ansätze der Elastizitätstheorie zugrunde gelegt, die von einem linearen Zusammenhang zwischen Spannungen und Verformung ausgehen. Die elastischen Grundgleichungen für den allgemeinen räumlichen Spannungszustand ergeben die Verformungsgleichungen für die drei Richtungen x , y , z . Sie lauten:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Die Gleichungen 4.3 werden häufig als Erweiterung des Hookeschen Gesetzes bezeichnet. Mit μ wird die Querkontraktionszahl bezeichnet, die sich bei einer Belastung in z -Richtung für ein isotropes Material zu

$$\nu = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (\text{Gl. 4.4})$$

ergibt. Für den Sonderfall der einaxialen Verformung, bei der nur eine Belastung und Zusammendrückung in z-Richtung auftritt und eine Verformung in x-Richtung und y-Richtung verhindert ist, gelten die in Bild 4.2 dargestellten Bedingungen des Kompressionsversuchs mit verhinderter Seitendehnung. Die Verformungsgleichung lautet hierfür:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_z}{E_s} \quad (\text{Gl. 4.5})$$

Die Größe E_s ist der Kennwert der Zusammendrückung mit verhinderter Seitendehnung und wird als Steifemodul E_s bezeichnet. Mit dem Elastizitätsmodul aus Gleichung 4.3 ist er wie folgt verbunden:

$$E_s = \frac{1-\nu}{1-\nu-2\nu^2} \cdot E \quad (\text{Gl. 4.6})$$

Bei der Versuchsdurchführung im K_0 -Triaxialversuch und im Oedometer mit schwebendem Ring ergeben sich am oberen und unteren Probenrand als Verformung angenähert $\Delta h/2$, wenn eine Gesamtverformung von Δh eintritt. Beim Oedometerversuch mit festem Ring stellen sich am oberen Probenrand die gesamten Verformungen von Δh ein. Die vertikale Zusammendrückung wird als Setzung s oder oft als spezifische, auf die Ausgangshöhe h_0 bezogene Setzung $s' (= \varepsilon)$ angegeben.

$$s' = \varepsilon = \frac{s}{h_0} \quad (\text{Gl. 4.7})$$

Es bedeuten s den absoluten Setzungswert in der Dimension einer Länge und ε die spezifische Setzung in dimensionsloser Form.

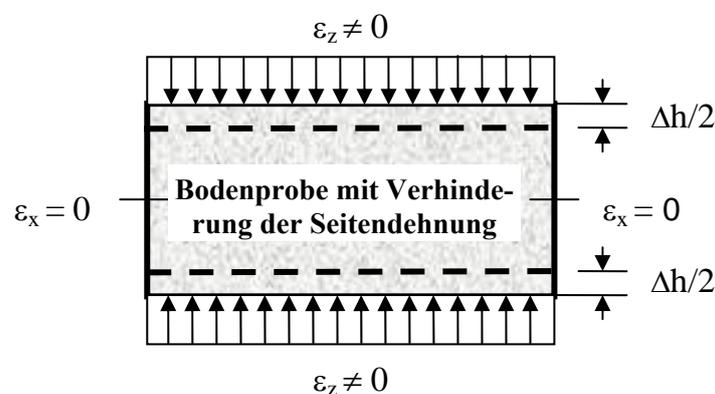


Bild 4.2: Verformungen im Kompressionsversuch

Der Verformungsmodul E_v aus dem Plattendruckversuch ist mit E_s wie folgt verbunden:

$$E_v = \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{(1 - \nu) \cdot (1 - \nu^2)} \cdot E_s \quad (\text{Gl 4.8})$$

4.2 Spannungs-Verformungsbeziehungen der eindimensionalen Kompression

4.2.1 Allgemeines

Das Verformungsverhalten von Böden zur Beschreibung der eindimensionalen Zusammendrückung wird in Kompressionsgeräten mit verhinderter Seitendehnung bestimmt. Infolge der vertikalen Belastung kann sich die Bodenprobe in Versuchsgeräten mit verhinderter Seitendehnung nur in vertikaler Richtung verformen. I. d. R. wird der Oedometerversuch nach TERZAGHI (1923) mit Aufbringung der Belastung in inkrementellen Stufen (IL-Versuch) von durchschnittlich 24 Stunden Dauer verwendet. Um die lange Versuchsdauer der IL-Versuche deutlich zu verringern wurden seit den 1950'er Jahren Oedometerversuche mit kontinuierlicher, monoton zunehmender Beanspruchung (ML-Versuche) entwickelt. Eine Gegenüberstellung der unterschiedlichen Versuchstechnologien findet sich z.B. bei STEINMANN (1985). Eine weitere Versuchstechnik zur Bestimmung der eindimensionalen Zusammendrückung von Böden stellen Triaxialversuche unter K_0 -Bedingungen, d.h. Erdruhedruckbedingungen, dar. Auch hier wird die Last, wie beim ML-Versuch (Oedometer), kontinuierlich, monoton aufgebracht. Der große Vorteil von Triaxialversuchen gegenüber den Oedometerversuchen ist die Möglichkeit eine, um ein vielfaches größere Bodenprobe ohne größere Störungen beim Einbau untersuchen zu können. Eine Zusammenstellung der unterschiedlichen K_0 -Triaxialversuchstechniken liefert z.B. HARTWIG (2000).

Bei den in dieser Arbeit verwendeten Versuchsgeräten mit verhinderter Seitendehnung handelt es sich um den Oedometer mit starrem Ring. Es wurden sowohl IL-Versuche als auch ML-Versuche durchgeführt. Des Weiteren wurde ein voll computergesteuertes Triaxialgerät nach MENZIES (1988) verwendet. In diesem speziellen Triaxialversuchsstand können durch eine entsprechende Regelung und Steuerung während der gesamten vertikalen Belastungsgeschichte K_0 -Bedingungen, d.h. Erdruhedruckbedingungen, eingehalten werden. Bei den hier verwendeten Versuchsgeräten wird also ein Ausweichen der Bodenprobe in horizontaler Richtung verhindert. Man spricht in diesem Fall auch von einem eindimensionalen bzw. einaxialen Verformungszustand.

Dieser im Versuch erzeugte Spannungs- und Verformungszustand gilt in situ angenähert für unendlich ausgedehnte, homogene Bodenschichten und konstanter Auflast. Er wird als charakteristisch für das Setzungsverhalten von Böden unter Halbdruckbedingungen angesehen.

4.2.2 Steifemodul nach DIN 18135 (2000)

Aus Bild 4.3, dem Spannungs-Zusammendrückungsdiagramm kann der Steifemodul E_s als Tangentenmodul

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (\text{Gl. 4.9})$$

oder als Sekantenmodul

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (\text{Gl. 4.10})$$

bestimmt werden.

In der englisch-amerikanischen Fachliteratur ist der Reziprokwert des Steifemoduls (coefficient of volume change) m_v im Gebrauch.

$$m_v = \frac{1}{E_s} \quad (\text{Gl. 4.11})$$

4.2.3 Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI (1923, 1943)

TERZAGHI (1923, 1927) hat aus seinen vielen Versuchen im Oedometer an verschiedenen Bodenarten zur Erfassung der Druck-Porenzahl-Abhängigkeit den Kompressions- C_c und Schwellindex C_s eingeführt. Dabei wird bei höherer Belastung zwischen dem Logarithmus der Konsolidationsspannung und der Porenzahl ein linearer Zusammenhang vorausgesetzt (Bild 4.4).

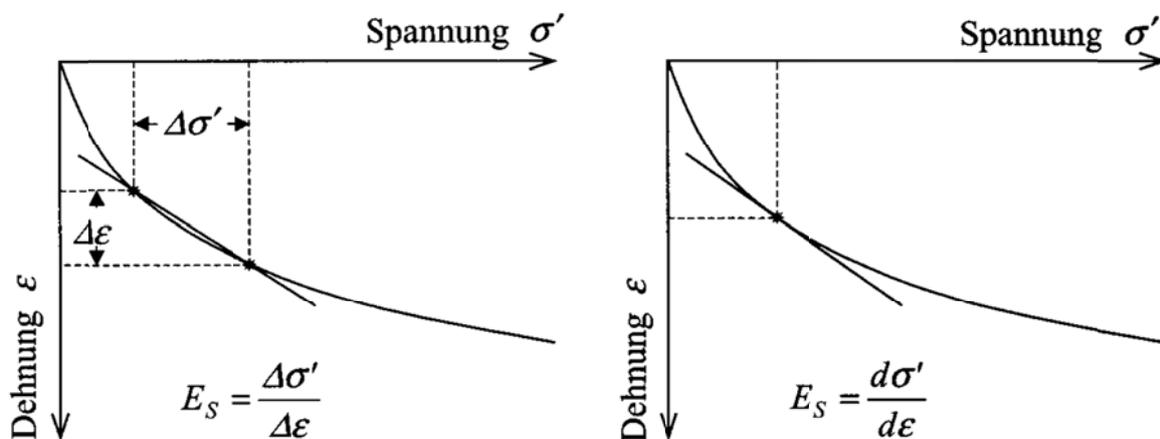


Bild 4.3: Definition des Steifemoduls aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm

Für die Erstverdichtung des Bodens gilt:

$$C_c = \tan \alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma} = \frac{e_2 - e_3}{\lg\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_2}\right)} \quad (\text{Gl. 4.12})$$

Für die Entlastung gilt:

$$C_s = \tan \beta = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma} = \frac{e_4 - e_5}{\lg\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_4}\right)} \quad (\text{Gl. 4.13})$$

Zwischen dem Steifemodul E_s und dem Kompressionsindex C_c gilt die Beziehung:

$$E_s = \ln 10 \cdot \sigma' \cdot \left(\frac{1 + e_0}{C_c} \right) \quad (\text{Gl. 4.14})$$

Häufig in der Literatur und im Cam-Clay Modell wird anstelle des mit dem dekadischen Logarithmus definierten Kompressionsindex C_c der mit dem natürlichen Logarithmus definierten Parameter λ benutzt.

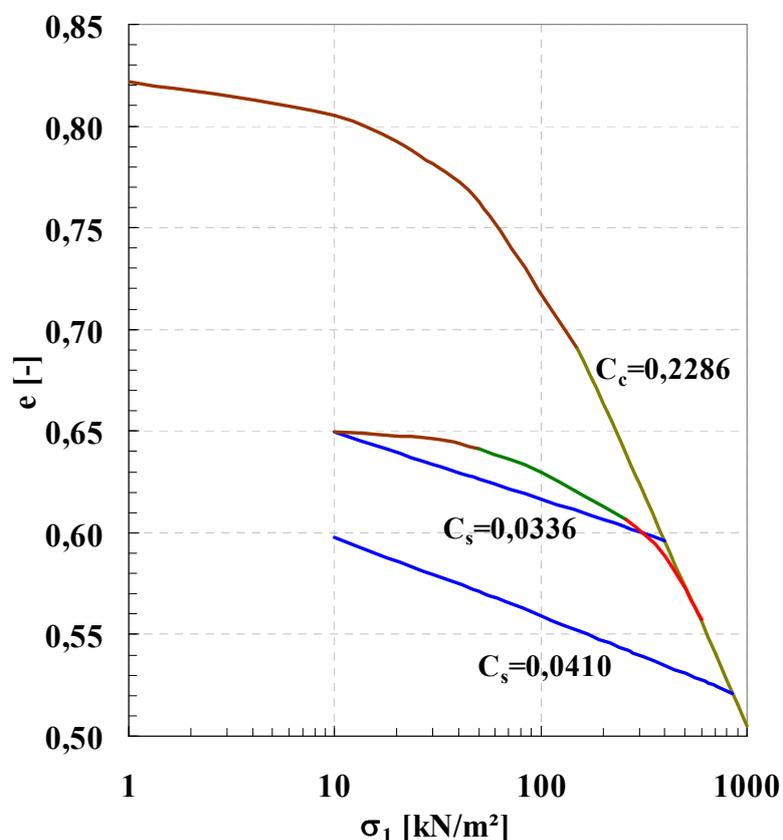


Bild 4.4: Definition von Kompressions- und Schwellindex

Für eine Umrechnung zwischen den Größen λ und C_c gilt:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (\text{Gl. 4.15})$$

Analog gilt für den Schwellindex C_s :

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (\text{Gl. 4.16})$$

4.2.4 Verdichtungszahl nach OHDE (1939, 1950)

OHDE (1939) führt den Begriff der Verdichtungszahl V für die Zusammendrückung mit behinderter Seitendehnung als vergleichbare Größe zur Federungszahl bzw. zum Elastizitätsmodul E für feste Körper bei Längenänderungen mit unbehinderter Seitendehnung ein.

Die Verdichtungszahl V entspricht somit dem Steifemodul E_s aus dem Kompressionsversuch bei verhinderter Seitendehnung.

$$V = -\frac{dp}{ds'} \quad (\text{Gl. 4.17})$$

Als allgemeines Gesetz der Zusammendrückung von Boden bei verhinderter Seitendehnung schlägt OHDE (1939) aus Ergebnissen von zahlreichen Oedometerversuchen an bindigen und nichtbindigen Böden den Potenzansatz

$$V = v \cdot p^w \quad (\text{Gl. 4.18})$$

vor.

V = Verdichtungszahl

v, w = Steifebeiwerte

p = vertikale Belastung im Kompressionsversuch [kN/m²]

Die Gleichung 4.17 wird zur dimensionsreinen Darstellung durch die Einheit der Belastung dividiert, und man erhält die heute geltende Bezeichnungsweise für V mit E_s :

$$E_s = v_s \cdot \sigma_A \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^{w_s} \quad (\text{Gl. 4.19})$$

E_s = Steifemodul [MN/m²]

v_s = Steifebeiwert [-]

σ = Belastungsspannung im Kompressionsversuch [MN/m²]

σ_A = Einheit der Belastung = Atmosphärendruck ($\approx 0,1$ MN/m²)

w_s = Verdichtungsexponent [-]

Die Lösung der Differenzialgleichung Gl. 4.9 bzw. Gl. 4.17 führt bei $w_s \neq 0$ zu der Gleichung der Drucksetzungslinie als Potenzansatz:

$$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C \quad \text{mit:} \quad b = \frac{\sigma_A}{v_s \cdot (1 - w_s)}, \quad a = 1 - w_s \quad (\text{Gl. 4.20})$$

4.2.5 Tangentenmodul nach JANBU (1963)

JANBU (1963) hat zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit von Böden aus der Untersuchung verschiedenartiger Bodenarten vom Fels bis zum Ton den Tangentenmodul M bestimmt, der mit dem Steifemodul E_s identisch ist.

$$M = E_s = \frac{d\sigma'}{ds'} \quad (\text{Gl. 4.21})$$

Für die Abhängigkeit des Tangentenmoduls M von der wirksamen Spannung σ fand JANBU (1963) eine ähnliche Beziehung wie OHDE (1939):

$$M = E_s = m \cdot \sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{(1-a)} \quad \text{mit} \quad m = \frac{1}{b \cdot a} \quad (\text{Gl. 4.22})$$

- M = Tangentenmodul = Steifemodul E_s
- m = Moduluszahl
- σ_a = Einheit der Belastung = Atmosphärendruck ($\approx 0,1 \text{ MN/m}^2$)
- a = Exponent [-] zwischen 0 und 1

Der Steifebeiwert v_s entspricht der Moduluszahl m und der Exponent w_s dem Ausdrück $1 - a$.

4.2.6 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT & FRITSCH (1987)

Da der Verformungswiderstand von Böden von der Belastungsgeschichte abhängt, ist eine entsprechende Unterscheidung und Aufteilung in die Bereiche Widerbelastung, Übergangsbereich und Erstbelastung erforderlich. In Bild 4.5 sind diese Zusammenhänge nach einem Vorschlag von RUDERT & FRITSCH (1987) dargestellt. JANBU beschreibt in (1963, 1981) (siehe Abschnitt 4.3.4) den Verlauf des Tangentenmoduls in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte aus Ergebnissen zahlreicher Oedometerversuche an verschiedenen Böden und Fels. Die Ergebnisse stützen das Modell von RUDERT & FRITSCH (1987)

Die Gleichung 4.18 wird für die drei Bereiche Widerbelastung, Übergangsbereich und Erstbelastung separat angegeben:

Vor, bzw. Wiederbelastung:

$$E_{s,oc} = v_{s,oc} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^{w_{s,oc}} \quad (\text{Gl. 4.23})$$

Übergangsbereich:

$$E_{s,tc} = v_{s,tc} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^{w_{s,tc}} \quad (\text{Gl. 4.24})$$

Erstbelastung:

$$E_{s,nc} = v_{s,nc} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^{w_{s,nc}} \quad (\text{Gl. 4.25})$$

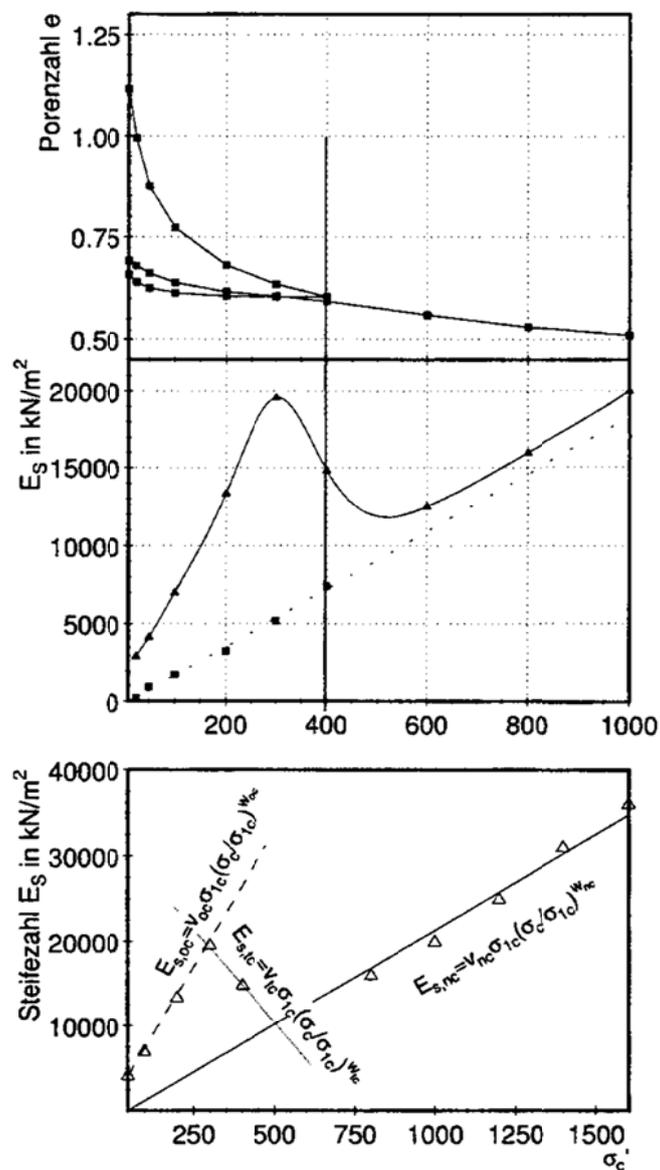


Bild 4.5: Definition der Steifzahl in Abhängigkeit der Vorbelastung nach RUDERT & FRITSCH (1981) aus ENGEL (2002)

- $E_{s,oc}$ = Steifemodul für vorbelastete Böden [MN/m²]
- $\nu_{s,oc}$ = Steifebeiwert bei Widerbelastung [MN/m²]
- $w_{s,oc}$ = Verdichtungsexponent bei Widerbelastung [-]
- $E_{s,tc}$ = Steifemodul für den Übergangsbereich [MN/m²]
- $\nu_{s,tc}$ = Steifebeiwert im Übergangsbereich [MN/m²]
- $w_{s,tc}$ = Verdichtungsexponent im Übergangsbereich [-]
- $E_{s,nc}$ = Steifemodul für erstbelastete Böden [MN/m²]
- $\nu_{s,nc}$ = Steifebeiwert bei Erstbelastung [MN/m²]
- $w_{s,nc}$ = Verdichtungsexponent bei Erstbelastung [-]
- σ = Belastungsspannung im Kompressionsversuch
- σ_A = Einheit der Belastung = Atmosphärendruck (0,1 MN/m²)

4.2.7 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach BIAREZ & HICHER (1994)

Für stark vorbelastete (überkonsolidierte) Böden mit einem Überverdichtungsverhältnis $OCR > 10$, wächst der Steifemodul mit der Spannung σ gemäß Gleichung 4.19. Wenn der OCR entlang des Konsolidationspfades fällt, steigt der Steifemodul bis zu $OCR = 2$, danach fällt er zwischen $OCR = 2$ bis 1, um danach wieder zu steigen (siehe Bild 4.6).

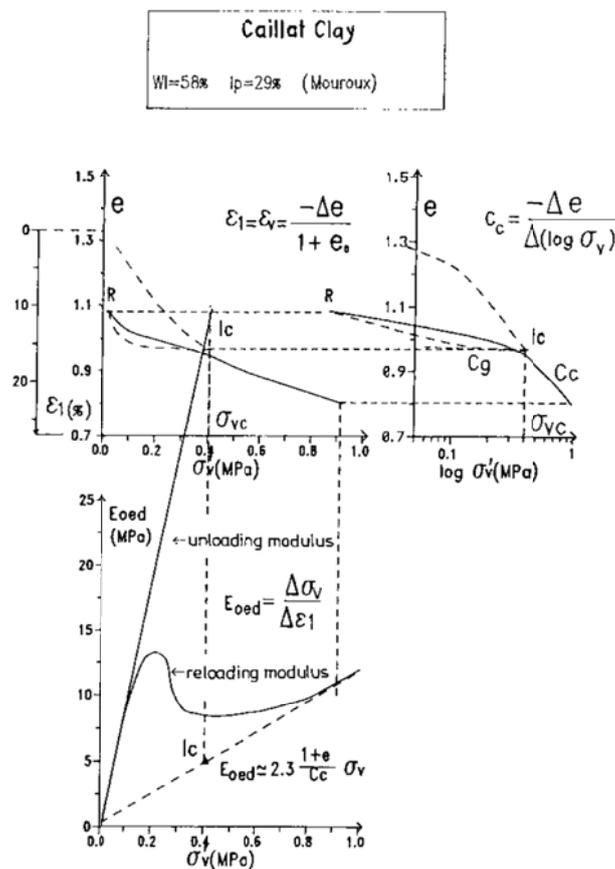


Bild 4.6: Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte / BIAREZ & HICHER (1994)

4.3 Literaturübersicht zur eindimensionalen Kompression verschiedener Böden

4.3.1 Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135 für Keuperböden

Im Folgenden werden an drei ausgewählten Beispielen vergleichende Untersuchungen zur Bestimmung des Sekantenmoduls an Keuperböden vorgestellt.

Am **Magdeburger Mergel** wurden von JUNG (1996) vergleichbare Laborversuche, wie in dieser Arbeit, durchgeführt. Der Magdeburger Mergel ist in vieler Hinsicht sehr ähnlich mit dem in dieser Arbeit untersuchten ausgelaugten Gipskeuper. Er gehört auch zur Formation des Keupers und ist wie der ausgelaugte Gipskeuper ein teilweise entfestigter Tonstein. Man kann ihn ebenfalls als harten Boden oder weichen Fels bezeichnen.

WEIBMANTEL (1994) hat am **Nürnberger Keuper** Laborversuche, Feldversuche und Setzungsmessungen sowie Berechnungen durchgeführt. Der Nürnberger Keuper ist dem Stuttgarter Gipskeuper sehr ähnlich.

Am **Stuttgarter Gipskeuper** wurden die ersten Vergleichsversuche im Standardoedometer und im K_0 -Triaxialgerät von ILLNER (1997) durchgeführt, sie stellen eine Vorstufe zu der vorliegenden Arbeit dar.

MAGDEBURGER MERGEL

Im Zuge des Neubaus einer Kanalbrücke über die Elbe bei Magdeburg wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Grundsatzuntersuchungen zum Spannungs-Verformungsverhalten des dort anstehenden Mergels durchgeführt. Die folgenden Daten und Erkenntnisse sind aus einem nicht veröffentlichten Gutachten der BAW (JUNG (1996)) entnommen.

Der in diesem Bericht dargestellte Magdeburger Mergel besitzt einen natürlichen Wassergehalt w zwischen 7,7 und 11,8 %. Die Trockendichten ρ_d der im Triaxialgerät untersuchten Proben schwanken zwischen 1,93 und 2,07 g/cm³. Bei diesem Boden handelt es sich um einen mittelplastischen Ton mit durchweg fester Konsistenz.

Die sehr niedrigen Wassergehalte, die relativ hohen Trockendichten und die feste Konsistenz lassen auf dieselben Schwierigkeiten des Bodens wie bei dem in dieser Arbeit untersuchten Gipskeuper bei der Bestimmung des Steifemoduls im Oedometer schließen. Beim Magdeburger Mergel handelt es sich auch um einen teilweise entfestigten Tonstein. Aus diesem Grund wurden, um realistischere Steifemoduln für Setzungsberechnungen zu erhalten, Triaxialversuche unter K_0 -Bedingungen durchgeführt. Die aus den K_0 -Triaxialversuchen bestimmten Steifemoduln sind mit Moduln aus Oedometerversuchen verglichen worden. Es wurden insgesamt 8 Oedometerversuche und 7 K_0 -Triaxialversuche durchgeführt.

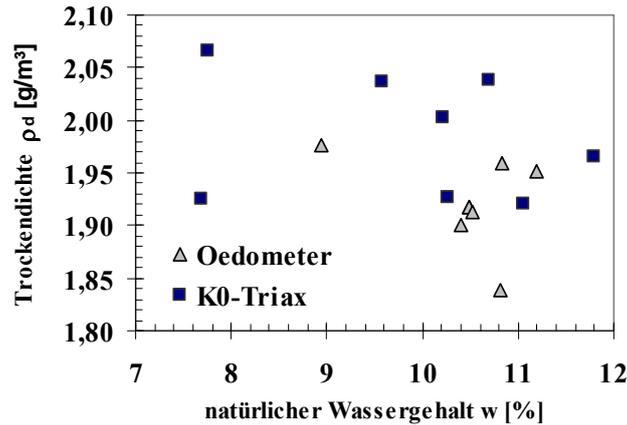


Bild 4.7: Vergleich der Einbaukennwerte

Im Allgemeinen schwanken die Wassergehalte und die Dichten der Proben für die einzelnen Versuchsarten kaum. Der Boden kann deshalb im erkundeten Bereich als relativ homogen angesehen werden.

Vergleicht man die Trockendichten bei den Oedometerversuchen mit denen der K₀-Triaxialversuche, so zeigen sich beim Oedometer überwiegend niedrigere Werte als beim K₀-Triax. Dies kann man mit den unvermeidlichen Einbaustörungen, Auflockerungen und dem Entstehen eines Ringspaltes beim Einbau der Probe in den Oedometerring erklären.

Es ergibt sich im Durchschnitt ein Verhältnisfaktor $F_{K_0/SO}$ von 1,7. Das bedeutet, dass die Steifemoduln aus den Oedometerversuchen in der Erstbelastung etwa nur halb so groß sind wie die aus den Triaxialversuchen unter K₀-Bedingungen. Im Bild 4.10 sind die Steifemoduln aus der Erstbelastung im Verhältnis zur Spannung aufgetragen. Exemplarisch sind die Ergebnisse aus 4 Oedometerversuchen vergleichend mit 4 K₀-Triaxialversuchen dargestellt.

Tabelle 4.1: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K₀-Triaxialversuch für die Erstbelastung

($F_{K_0/SO}$ = Verhältnisfaktor Steifemodul aus K₀-Triaxialversuch dividiert durch Steifemodul aus Standard-Oedometer)
Anmerkung: Die Werte in Klammern wurden bei der Mittelwertbildung nicht berücksichtigt

Probe	EB / $\sigma_1 = 100 - 200$ kN/m ²			EB / $\sigma_1 = 200 - 400$ kN/m ²			EB / $\sigma_1 = 400 - 800$ kN/m ²		
	Oedom. E _S (EB) [MN/m ²]	K ₀ -Triax E _S (EB) [MN/m ²]	Faktor F _{K₀/SO} [-]	Oedom. E _S (EB) [MN/m ²]	K ₀ -Triax E _S (EB) [MN/m ²]	Faktor F _{K₀/SO} [-]	Oedom. E _S (EB) [MN/m ²]	K ₀ -Triax E _S (EB) [MN/m ²]	Faktor F _{K₀/SO} [-]
P1/1 // P1/2	11.3	15.7	1.39	15.2	22.9	1.51	23.2	30.0	1.29
P2/1 // P2/2	9.7	33.0	3.40	16.6	33.2	2.00	26.4	45.7	1.73
P3/1 // P3/2	12.2	19.5	1.60	10.2	21.2	2.08	14.6	28.7	1.97
P4/1 // P4/2	16.8	20.5	1.22	17.1	21.2	1.24	22.8	33.2	1.46
P4/1 // P5/2	(16.8)	19.1	1.14	(17.1)	21.4	1.25	(22.8)	31.3	1.37
P6/1 // P6/2	8.1	16.7	2.06	8.8	21.2	2.41	10.3	22.2	2.16
P7/1 // P7/2	9.8	21.1	2.15	10.6	26.5	2.50	16.7	41.7	2.50
P8/1 // P8/2	17.7	27.5	1.55	20.9	34.1	1.63	30.2	51.3	1.70
Mittelwert	12.8	21.6	1.69	14.6	25.2	1.72	20.9	35.5	1.70

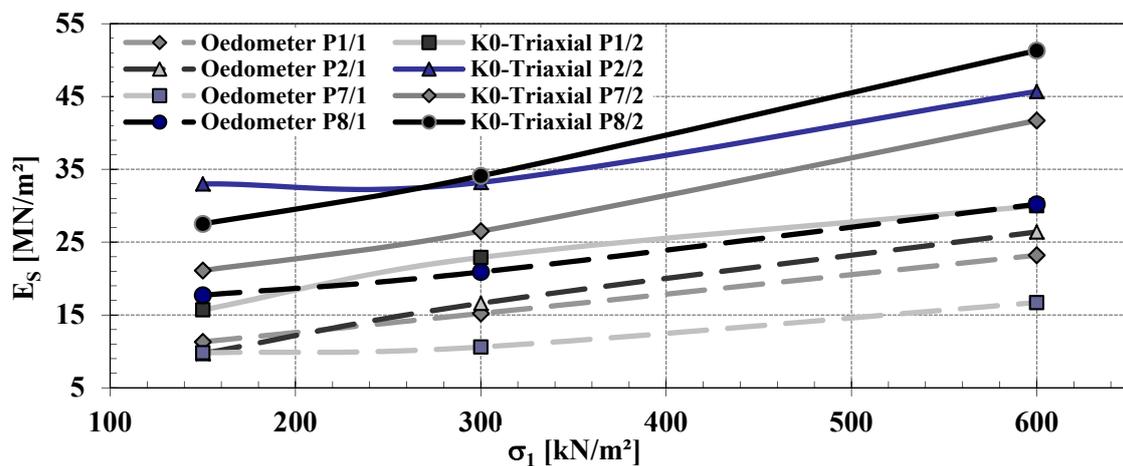


Bild 4.8: Vergleich der Steifemoduln K₀-Triax – Oedometer / Erstbelastung

In Bild 4.8 sind die durchweg größeren Steifemoduln aus den K₀-Triaxialversuchen gegenüber den kleineren Moduln der Oedometerversuche deutlich sichtbar.

Bei der Wiederbelastung zeigt sich im Gegensatz zur Erstbelastung ein anderes Bild. In der Laststufe $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich ein Faktor $F_{K_0/SO}$ von 1,47. Für die Laststufen $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ reduziert sich der Faktor $F_{K_0/SO}$ auf 1. Dadurch kann angenommen werden, dass sich die Einbaustörungen, Auflockerungen und der Ringspalt bei der Wiederbelastung zunehmend kompensiert haben und auf die Versuchsergebnisse der beiden letzten Laststufen keinen Einfluss mehr hatten.

Im Bild 4.9 sind die Steifemoduln aus der Wiederbelastung im Verhältnis zur Spannung aufgetragen. Exemplarisch sind die Ergebnisse aus 4 Oedometerversuchen vergleichend mit 4 K₀-Triaxialversuchen dargestellt.

Im Gegensatz zur Erstbelastung zeigt sich bei der Wiederbelastung, daß die Steifemoduln aus den K₀-Triaxialversuchen nicht durchweg größer sind als die Moduln aus den Oedometerversuchen. Bei zunehmender Spannung nähern sich die Moduln beider Versuchsarten immer mehr an, bzw. die Moduln aus den Oedometerversuchen sind zum Teil größer als aus den K₀-Versuchen.

Tabelle 4.2: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K₀-Triaxialversuch aus der Wiederbelastung

Probe	WB / $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			WB / $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			WB / $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	Oedom. E_s (WB) [MN/m ²]	K ₀ -Triax E_s (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_s (WB) [MN/m ²]	K ₀ -Triax E_s (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_s (WB) [MN/m ²]	K ₀ -Triax E_s (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
P1/1 // P1/2	23.9	45.7	1.91	39.8	52.9	1.33	64.2	39.2	0.61
P2/1 // P2/2	27.6	53.4	1.93	49.3	63.5	1.29	65.5	74.4	1.14
P3/1 // P3/2	23.8	34.7	1.46	46.5	40.6	0.87	54.6	41.2	0.75
P4/1 // P4/2	40.6	(15.6)	-	28.9	23.6	0.82	46.5	44.2	0.95
P4/1 // P5/2	(40.6)	(18.2)	-	(28.9)	25.7	0.89	(46.5)	45.2	0.97
P6/1 // P6/2	19.0	32.2	1.69	43.4	40.7	0.94	48.0	(26.2)	-
P7/1 // P7/2	20.4	24.6	1.21	39.7	35.0	0.88	47.8	64.9	1.36
P8/1 // P8/2	(71.8)	(22.2)	-	56.2	(30.8)	-	(94.0)	62.1	-
Mittelwert	25.9	38.1	1.47	43.4	40.3	0.93	54.4	53.0	0.97

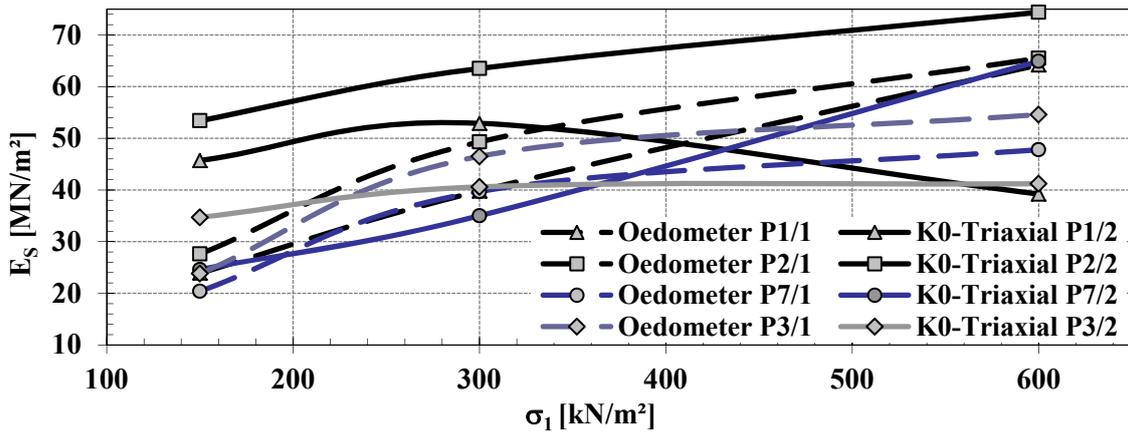


Bild 4.9: Vergleich der Steifemoduln K₀-Triax – Oedometer / Wiederbelastung

NÜRNBERGER KEUPERTON

WEIBMANTEL (1994) beschreibt in seiner Arbeit, dass Verformungsmessungen an Bauwerken, welche im Nürnberger Keuper gegründet sind, stets niedrigere Setzungen ergeben als die mit herkömmlichen Rechenverfahren berechnet wurden. Seine Arbeit liefert einen Beitrag zur besseren Beschreibung des Setzungsverhaltens des Keupertons.

Zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens des Bodens wurden Laborversuche, Feldversuche, Messungen am Bauwerk und Berechnungen durchgeführt. Im Folgenden werden die wichtigsten Untersuchungsergebnisse zusammenfassend wiedergegeben:

Zustandsbeschreibung des Bodens:

Zwischen den Grenzen von 2,660 t/m³ und 2,786 t/m³ wurde eine mittlere Korndichte von $\rho_s = 2,723$ t/m³ ermittelt. Insgesamt wurde an 18 Proben eine Körnungslinie bestimmt. Der durch Sedimentation gemessene Tonanteil lag zwischen 14 % und 28 % der Gesamtmasse der Körner. Der Schlämmkornanteil war bei 13 der 18 Proben größer als 76 %. Diese Proben wurden nach der Kornverteilung als tonige Schluffe angesprochen, die teilweise aber auch schwach sandige (4 Proben) bzw. sandige (6 Proben) Anteile aufwiesen.

Von den verbleibenden 5 Proben, deren Schlämmkornanteil zwischen 52 % und 66 % beträgt, sind gemäß Körnungslinie zwei Proben als stark schluffige Sande und drei Proben als stark sandige Schluffe anzusprechen. Diese Proben sind damit bereits dem Übergang zum mürben Sandstein zuzuordnen, obwohl auch bei ihnen schwach tonige (2 Proben) und tonige (3 Proben) Anteile festgestellt wurden.

Der Mittelwert für die Feuchtdichte mit $\rho = 2,26$ g/cm³ (zwischen 2,18 und 2,34 g/cm³) und Trockendichte $\rho_d = 2,14$ g/cm³ (zwischen 1,99 und 2,24 g/cm³) sind für normalkonsolidierte Böden als relativ hoch anzusehen, für überkonsolidierte Böden jedoch typisch.

Die relativ niedrigen natürlichen Wassergehalte schwanken zwischen 6,3 und 13,4 % (i. M. 9,3 %) und sind für diese Art von Böden typisch.

Alle untersuchten Proben liegen, bei Plastizitätszahlen zwischen 15,1 und 22,2 % (i. M. 19,2 %), oberhalb der sog. A-Linie des Plastizitätsdiagrammes. Sie entsprechen in ihrem bodenmechanischen Verhalten daher vorwiegend einem Tonboden. Die Fließgrenzen wurden zwischen 32,0 und 41,2 % (i. M. 36,3 %) bestimmt und liegen damit sehr dicht an dem Wert von 35 %, der als Grenze zwischen niedriger und mittlerer Plastizität angesehen wird. Damit handelt es sich bei dem untersuchten Boden um leicht- bis mittelplastische Tone, wobei vier Proben mit dem Symbol TL und 14 Proben mit TM versehen wurden.

Die errechneten Konsistenzzahlen zwischen 1,15 und 1,77 (i. M. 1,38) lagen alle oberhalb des Wertes bei der Ausrollgrenze und somit im halbfesten und festen Konsistenzbereich.

Scherparameter:

An Proben des Nürnberger Keupertons wurden insgesamt 15 dreiaxiale Scherversuche (D-Versuche) durchgeführt. Der mittlere Reibungswinkel $\varphi' = 30^\circ$ ergibt sich hier aus Werten zwischen $20,3^\circ$ und $47,7^\circ$. Bei Extremwerten von 0 und 260 kN/m^2 wurde eine mittlere Kohäsion von 65 kN/m^2 errechnet.

Kompressionsversuche:

Insgesamt wurden 16 Oedometerversuche mit stufenweise aufgebracht Belastung durchgeführt.

Tabelle 4.3: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / Erst- u. Wiederbelastung

Versuch	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	Verhältnis $E_{S(WB)} / E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	Verhältnis $E_{S(WB)} / E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	Verhältnis $E_{S(WB)} / E_{S(EB)}$ [-]
1	15.6	52.6	3.37	18.3	55.6	3.04	-	-	-
2	14.3	28.6	2.00	15.2	40.0	2.63	-	-	-
3	16.4	33.3	2.03	26.3	38.5	1.46	-	-	-
4	19.2	43.5	2.27	23.8	46.5	1.95	-	-	-
5	23.3	50.0	2.15	35.1	66.7	1.90	-	-	-
6	26.3	45.5	1.73	44.4	62.5	1.41	-	-	-
7	28.6	55.6	1.94	55.6	95.2	1.71	71.4	108.1	1.51
8	22.2	111.1	5.00	26.0	76.9	2.96	33.6	75.5	2.25
9	27.8	71.4	2.57	31.7	100.0	3.15	39.6	75.5	1.91
10	25.6	100.0	3.91	32.3	125.0	3.87	42.6	114.3	2.68
11	8.8	35.7	4.06	13.8	37.0	2.68	-	-	-
12	15.9	74.1	4.66	21.1	121.2	5.74	33.1	133.3	4.03
13	20.2	71.4	3.53	29.4	58.8	2.00	40.8	82.5	2.02
14	20.0	71.4	3.57	31.3	81.3	2.60	-	-	-
15	35.7	151.6	4.25	51.3	161.3	3.14	-	-	-
16	40.0	55.6	1.39	54.1	69.0	1.28	-	-	-
Mittelwert	22.5	65.7	2.92	31.9	77.2	2.42	43.5	98.2	2.26

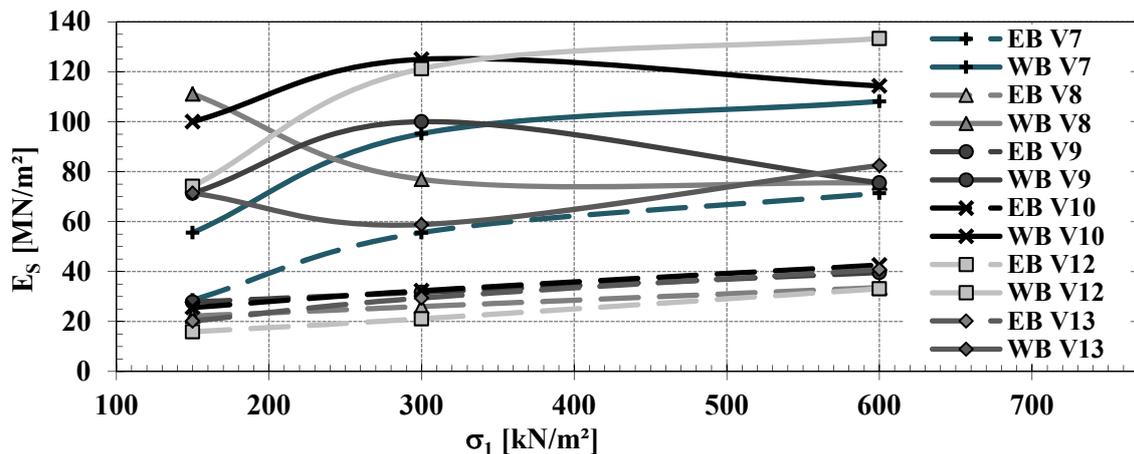


Bild 4.10: Vergleich der Steifemoduln Erst- und Wiederbelastung / Standard-Oedometer

Die Steifemoduln der Erstbelastung für das Spannungsintervall $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ streuen zwischen $E_S = 8,8$ und $40,0 \text{ MN/m}^2$. Im Mittel ergibt sich $E_S = 22,5 \text{ MN/m}^2$. In der Wiederbelastung wurden Moduln zwischen $E_S = 28,6$ und $151,6 \text{ MN/m}^2$ bei einem Mittelwert von $E_S = 65,7 \text{ MN/m}^2$ ermittelt.

Im Spannungsintervall $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$ ergaben sich für die Erstbelastung (EB) Steifemoduln von $E_S = 13,8$ bis $55,6 \text{ MN/m}^2$ und für die Wiederbelastung (WB) Moduln von $E_S = 37,0$ bis $161,3 \text{ MN/m}^2$. Der Mittelwert errechnete sich in der EB mit $E_S = 31,9 \text{ MN/m}^2$ und in der WB mit $E_S = 77,2 \text{ MN/m}^2$.

Zwischen den aufgebrauchten Spannungen $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ wurden in der Erstbelastung Steifemoduln zwischen $E_S = 33,1$ und $71,4 \text{ MN/m}^2$ und in der Wiederbelastung Moduln zwischen $E_S = 75,5$ und $133,3 \text{ MN/m}^2$ bestimmt. Im Mittel ergibt sich $E_S = 43,5 \text{ MN/m}^2$ bei der EB und $E_S = 98,2 \text{ MN/m}^2$ bei der WB.

Die Verhältnisfaktoren ($E_{S(WB)} / E_{S(EB)}$) wurden zwischen 1,28 und 5,74 berechnet. Die Mittelwerte für alle Spannungsintervalle bewegen sich von 2,4 bis 3,03. In Bild 4.10 sind exemplarisch die Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung im Verhältnis zur Spannung aus 6 Oedometerversuchen vergleichend grafisch dargestellt.

Deutlich sichtbar sind die zum Teil sehr großen Unterschiede der Steifemoduln zwischen der Erst- und der Wiederbelastung. Auffallend ist noch, dass die Moduln bei der Wiederbelastung mit zunehmender Spannung teilweise zunächst größer und später kleiner werden, bzw. zum Teil verkleinern sie sich mit zunehmender Spannung am Anfang um dann größer zu werden. Grund ist hier die Abhängigkeit des Steifemoduls von der Belastungsgeschichte (vgl. Kap. 4.2.6 und 7.4.4)

STUTTGARTER GIPSKEUPEUR

Am Stuttgarter Gipskeuper wurden bisher vor allem von ILLNER (1997) Untersuchungen zum Verformungsverhalten durchgeführt.

ILLNER (1997) untersuchte zwei sehr unterschiedlich verwitterte Gipskeuperböden auf ihr Spannungs-Verformungsverhalten vergleichend im Standardoedometer und im Triaxialgerät unter K_0 -Bedingungen. Kern der Arbeit von Illner ist der Vergleich zwischen den Steifemoduln aus den Oedometerversuchen mit den Moduln aus

den K_0 -Triaxialversuchen. Nachfolgend werden die wichtigsten Daten und Untersuchungsergebnisse dargestellt und beschrieben:

An den zum Teil sehr unterschiedlichen Kenndaten in Tabelle 4.10 sieht man, dass es sich um zwei sehr differierende Gipskeuperböden handelt. Beim Gipskeuper A ist anhand der Daten nicht mehr zu erkennen, dass es sich um einen verwitterten Fels handelt. Man kann diesen Boden anhand der Werte mit einem Löß oder Filderlehm vergleichen (siehe Abschnitt 5.3 und 5.4). Der Gipskeuper B dagegen ist durch seinen niedrigen Wassergehalt, seiner hohen Trockendichte und seine hohe Konsistenzzahl, mit entsprechend fester Konsistenz, deutlich als weicher Fels bzw. harter Boden zu bezeichnen. Er lässt sich auch gut mit den festen Böden, dem Nürnberger Keuper und dem Magdeburger Mergel s. o. und mit den Böden aus Kapitel 6 vergleichen.

Wasseraufnahmevermögen:

Der Boden A hat ein mittleres Wasseraufnahmevermögen von $w_A = 47,9 \%$. Beim Boden B wurde ein w_A von $44,13 \%$ ermittelt. Damit besitzen beide Böden nach DIN 18132 (1995) eine niedrige Wasseraufnahmefähigkeit.

Mineralogie:

Vom Gipskeuper A standen Ergebnisse einer mineralogischen Untersuchung zur Verfügung. Daraus zeigt sich ein wesentlich höherer Tonanteil von $28,3 \%$ als bei der durch Schlämmen und Sieben ermittelten Korngrößenverteilung (Tonanteil $7 - 9 \%$). Die Ursache ist, dass die Tonklümpchen bei der Schlämmanalyse nicht vollständig aufgelöst werden und somit nicht als Tonteilchen in Erscheinung treten (siehe auch Kapitel 6). Vom Gipskeuper B lagen keine mineralogischen Untersuchungsergebnisse vor.

Scherparameter:

Die Scherparameter der Gipskeuperböden wurden mit dem Standard-Triaxialgerät nach DIN 18137, Teil 2 (1990) ermittelt. Um die Böden möglichst in ihrer natürlichen Gefügestruktur zu erhalten, wurde auf eine Sättigung verzichtet. Die Durchführung er-

Tabelle 4.4: Vergleich der Kenndaten zur Klassifizierung und Trockendichten

Versuchsboden			Gipskeuper A	Gipskeuper B
Bodenart nach DIN 4022			U + S, t', g'	S, g, u', t'
Bodengruppe nach DIN 18196			TM	ST
Wassergehalt	w	[%]	19,8	12,9
Fließgrenze	w_L	[%]	35,2	29,4
Ausrollgrenze	w_P	[%]	17,7	19,6
Plastizitätszahl	I_P	[%]	17,5	9,8
Konsistenzzahl	I_C	[-]	0,88	1,69
Konsistenz			steif	fest
Trockendichte	ρ_d	[g/cm³]	1,68	1,92

folgte als D-Versuch (konsolidiert-dränert), wobei eine Konsolidationsspannung entsprechend der Probeentnahmetiefe (Überlagerungsdruck) aufgebracht wurde. Es wurden 6 Ein- und 12 Mehrstufenversuche durchgeführt.

Es ergaben sich im Mittel die folgenden Scherparameter:

Boden A: $\varphi' = 30,6^\circ$ $c' = 34,3 \text{ kN/m}^2$

Boden B: $\varphi' = 31,8^\circ$ $c' = 73,0 \text{ kN/m}^2$

Die vergleichsweise hohe Kohäsion von Boden B ist typisch für diese Art von Böden (vgl. Kapitel 6).

Steifemoduln aus Oedometer- und K_0 -Triaxialversuchen:

Vom Boden A wurden insgesamt 9 und vom Boden B insgesamt 6 Oedometerversuche durchgeführt. Im Triaxialgerät unter K_0 -Bedingungen sind vom Boden A 5 Proben und vom Boden B 4 Proben untersucht worden.

Von den in Bild 4.11 dargestellten Kennwerten schwankt der natürliche Wassergehalt der Proben stark von $w = 14,1$ bis $23,8 \%$ mit einem Gesamtmittelwert von $19,9 \%$. Die Trockendichten ρ_d bewegen sich zwischen $1,61$ und $1,77 \text{ g/cm}^3$ bei einem Gesamtmittelwert von $\rho_d = 1,68 \text{ g/cm}^3$. Bemerkenswert ist noch, dass es bei den Trockendichten zwischen den Oedometerproben und den Proben für die K_0 -Triaxialversuche kaum Unterschiede gibt.

Im Vergleich zum Boden A schwanken die Wassergehalte bei Boden B deutlich weniger zwischen $w = 12,4$ und $15,3 \%$ bei einem Gesamtmittelwert von $w = 13,1 \%$. Bei den Proben für die Oedometerversuche wurden Trockendichten von $\rho_d = 1,67$ bis $1,88 \text{ g/cm}^3$ erreicht. Der Mittelwert errechnet sich hier mit $\rho_d = 1,80 \text{ g/cm}^3$. Die Trockendichten der Proben für die K_0 -Triaxialversuche schwanken viel weniger als die Oedometerproben zwischen $\rho_d = 1,87$ und $1,95 \text{ g/cm}^3$. Bei der Regression (blau) in Bild 4.12 wurden nur die Werte aus dem K_0 -Triaxialversuch berücksichtigt.

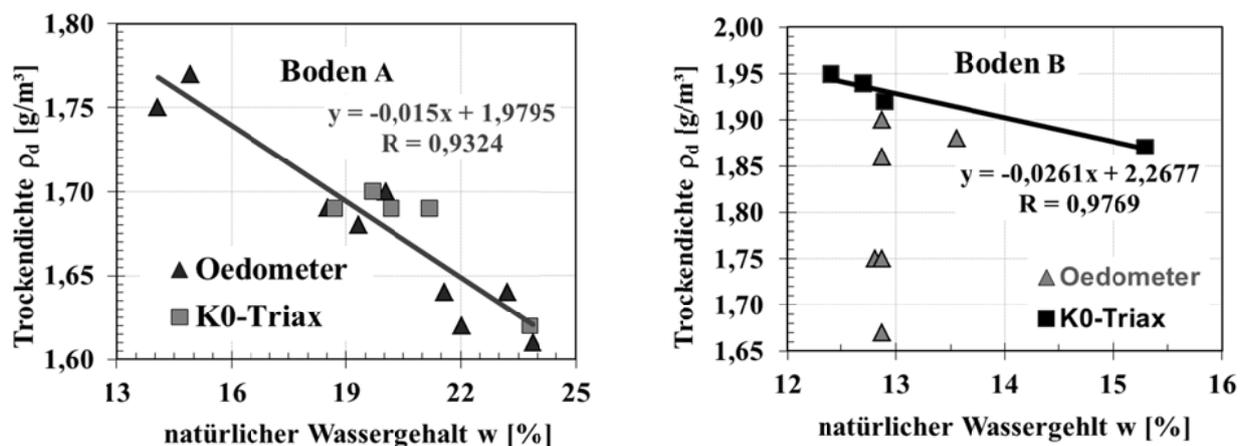


Bild 4.11 und Bild 4.12: Vergleich der Einbaukennwerte für Boden A und Boden B

Deutlich sichtbar sind die größeren Trockendichten bei den Triaxialproben gegenüber den Proben für die Oedometerversuche. Die stark schwankenden und vergleichsweise niedrigen Trockendichten lassen sich durch unterschiedliche Störungen beim Einbau des ungestörten Bodenmaterials in den Oedometerring (unterschiedlich großer Ring-spalt, Auflockerungen, Strukturstörungen, usw.) erklären.

Vergleicht man die Steifemoduln aus den Oedometerversuchen mit den Moduln aus den Triaxialversuchen unter K_0 -Bedingungen, zeigen sich nur geringfügige Unterschiede in beide Richtungen. Was bedeutet, dass teilweise der Modul aus dem Oedometerversuch größer ist und zum Teil der Steifemodul aus dem Triaxialversuch. Eine Ausnahme machen die Moduln im Spannungsbereich $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$, hier sind die Moduln aus den Oedometerversuchen durchweg größer. Dies wird mit den versuchstechnischen Unterschieden der verschiedenen Versuchsarten erklärt. Hierauf wird in Abschnitt 11.1.1 näher eingegangen. Im Gesamten kann gesagt werden, dass beim Boden A die Moduln aus Oedometerversuchen und aus K_0 -Triaxialversuchen gleichwertig sind.

In Bild 4.13 sind exemplarisch die Steifemoduln in Abhängigkeit von der Spannung aus 4 Oedometerversuchen vergleichend mit den Moduln aus 4 K_0 -Triaxialversuchen grafisch dargestellt. Aus Bild 4.13 sieht man, dass die Steifemoduln aus den Oedometerversuchen in den höheren Spannungsbereichen tendenziell größer sind als die Moduln aus den K_0 -Triaxialversuchen.

Tabelle 4.5: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die **Erstbelastung am Boden A**

($F_{K_0/SO}$ = Verhältnisfaktor Steifemodul aus K_0 -Triaxialversuch dividiert durch Steifemodul aus Standard-Oedometer)

Probe	EB / $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			EB / $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			EB / $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	Oedom. E_S (EB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (EB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (EB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (EB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (EB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (EB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
V1/App.1 // A6/P4	9.5	-	-	15.4	21.9	1.42	23.1	21.8	0.94
V1/App.2 // A1/P1	8.7	9.5	1.09	15.4	11.2	0.73	21.1	13.5	0.64
V1/App.3 // -	8.2	-	-	13.4	-	-	23.8	-	-
V2/App.1 // A1/P1	7.9	9.5	1.20	11.2	11.2	1.00	17.4	13.5	0.78
V2/App.2 // A1/P1	13.9	9.5	0.68	14.8	11.2	0.76	19.0	13.5	0.71
V2/App.3 // A2/P2	8.5	7.2	0.85	9.7	9.5	0.98	18.4	12.6	0.68
V3/App.1 // A5/P3	14.1	-	-	14.1	19.1	1.35	24.0	20.8	0.87
V3/App.2 // A1/P1	9.0	9.5	1.06	14.4	11.2	0.78	20.2	13.5	0.67
V3/App.3 // -	9.8	-	-	14.9	-	-	22.5	-	-
Mittelwert	9.96	9.04	0.91	13.70	13.61	0.99	21.06	15.60	0.74

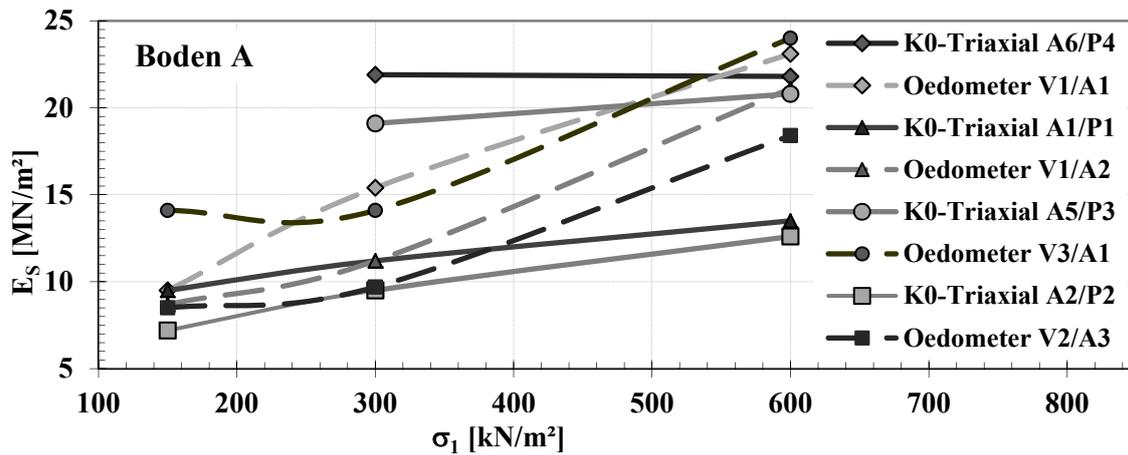


Bild 4.13: Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triax – Oedometer / Erstbelastung / Boden A

Tabelle 4.6: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die **Erstbelastung am Boden B**

($F_{K_0/SO}$ = Verhältnisfaktor Steifemodul aus K_0 -Triaxialversuch dividiert durch Steifemodul aus Standard-Oedometer)

Probe	EB / $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			EB / $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			EB / $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	Oedom. E_S (EB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (EB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (EB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (EB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (EB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (EB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
V4/App.2 // B7/P4	14.1	43.5	3.09	15.3	62.5	4.08	22.0	100.0	4.55
V4/App.3 // B5/P3	13.6	38.5	2.83	14.9	42.5	2.85	23.7	43.5	1.84
V5/App.1 // B4/P2	16.7	35.7	2.14	19.4	29.0	1.49	31.7	40.8	1.29
V5/App.2 // B1/P1	12.8	24.4	1.91	13.1	25.7	1.96	18.0	31.8	1.77
V6/App.2 // B1/P1	14.1	24.4	1.73	16.8	25.7	1.53	26.3	31.8	1.21
V6/App.3 // B1/P1	14.3	24.4	1.71	14.4	25.7	1.78	17.5	31.8	1.82
Mittelwert	14.3	31.8	2.22	15.7	35.2	2.24	23.20	46.62	2.01

Beim Boden B zeigt sich für die Erstbelastung ein völlig anderes Bild als beim Boden A. Die Steifemoduln aus den Triaxialversuchen unter K_0 -Bedingungen sind durchweg größer als die Moduln aus den Oedometerversuchen. Die Verhältnisfaktoren $F_{K_0/SO}$ schwanken über alle Laststufen von 1,21 bis 4,55. Im Mittel sind die Steifemoduln aus den K_0 -Triaxialversuchen etwas mehr als doppelt so groß wie die Moduln aus den Oedometerversuchen.

Im folgenden Bild 4.14 sind die Steifemoduln des Bodens B in Abhängigkeit von der Spannung aufgetragen. Exemplarisch sind die Ergebnisse aus 4 Oedometerversuchen vergleichend mit 3 K_0 -Triaxialversuchen dargestellt.

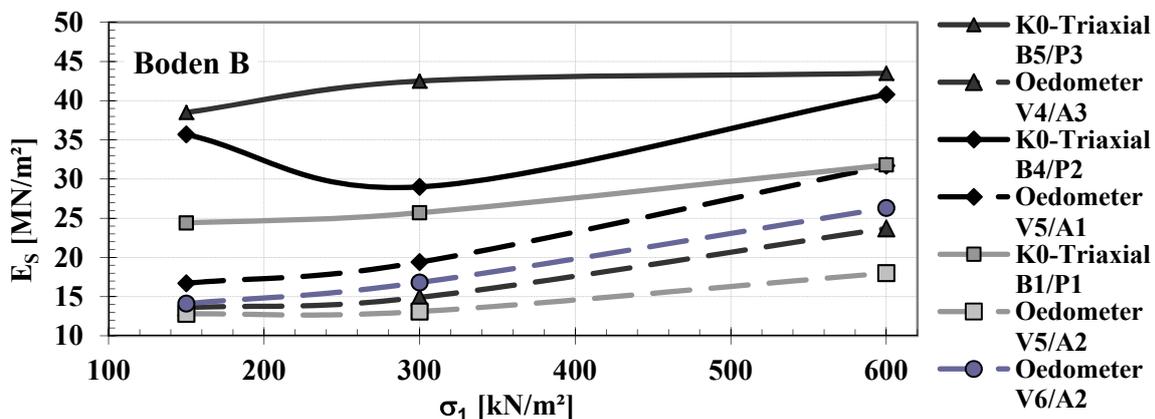


Bild 4.14: Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triax – Oedometer / Erstbelastung / Boden B

Aus Bild 4.14 werden die teilweise um ein vielfaches größeren Steifemoduln aus den Triaxialversuchen deutlich sichtbar. Dies lässt sich durch das Vermeiden von Einbaustörungen und den damit verbundenen höheren Trockendichten beim Einbau ins Triaxialgerät erklären (vgl. Bild 4.12).

Bild 4.15 zeigt exemplarisch die Ergebnisse aus 5 Oedometerversuchen und dem einen K_0 -Triaxialversuch.

Bei den Steifemoduln aus der Wiederbelastung zeigt sich beim Boden A das gleiche Bild wie bei der Erstbelastung. Anzumerken ist jedoch, dass hier nur eine Triaxialprobe für die Vergleiche zur Verfügung stand. Damit sind die Vergleiche zwischen dem einen Steifemodul der Triaxprobe aus dem Spannungsbereich $\sigma_1 = 200-400 \text{ kN/m}^2$ mit den Moduln aus mehreren Odometerversuchen mit unterschiedlichen Proben für sich alleine betrachtet nicht repräsentativ.

Tabelle 4.7: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Wiederbelastung am Boden A

($F_{K_0/SO}$ = Verhältnisfaktor Steifemodul aus K_0 -Triaxialversuch dividiert durch Steifemodul aus Standard-Oedometer)

Probe	WB / $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			WB / $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			WB / $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	Oedom. E_S (WB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (WB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (WB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
V1/App.1 // A4/P2	25.0	-	-	30.0	37.7	1.26	-	62.5	-
V1/App.2 // A4/P2	20.0	-	-	35.7	37.7	1.06	-	62.5	-
V1/App.3 // A4/P2	25.3	-	-	39.1	37.7	0.96	-	62.5	-
V2/App.1 // A4/P2	14.5	-	-	44.7	37.7	0.84	-	62.5	-
V2/App.2 // A4/P2	20.8	-	-	66.7	37.7	0.57	-	62.5	-
V2/App.3 // A4/P2	14.5	-	-	44.7	37.7	0.84	-	62.5	-
V3/App.1 // A4/P2	-	-	-	44.9	37.7	0.84	-	62.5	-
V3/App.2 // A4/P2	-	-	-	34.7	37.7	1.09	-	62.5	-
V3/App.3 // A4/P2	-	-	-	49.6	37.7	0.76	-	62.5	-
<i>Mittelwert</i>	20.02	-	-	43.34	37.7	0.87	-	62.5	-

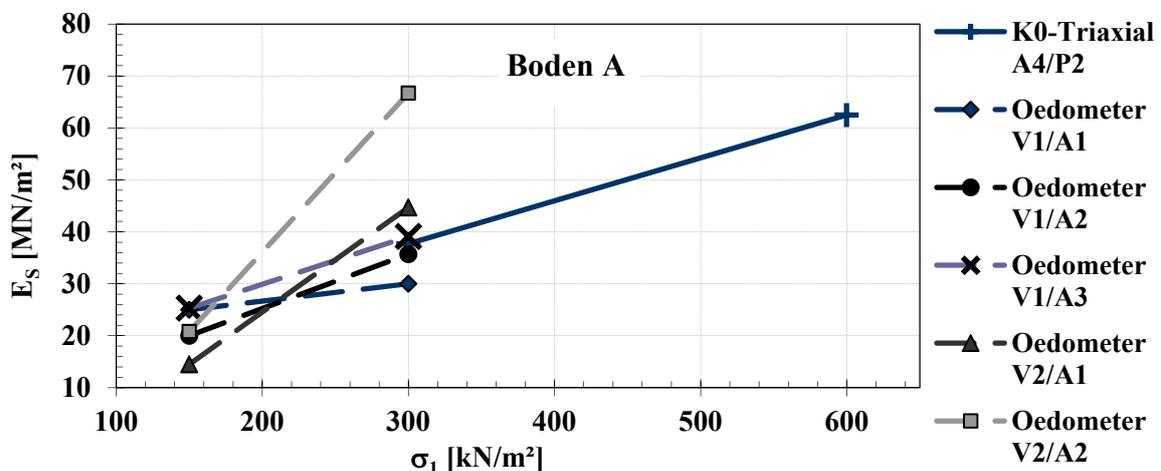


Bild 4.15 Vergleich der Steifemoduln / Wiederbelastung / Boden A

Tabelle 4.8: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometer und K_0 -Triaxialversuch für die Wiederbelastung am Boden B

Probe	WB / $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			WB / $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			WB / $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	Oedom. E_S (WB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (WB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	Oedom. E_S (WB) [MN/m ²]	K_0 -Triax E_S (WB) [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
V4/App.2 // B3/P1	47.6	55.5	1.17	51.3	70.3	1.37	-	173.9	-
V4/App.3 // B3/P1	44.4	55.5	1.25	49.2	70.3	1.43	-	173.9	-
V5/App.1 // B3/P1	32.3	55.5	1.72	36.4	70.3	1.93	-	173.9	-
V5/App.2 // B3/P1	26.3	55.5	2.11	30.8	70.3	2.28	-	173.9	-
V6/App.2 // B3/P1	43.5	55.5	1.28	47.6	70.3	1.48	-	173.9	-
V6/App.3 // B3/P1	58.8	55.5	0.94	58.8	70.3	1.20	-	173.9	-
Mittelwert	42.15	55.5	1.32	45.68	70.3	1.54	-	173.9	-

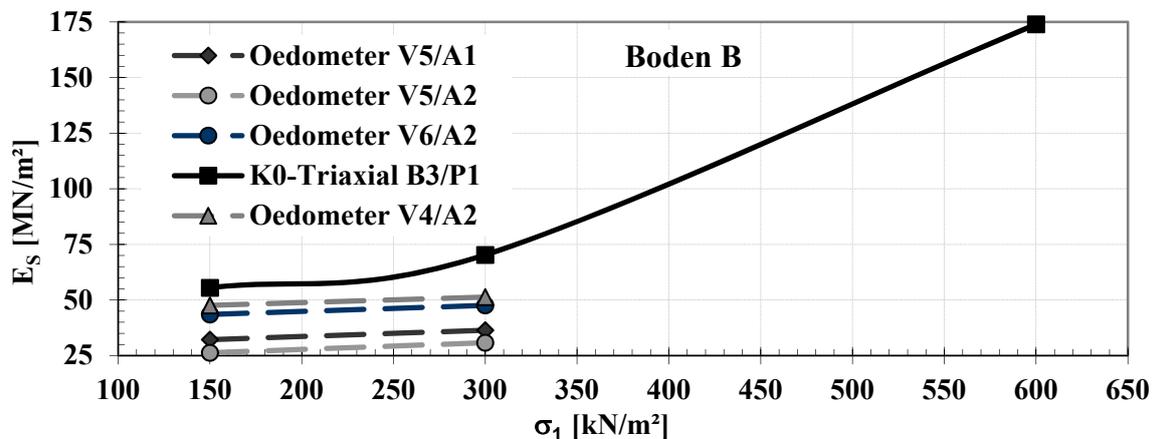


Bild 4.16: Vergleich der Steifemoduln K_0 -Triax - Oedometer / Wiederbelastung Boden B

In Bild 4.16 sind exemplarisch die Steifemoduln im Verhältnis zur Spannung aus 4 Oedometerversuchen vergleichend mit den Moduln aus dem K_0 -Triaxialversuch grafisch dargestellt.

Der Boden B verhält sich in der Wiederbelastung deutlich anders als in der Erstbelastung. Zwar sind die Steifemoduln aus den K_0 -Triaxialversuchen, bis auf eine Ausnahme, ebenfalls durchweg größer als die Moduln aus den Oedometerversuchen, jedoch schwanken die Verhältnisfaktoren nur zwischen $H = 0,94$ und $2,28$. Im Mittel lässt sich ein Faktor H von $1,5$ angeben. Damit nähern sich die Steifemoduln aus den Oedometerversuchen den Moduln aus den Triaxialversuchen an und es scheint als ob sich die Einbaustörungen bei den Oedometerproben in der Wiederbelastung teilweise ausgleichen. Einschränkend ist, wie beim Boden A zu sagen, dass auch hier nur eine Probe für die Triaxialversuche zur Verfügung stand und so die Vergleiche an dieser Stelle nicht sehr aussagekräftig sind.

4.3.2 Kompressions- und Schwellbeiwert nach TERZAGHI (1923, 1943) für alle Böden

Die ersten Ergebnisse aus eindimensionalen Kompressionsversuchen an Ton- und Sandböden im Oedometer wurden von TERZAGHI (1923) in den Jahren 1923 und 1927 veröffentlicht. TERZAGHI (1923) führte die Versuche im selbst entwickelten Oedome-

ter durch, wertete diese mathematisch aus und führte den Kompressions- C_c und den Schwellbeiwert C_s ein. In Tabelle 4.1 sind Werte für den Kompressionsindex aus verschiedenen Untersuchungen von TERZAGHI und anderen Autoren aus SKEMPTON (1944) zusammengefasst.

SKEMPTON (1944) beschreibt das Kompressionsverhalten verschiedener, an der Fließgrenze aufbereiteter, Tonböden im Oedometer. Die Proben hatten eine Höhe von 2 cm. Bei den meisten Tonen war die Setzung der einzelnen Laststufe nach 24 Stunden abgeklungen. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt.

Tabelle 4.9: Auswahl veröffentlichter Versuchsergebnisse aus SKEMPTON (1944)

Beschreibung	w _L [%]	I _P [%]	ρ _s [t/m ³]	Tonanteil [%]	Porenzahl e [-] bei σ = 100 kN/m ²	C _c [-]	Max. Spannung σ [kN/m ²]	Referenz
Boden aus Farina III	24	-	-	-	0,52	0,08	320	K. TERZAGHI (1927)
Ton aus Alington, Va.	32	-	-	-	0,67	0,16	320	K. TERZAGHI (1927)
sandige Delta-Mudde (Ton V), Bosporus	36	18	2,71	13	0,74	0,25	2000	K. TERZAGHI (1923)
Boston blauer Ton, Mass.	39	23	2,78	-	0,80	0,21	800	TAYLOR (1942)
Boden aus Spartenburg, S. Carolina	40	-	-	-	0,79	0,21	320	K. TERZAGHI (1927)
Wiener Tegel, Wien	47	22	2,76	23	0,87	0,30	600	HVORSLEV (1937)
Drewite I, kalkhaltiger Ton, Bahamas	48	40	2,63	10	1,03	0,23	320	R. TERZAGHI (1940)
Drewite II, kalkhaltiger Ton, Bahamas	48	40	2,63	10	1,45	0,35	870	R. TERZAGHI (1940)
Mississippi hochplastischer, zäher Ton	53	-	-	-	0,88	0,34	320	K. TERZAGHI (1927)
Boden aus Colombia	58	-	-	-	1,05	0,37	320	K. TERZAGHI (1927)
Blauer Seeton (Ton IV), Bosporus	58	26	2,85	42	0,97	0,32	1800	K. TERZAGHI (1923)
Mississippi Ton, vom Flussbett	90	-	-	-	1,50	0,64	3,2	K. TERZAGHI (1927)
Yaguajay Ton, Kuba	110	37	-	-	1,81	0,90	310	K. TERZAGHI (1927)
Organischer Schluff, Flushing Meadow, New York	116	51	2,66	-	1,85	0,74	400	FREEMAN (1936)
Kleinbelt Ton, Dänemark, See, Eocene	127	36	2,77	77	2,18	0,91	500	HVORSLEV (1937)

Tabelle 4.10: Versuchsergebnisse aus SKEMPTON (1944)

Beschreibung	w _L [%]	I _P [%]	ρ _s [t/m ³]	Tonanteil [%]	Porenzahl e [-] bei σ = 100 kN/m ²	C _c [-]	Max. Spannung σ [kN/m ²]
Sand aus Bordon, Hants, Seeablagerung, Kreide	-	-	2,72	5	0,67	0,05	330
Geschiebemergel aus Whitehaven	28	14	2,69	29	0,52	0,12	6000
Wealden-Ton aus Warnham, Sussex, Seeton, Kreide	39	19	2,73	28	0,77	0,24	870
R. Severn Alluvium, Gloucester, Flussablagerung, Kreide	46	25	2,59	20	0,80	0,21	880
Kaolin aus Cornwall, verwittert	50	32	2,64	45	1,05	0,23	890
Oxford-Ton, Peterborough, Seeablagerung, Jura	53	27	2,57	36	0,96	0,30	860
Belfast Flußmündungston, Kreide	67	30	2,66	25	1,00	0,32	430
Ganges-Delta-Ton, Kalkutta, Kreide	69	28	2,77	48	1,22	0,42	910
Gosport-Ton, Flussmündung, Kreide	75	29	2,67	43	1,11	0,46	890
Londoner blauer Ton, Seeablagerung, Eozän	77	28	2,71	46	1,28	0,49	7000
Londoner brauner Ton, Seeablagerung (verwittert)	88	32	2,65	62	1,32	0,56	860
Argile plastique, Pariser Becken, Seeablagerung, Eozän	128	31	2,58	79	1,82	0,81	1500

4.3 Literaturübersicht zur eindimensionalen Kompression verschiedener Böden

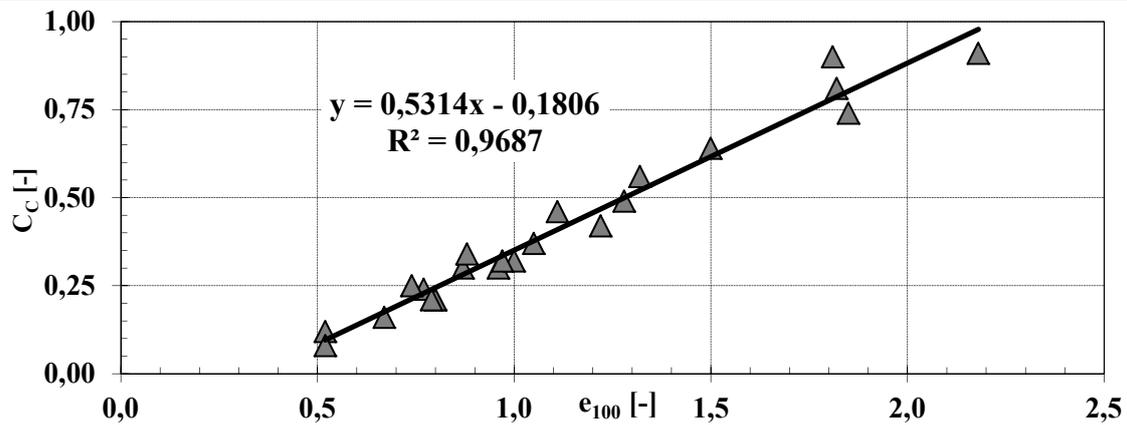


Bild 4.17: Kompressionsbeiwerte für an der Fließgrenze aufbereitete Tonböden / SKEMPTON (1944)

Aus den Tabellen 4.9 und 4.10 wurde von SKEMPTON (1944) der Kompressionsbeiwert C_c in Abhängigkeit von der Porenzahl e bei einer Auflast von 100 kN/m^2 (e_{100}) grafisch aufgetragen und ein linearer Zusammenhang festgestellt. Die Regressionsgleichungen wurden vom Autor ermittelt und in Bild 4.17 ergänzt.

Eine Reihe von Autoren hat in den vergangenen 50 Jahren Abhängigkeiten des Kompressionsbeiwertes C_c und des Schwell-, Rekompansionsbeiwertes $C_{s,r}$ von der Anfangsporenzahl e_0 aus Versuchsdaten im Kompressionsversuch an aufbereiteten und ungestörten Bodenproben ermittelt. Eine Auswahl von Daten aus Versuchen an bindigen und nichtbindigen Böden aus der nationalen und internationalen Literatur ist in der Tabelle 4.3 und in den Bildern im Anhang A.1 Abb. A.1 a) bis c) dargestellt.

In manchen Veröffentlichungen finden sich Regressionsgleichungen für einen linearen Zusammenhang zwischen C_c und e_0 . Teilweise sind die Regressionen aus den angegebenen Einzeldaten vom Autor selbst bestimmt worden.

Da die in der Literatur angegebenen und die selbst bestimmten Regressionsgleichungen für bindige Böden zum Teil stark voneinander abweichen, wurden ähnliche Gleichungen in Bereiche für C_c zusammengefasst (Anhang A.1 Abb. A.1 a) bis c)).

Bei den Schwell- bzw. Rekompansionsbeiwerten $C_{s,r}$ bindiger Böden wurden die verschiedenen Regressionsgleichungen wegen der vergleichsweise geringen Abweichungen in einem Diagramm (Anhang A.2 Abb. A.2 a)) dargestellt.

Die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte unterschiedlicher nichtbindiger Böden lassen sich alle jeweils durch eine Regressionsgleichung darstellen (vgl. Bilder Anhang A.2 Abb. A.2 b) und c)).

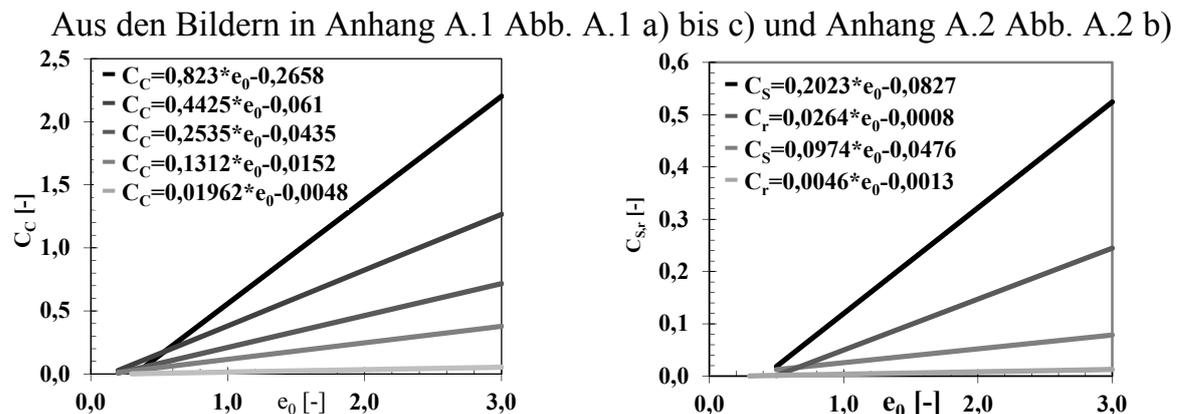


Bild 4.18: Kompressionsbeiwert alle Böden Bild 4.19: Rekompansionsbeiw. alle Böden

wurde für die jeweiligen Bereiche von C_c eine Regressionsgleichung ermittelt. Diese werden vergleichend in Bild 4.18 dargestellt. In Bild 4.19 sind die Regressionen für verschiedenen Bereiche von $C_{s,r}$ für alle Böden aus den Bildern Anhang A.2 Abb. A.2 a) und c) aufgetragen.

Tabelle 4.11: Kompressions- / Schwellbeiwerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl

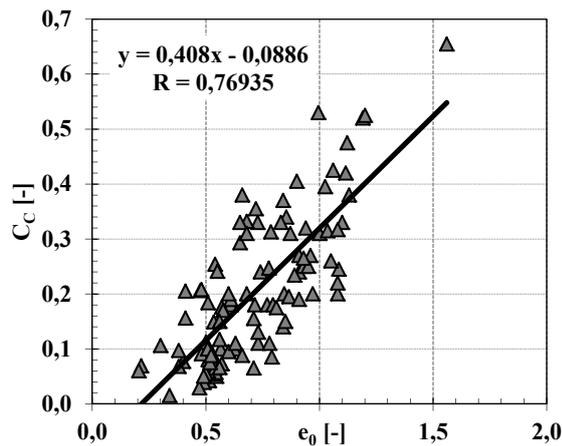
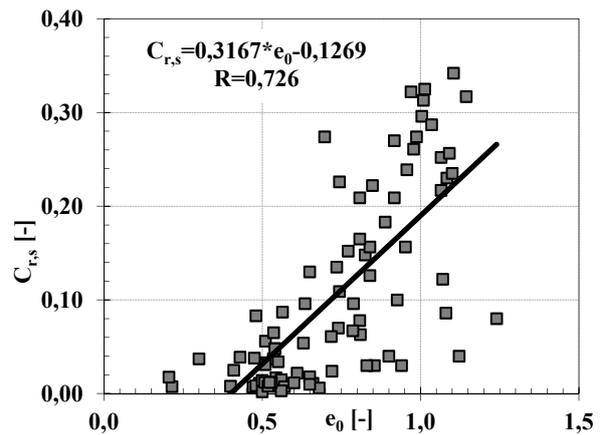
Beschreibung	Anzahl der Proben	Fließgrenze w_L [%]	Plastizitätszahl I_P [%]	Anfangsporenzahl e_0 [-]	Regressionsgleichung C_c [-] bzw. $C_{s,r}$ [-]	Korrelationskoeffizient	Quelle
verschiedene Tone UP	13	22 - 85	9,5 - 53	0,32 - 2,3	$C_c = 0,4364 e_0 - 0,0141$ $C_{s,r} = 0,2023 e_0 - 0,0827$	0,85 0,944	SCHMERTMANN (1955)
Tone allgemein GP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,54 e_0 - 0,189$	k. A.	NISHIDA (1956)
Anorganischer Ton GP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,29 e_0 - 0,0783$	k. A.	Hough 1957 aus GIASI (2003)
Organischer Ton GP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,35 e_0 - 0,175$	k. A.	Hough 1957 aus GIASI (2003)
bunter Ton aus Sao Paulo / UP	46	38 - 92	18 - 60	0,64 - 1,17	$C_c = 0,43 e_0 - 0,1052$	k. A.	COZZOLINO (1961)
weicher, schluffiger Ton a. d. Tiefland von Santos / UP	203	60 - 137	31 - 53	1,66 - 2,48	$C_c = 1,055 e_0 - 0,762$	k. A.	COZZOLINO (1961)
Boden mit niedriger Plastizität GP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,75 e_0 - 0,375$	k. A.	Sowers 1970 aus GIASI (2003)
Tone mit niedriger Plastizität und niedrigen Anfangsporenzahlen	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,7 e_0 - 0,245$	k. A.	NISHIDA (1970)
hoch aktive Tone Residual Soils from New Geuinea UP	8	110 - 160	35 - 85	2,3 - 4,8	$C_c = 0,58 e_0 - 0,203$ $C_c = 0,6 e_0 - 0,7$	k. A.	NISHIDA (1970) WALLACE (1973)
schluffiger Ton UP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,34 e_0 + 0,187$	k. A.	DZWILEWSKI (1974)
Ton aus Mexiko- Stadt UP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = e_0$	1	MESRI (1975)
Tone aus Griechen- land und aus Teilen der USA	717	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,4 e_0 - 0,1$	0,85	Azzouz et al 1976 aus BALASUBRAMAN & BRENNER (1981)
verwitterte und weiche Tone aus Bang- kok	113	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,22 + 0,29 e_0$	0,77	Adikari 1977 aus BALASUBRAMAN & BRENNER (1981)
Französische Tone	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,575 e_0 - 0,241$	0,97	Vidale 1977 aus BALASUBRAMAN & BRENNER (1981)
Alle Böden	11	k. A.	k. A.	0,3 - 10	$C_c = 0,1063 e_0 - 0,0444$ $C_{s,r} = 0,0319 e_0 - 0,0131$	0,99 0,99	GUDEHUS (1980)
Lauenburger Ton UP	35	41 - 94	18 - 65	0,5 - 1,3	$C_c = 0,24 e_0 + 0,03$	0,79	RUPPERT (1980)
Sand+Kiessand	7	k. A.	k. A.	0,3 - 0,96	$C_c = 0,0196 e_0 - 0,0048$ $C_{s,r} = 0,0046 e_0 - 0,0013$	0,97 0,85	BAUER (1992)
Grobschluff GP	68	25,8 - 27,8	6,9	0,41 - 0,8	$C_c = 0,1427 e_0 - 0,0158$	0,55	HECKÖTTER (1985)
Tone mit niedriger bis hoher Plastizität GP	9	32 - 59	18 - 40	0,58 - 0,952	$C_c = 0,324 e_0 + 0,0133$ $C_{s,r} = 0,1006 e_0 - 0,0426$	0,93 0,766	VON FAY (1986)
Tone aus Chicago GP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,208 e_0 + 0,0083$	k. A.	Bowles 1989 aus GIASI (2003)
Alle Tone GP	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	$C_c = 0,156 e_0 + 0,0107$	k. A.	Bowles 1989 aus GIASI (2003)
Hasselbacher Ton UP	25	57 - 94	28 - 45	0,76 - 1,58	$C_c = 0,13 e_0 - 0,0335$ $C_{s,r} = 0,0146 e_0 + 0,0191$	0,95 0,772	LEHMANN (1989)
Soft clay UP	45	50 - 85	26 - 47	1,02 - 2,3	$C_c = 0,8919 e_0 - 0,5582$	0,717	NASH (1992)
Sand-Schluff-Ton- Gemisch GP	3	27,6 - 55,3	11 - 29	0,7 - 1,49	$C_c = 0,5531 e_0 - 0,2404$ $C_{s,r} = 0,0949 e_0 - 0,0541$	0,998 0,999	NAKASE (1998)
Ton aus Sant Herbian	3	k. A.	k. A.	1,94 - 3,85	$C_c = 1,1074 e_0 - 1,5482$ $C_{s,r} = 0,0561 e_0 - 0,0703$	0,998 0,897	ZENTAR (1998)
Mudden, Seeton, Klei UP	16	116 - 247	31 - 114	1,25 - 4,4	$C_c = 0,2531 e_0 - 0,1791$	0,86	KRIEG (2000)
Tone u. Kaolinit GP	15	50 - 138	32 - 70	0,9 - 4,3	$C_c = 0,22 e_0 + 0,0007$ $C_c = 0,096322 e_0^2 +$ $0,1832 e_0 + 0,0264$	0,985	PARK (2004)
Arike clay UP	k. A.	k. A.	k. A.	1 - 4		k. A.	PARK (2004)

4.3.3 Kompressions- und Schwellbeiwert für Keuperböden vergleichbare Böden

Auch verwitterte, weiche Felsböden und strukturierte, feste Böden (engl. hard soil - soft rock) wurden in der Vergangenheit auf ihr eindimensionales Verformungsverhalten untersucht und der Kompressionsbeiwert C_c der Schwell- bzw. Rekompansionsbeiwert C_s bzw. C_r in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 aus den Versuchsdaten im Kompressionsversuch ermittelt.

Tabelle 4.12: Kompressions- und Schwellbeiwerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl

Beschreibung	Anzahl der Proben	Fließgrenze w_L [%]	Plastizitätszahl I_P [%]	natürlicher Wassergehalt w [%]	Kompressions-, Schwell-, Rekompansionsbeiwert C_c [-] bzw. $C_{s,r}$ [-]	Anfangsporenzahl e_0 [-]	Quelle
Residual Soils from igneous and metamorphic rocks UP	50	30 - 80	0 - 45 IP?		$C_c=0,75$ $e_0=0,4125$	0,4 - 1,8	SOWERS (1963)
Keuper Marl UP	1			19 - 26	C_c 0,2	0,68	YOSHINAKA (1980)
Kobe Mudstone A UP	1			12,9	C_c 0,015	0,34	YOSHINAKA (1980)
Kobe Mudstone B UP	1			18,4	C_c 0,05	0,49	YOSHINAKA (1980)
Gypseous Soils UP	9				C_c 0,055 - 0,117 $C_{s,r}$ 0,002 - 0,022	0,4 - 0,66	ALNOURI (1994)
Anglian Tills UP	4	40 - 58	18 - 22 PL = IP?	16 - 20	C_c 0,095 - 0,265 $C_{s,r}$ 0,033 - 0,063	0,6 - 0,93	LITTLE (1988)
arid climate soils GP	4			5,7 - 6,8	C_c 0,075 - 0,1 $C_{s,r}$ 0,008 - 0,012	0,508 - 0,529	Al-Sanad et al 1993 aus Ismael (1993)
arid climate soils UP	6			6,8 - 8,5	C_c 0,029 - 0,057 $C_{s,r}$ 0,007 - 0,017	0,471 - 0,546	Al-Sanad et al 1993 aus Ismael (1993)
bonded residual soil UP	3	54	16	40 - 45	C_c 0,62 - 0,665	1,52 - 1,61	MACCARINI (1989)
Residual Soils Ghana UP	5	40 - 80	15 - 40		C_c 0,31 - 0,37 $C_{s,r}$ 0,03 - 0,086	0,728 - 1,08	RUDDOCK (1967)
residual soil/gneissic rock, Brazil UP	2	36 - 46	10 - 16	11,3 - 15,7	C_c 0,24 - 0,32 $C_{s,r}$ 0,03 - 0,07	0,74 - 0,94	COUTINHO (1998)
tropical cemented soil UP	2	52 - 82			C_c 0,34 - 0,475 $C_{s,r}$ 0,03 - 0,04	0,854 - 1,122	NAGARAJ (1998)
residual soils	41				C_c 0,06 - 0,53 $C_{s,r}$ 0,056 - 0,342	0,51 - 1,19	BLIGHT (1997)
hard soils from west of Thessaloniki UP	4	20 - 75,1	12 - 48,5	8 - 44,6	C_c 0,068 - 0,332	0,38 - 0,68	ROZOS (1993)
overconsolidated clays Italy UP	5	27 - 65	10 - 35	15,6 - 30,6	C_c 0,149 - 0,313 $C_{s,r}$ 0,031 - 0,067	0,475 - 0,786	MERIGGI (2000)
granite soil GP	1				C_c 0,2 $C_{s,r}$ 0,0115	0,6	LEE (1995)
Kreideton UP	1	55	36	19	C_c 0,33 $C_{s,r}$ 0,13	0,65	KHERA (1985)
Natural soils and weak rocks UP	2				C_c 0,156 - 0,17	0,41 - 0,58	DISCUSSION OF LEROUÉIL PICARELLI (1991)
stiff clay UP	2	48,5 - 51,1	26,4 - 27,7	11,4 - 22,5	C_c 0,241 - 0,293 $C_{s,r}$ 0,018 - 0,034	0,55 - 0,65	CAFARO (2001)
clayey shales UP	2	31 - 44	11 - 21	12,5 - 16,4	C_c 0,205 - 0,208 $C_{s,r}$ 0,025 - 0,083	0,41 - 0,48	GARZONIO (2003)
Chalk UP	2				C_c 0,31 - 0,355 $C_{s,r}$ 0,006 - 0,024	0,68 - 0,72	MEIGH (1957)
Hard lodgment till UP	1	25	11	11	C_c 0,07 $C_{s,r}$ 0,0075	0,215	LEHANE (1998)
italian structurally complex clay UP	4	28 - 128	9 - 88	9 - 21	C_c 0,06 - 0,38 $C_{s,r}$ 0,018 - 0,037	0,205 - 0,66	D'ELIA (1991)
granite soil UP	32	40 - 59	5 - 25		C_c 0,13 - 0,55 $C_{s,r}$ 0,01 - 0,08	0,65 - 1,24	SMITH (1985)

Bild 4.20: C_c in Abh. von e_0 / weicher FelsBild 4.21: $C_{s,r}$ in Abh. von e_0 / weicher Fels

Eine Auswahl von Versuchsergebnissen aus der internationalen Literatur ist in Tabelle 4.12 und in Bildern in Anhang A.3 Abb. A.3 a) bis e) dargestellt.

Die Einzeldaten der Kompressionsbeiwerte C_c aus Tabelle 4.4 sind in den Bildern in Anhang A.3 Abb. A.3 a) bis c) in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl e_0 für entsprechende Bereiche von C_c aufgetragen. Dabei wurden für die Bereiche von C_c zwischen 0 bis 0,3, zwischen 0 bis 0,4 und zwischen 0 bis 0,7 entsprechende Regressionsgleichungen berechnet. In Bild 4.20 sind alle Werte von C_c für den weichen Fels in Abhängigkeit von e_0 mit der dazugehörigen Regression dargestellt.

Die Bilder in Anhang A.3 Abb. A.3 d) und e) zeigen die Schwell- und Rekompansionsbeiwerte $C_{s,r}$ aus Tabelle 4.12 für die Bereiche 0 bis 0,1 und 0 bis 0,4 in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl e_0 .

In Bild 4.21 sind alle Werte von $C_{s,r}$ aus Tabelle 4.12 in Abhängigkeit von e_0 mit der dazugehörigen Regression dargestellt.

4.3.4 Tangentenmodul nach JANBU (1963) für alle Böden

OHDE (1939) und später JANBU (1963) fanden für die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls eine Potenzfunktion (vgl. Abschnitt 4.2.4 und 4.2.5). Nach JANBU (1963) existiert eine grafische Abhängigkeit der Parameter m für die Moduluszahl vom Anfangsporenanteil n_0 für alle Böden bei Erstbelastung. Für den Exponent a kann, wegen einer zu großen Streuung keine grafische Abhängigkeit von n_0 dargestellt werden. Hier kann nur eine Zuordnung bzgl. der Bodenart vorgenommen werden.

Hierfür untersuchte JANBU (1963) vom weichen Ton über Schluff und Sand bis zum Fels alle Bodenarten (siehe Bilder 4.22 und 4.23). Die Versuchsergebnisse von OHDE (1956) an allen Böden, von MOUSSA (1960) und SCHORMANN (1973) an Sand, von KAHL (1991) an bindigen Böden, aus dem GRUNDBAUTASCHENBUCH (1990) an allen Böden und zahlreicher anderer Autoren lassen sich sehr gut in die von JANBU (1963) gefundenen Beziehungen einordnen (vgl. Bilder 4.24 und 4.25).

Tabelle 4.13: Moduluszahl m und Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n_0 bei Erst-, Ent- bzw. Wiederbelastung

Beschreibung	Anzahl der Proben	Fließgrenze w_L [%]	Plastizitätszahl I_p [%]	natürlicher Wassergehalt w [%]	Moduluszahl m	Exponent a	Anfangsporenanteil n_0 [-]	Quelle
grobkörnige Böden Sande und Kiese		16 - 40	5 - 20		m_{EB} 100 - 750	a_{EB} 0,2 - 0,45	0,32 - 0,46	OHDE (1956)
					m_{WB} 650 - 1100	a_{WB} 0,3 - 0,45		
gemischt-körnige Böden		16 - 40	5 - 20		m_{EB} 12 - 150	a_{EB} 0 - 0,2	0,26 - 0,58	OHDE (1956)
					m_{WB} 40-600	a_{WB} 0 - 0,25		
feinkörnige Böden Tone und Schluffe		23 - 130	7 - 87		m_{EB} 5,2 - 70	a_{EB} 0 - 0,2	0,43 - 0,79	OHDE (1956)
					m_{WB} 13 - 400	a_{WB} 0 - 0,1		
organische Böden		60 - 250	20 - 90		m_{EB} 2,9 - 15	a_{EB} 0 - 0,15	0,63 - 0,92	OHDE (1956)
					m_{WB} 7,2 - 60	a_{WB} 0		
Sand					m_{EB} 300 - 600	a_{EB} 0,41 - 0,54	0,36 - 0,41	MOUSSA (1961)
Fels	6				m_{EB} 64000 - 800000	a_{EB} 0,98	0,02 - 0,16	JANBU (1963)
Moräne	3				m_{EB} 640 - 2000	a_{EB} 0,96 - 0,98	0,22 - 0,34	JANBU (1963)
Sand	25				m_{EB} 93 - 400	a_{EB} 0,22 - 0,65	0,34 - 0,49	JANBU (1963)
Schluff	20				m_{EB} 46 - 129	a_{EB} 0,32 - 0,75	0,32 - 0,47	JANBU (1963)
Norwegische Tone	40				m_{EB} 8 - 40	a_{EB} 0 - 0,07	0,45 - 0,65	JANBU (1963)
Mexikanische Tone	10				m_{EB} 2,05 - 3	a_{EB} 0	0,81 - 0,9	JANBU (1963)
gebrochener Quarzit, $d_w=0,39$	17				m_{EB} 140 - 406	a_{EB} 0,24 - 0,58	0,28 - 0,41	JÄNKE (1969)
gebrochener Quarzit, $d_w=8,42$	4				m_{WB} 338 - 832	a_{WB} 0,05 - 0,26		
gebrochener Quarzit, $d_w=0,11$	7				m_{EB} 106 - 277	a_{EB} 0,75 - 0,94	0,39 - 0,5	JÄNKE (1969)
gebrochener Quarzit, $d_w=0,39$	6				m_{WB} 500 - 605	a_{WB} 0		
rundlicher Quarzit, $d_w=0,11$	6				m_{EB} 110 - 335	a_{EB} 0,17 - 0,48	0,44 - 0,54	JÄNKE (1969)
rundlicher Quarzit, $d_w=0,99$	8				m_{WB} 283 - 463	a_{WB} 0,04 - 0,25		
rundlicher Quarzit, $d_w=2,38$	12				m_{EB} 211 - 485	a_{EB} 0,11 - 0,24	0,23 - 0,31	JÄNKE (1969)
rundlicher Quarzit, $d_w=8,42$	3				m_{WB} 835 - 1275	a_{WB} 0,13 - 0,29		
Keuper Marl Z III	8				m_{EB} 219 - 749	a_{EB} 0,07 - 0,35	0,28 - 0,37	JÄNKE (1969)
Schluff	10				m_{WB} 770 - 1620	a_{WB} 0,1 - 0,36		
Löß + Lehm	4				m_{EB} 242 - 534	a_{EB} 0 - 0,32	0,32 - 0,41	JÄNKE (1969)
Sand	2				m_{WB} 1042 - 1290	a_{WB} 0,17 - 0,3		
Frankfurter Ton	> 25				m_{EB} 244 - 655	a_{EB} 0 - 0,29	0,32 - 0,37	JÄNKE (1969)
Kies	29				m_{WB} 1000 - 2400	a_{WB} 0		
Sand	8				m_{EB} 37 - 100	a_{EB} 0,42 - 0,71	0,26 - 0,42	DAVIS (1971)
					m_{EB} 68 - 81	a_{EB} 0,42 - 0,71		
Sand	8				m_{EB} 48 - 104	a_{EB} 0,42 - 0,71	0,33 - 0,41	KAHL (1972)
					m_{EB} 203 - 1243	a_{EB} 0,28 - 0,44		
Sand	8				m_{WB} 830 - 2030	a_{WB} 0,02 - 0,17	0,33 - 0,41	SCHORMANN (1973)
					m_{EB} 100 - 120	a_{EB} 0,5 - 0,69		
Sand	8				m_{EB} 133 - 900	a_{EB} 0,32 - 0,49	0,33 - 0,41	OSTERMAYER (1976)
					m_{WB} 1035 - 1850	a_{WB} 0,28 - 0,47		
Sand	8				m_{EB} 120 - 465	a_{EB} 0,32 - 0,41	0,36 - 0,49	OSTERMAYER (1976)
					m_{WB} 834 - 1280	a_{WB} 0,45 - 0,51		
grobkörnige Böden Sande und Kiese					m_{EB} 150 - 900	a_{EB} 0,25 - 0,6	0,26 - 0,49	GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1990)
gemischt-körnige Böden		20 - 50	4 - 30		m_{EB} 150 - 1200	a_{EB} 0,42 - 0,71	0,14 - 0,44	GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1990)
feinkörnige Böden Tone und Schluffe		25 - 85	4 - 55		m_{EB} 6 - 250	a_{EB} 0 - 0,4	0,31 - 0,53	GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1990)
organische Böden		45 - 250	10 - 170		m_{EB} 3 - 20	a_{EB} 0 - 0,15	0,43 - 0,92	GRUNDBAU-TASCHENBUCH (1990)
Schluff	68	26 - 28	7 - 8		m_{EB} 34 - 188	a_{EB} 0,19 - 0,61	0,29 - 0,44	HECKÖTTER (1985)
Schluff	4				m_{EB} 46 - 56	a_{EB} 0	0,44 - 0,46	HAMID (1990)
Ton	3				m_{WB} 329 - 461	a_{WB} 0		
Ton	3				m_{EB} 9,4 - 10,2	a_{EB} 0	0,65 - 0,67	HAMID (1990)
					m_{WB} 36 - 38	a_{WB} 0		
Sand	35				m_{EB} 93 - 741	a_{EB} 0,23 - 0,6	0,35 - 0,49	VERMEER/SCHANZ (1995)
Mergel	4				m_{EB} 186 - 332	a_{EB} 0	0,38 - 0,39	MARCHER (2002)

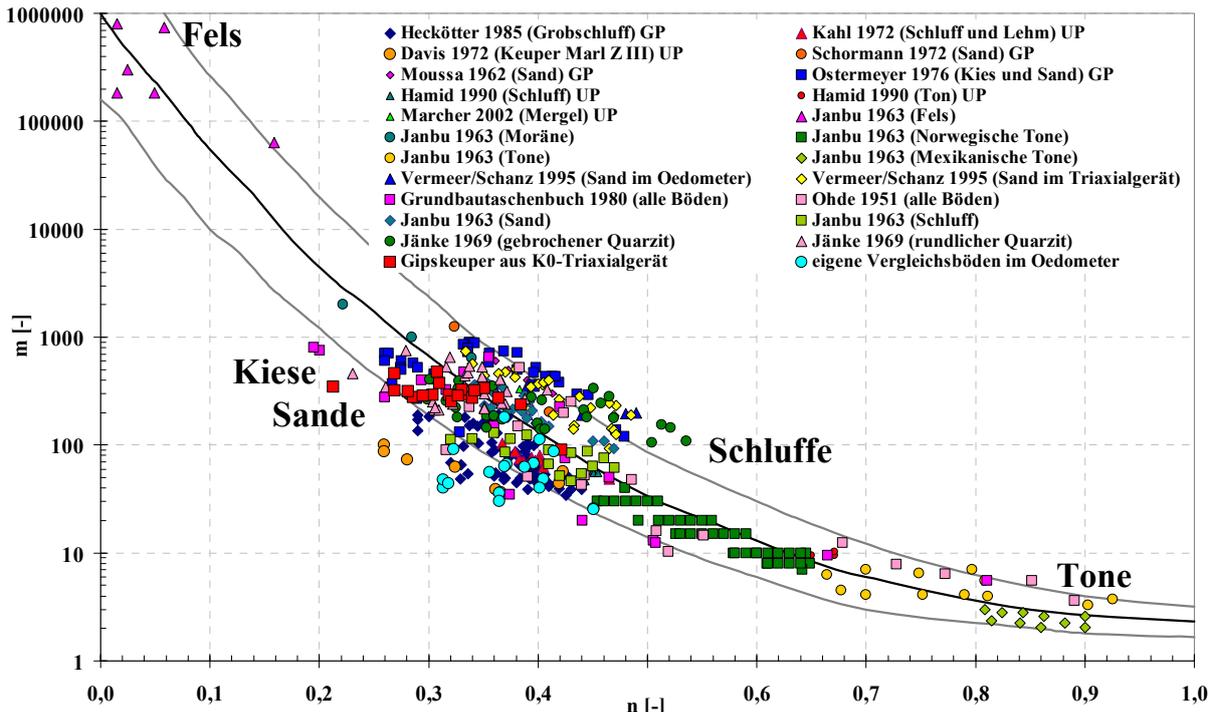


Bild 4.22: Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden EB

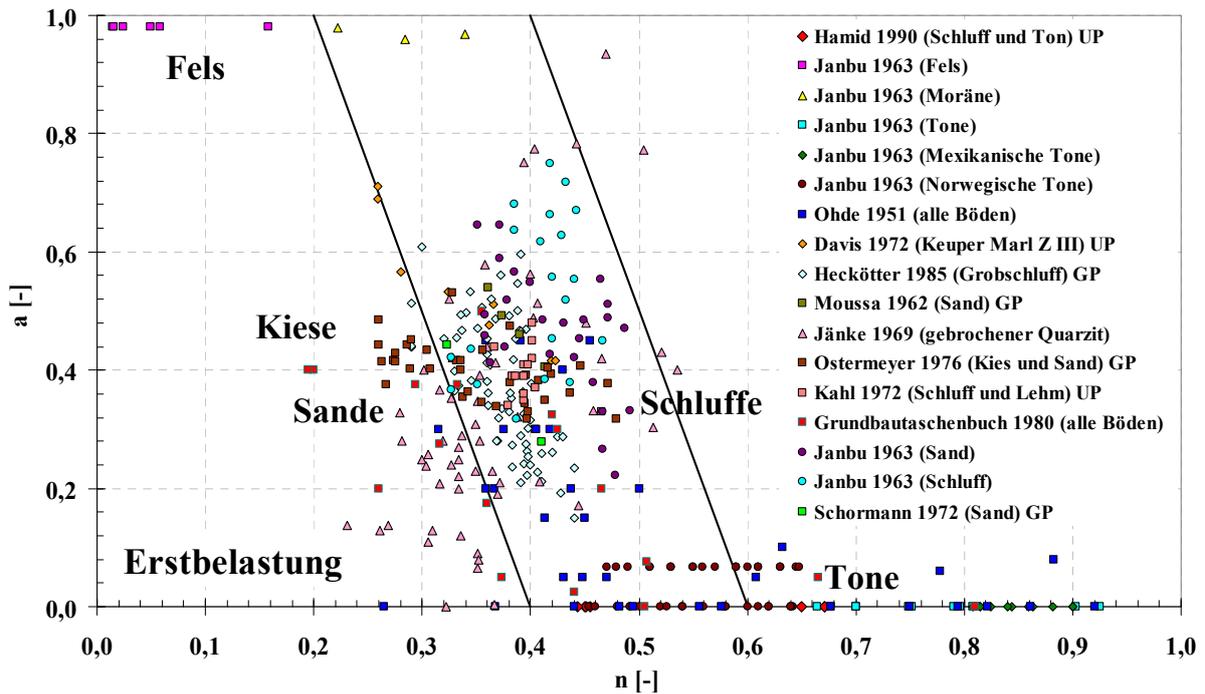


Bild 4.23: Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden EB

Die Potenzfunktion der Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls von JANBU (1963) ist auch für die Ent- und Wiederbelastung gültig. Allerdings lassen sich die Parameter m für die Moduluszahl in Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil n_0 verschiedener Autoren nicht mehr in die von Janbu gefundene Beziehung für die Erstbelastung einordnen (siehe Bild 4.24). Hierfür wird in Kapitel 11 im Zusammenhang mit den eigenen Versuchsergebnissen eine neue Beziehung für die Ent- und Wiederbelastung vorgeschlagen.

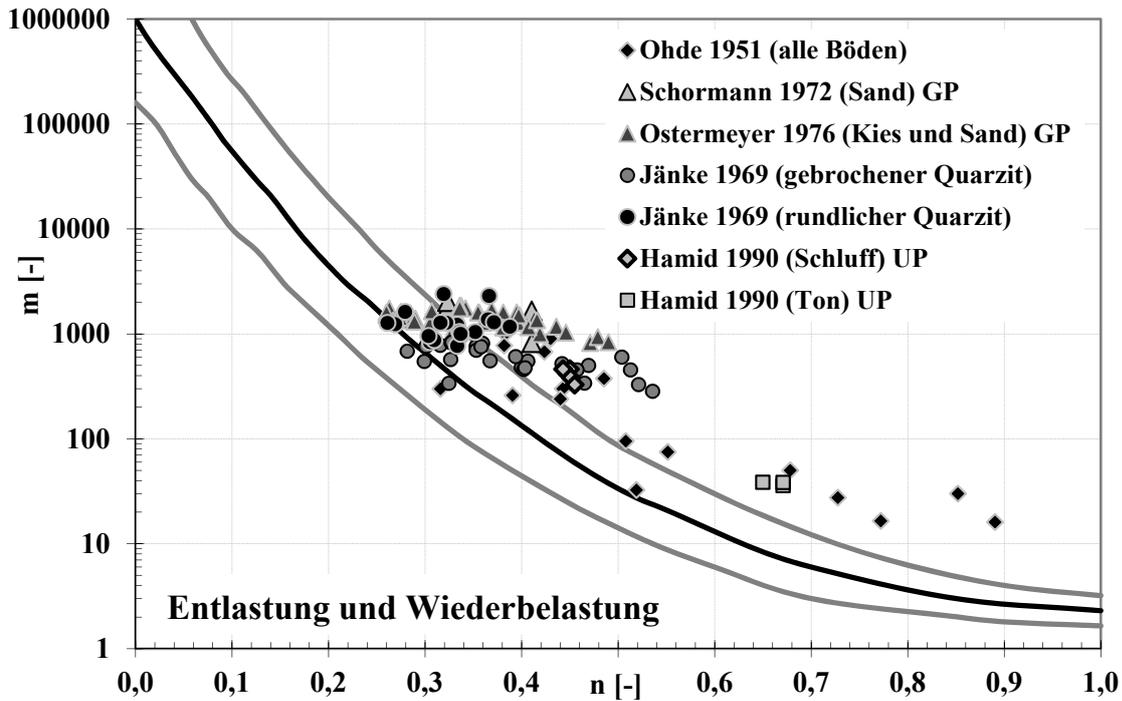


Bild 4.24: Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden/Entl./WB

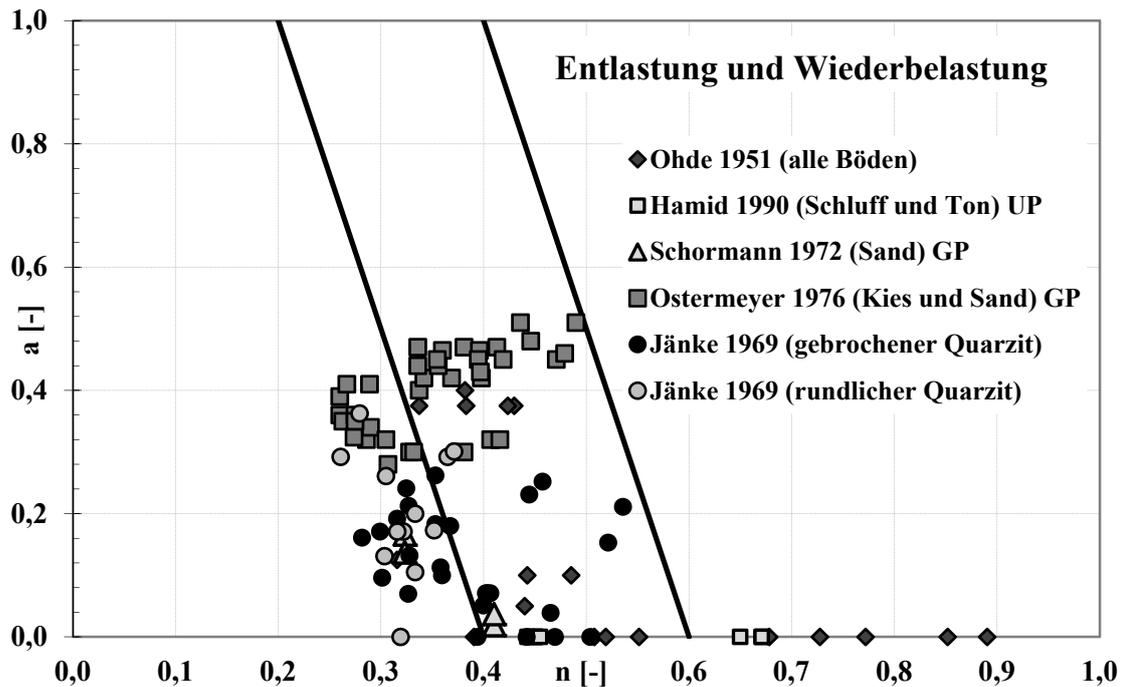


Bild 4.25: Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für alle Böden/Entl./WB

Für den Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n_0 lässt sich eine Beziehung zur Bodenart nach Janbu auch bei Ent- und Wiederbelastung zeigen (Bild 4.25).

4.3.5 Tangentenmodul n . JANBU (1963) für Keuperböden & vergleichbare Böden

Außer bei JANBU (1963), bei DAVIS (1971) und bei MARCHER (2002) finden sich in der internationalen Literatur keine direkten Angaben für die Moduluszahl m und den Exponenten a in Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil n_0 bei der Untersuchung der eindimensionalen Kompression von Keuperböden, harten Böden bzw. Felsböden.

Um eine entsprechende Anzahl von Daten der Moduluszahl m und des Exponenten a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n_0 aus Keuperböden und vergleichbaren Böden für Vergleiche zur Verfügung zu haben, wurden einerseits Spannungs- Verformungsdiagramme aus Veröffentlichungen neu, bezüglich der Potenzfunktion der Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls von JANBU (1963), ausgewertet. Andererseits konnten die Parameter m und a in Abhängigkeit von n_0 aus zur Verfügung gestellten Einzeldaten aus zahlreichen Laborversuchen von ILLNER (1997) und JUNG (1996) bestimmt werden.

Tabelle 4.14: Moduluszahl m und Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n_0 bei Erst-, Ent- bzw. Wiederbelastung für Keuperböden und vergleichbare Böden

Beschreibung	Anzahl der Proben	Fließgrenze w_L [%]	Plastizitätszahl I_p [%]	natürlicher Wassergehalt w [%]	Moduluszahl m	Exponent a	Anfangsporenanteil n_0 [-]	Quelle
verwitterter Tonstein Chicago	3	22 - 25	15 - 16	12 - 15	m_{EB} 62 - 199 m_{WB} 64 - 233	a_{EB} 0,5 - 0,55 a_{WB} 0 - 0,03	0,27 - 0,3	RUTLEDGE (1936)
Frankfurter Ton	2	75 - 77	47 - 51	31 - 34	m_{EB} 60 - 63 m_{WB} 40 - 46	a_{EB} 0,48 - 0,49 a_{WB} 0	0,44 - 0,46	BRETH (1963)
Fels	6				m_{EB} 64000 - 800000	a_{EB} 0,98	0,02 - 0,16	JANBU (1963)
Moräne	3				m_{EB} 640 - 2000	a_{EB} 0,96 - 0,98	0,22 - 0,34	JANBU (1963)
Londoner Ton	5	63 - 68	36 - 41		m_{EB} 30 - 199 m_{WB} 102 - 416	a_{EB} 0,17 - 0,71 a_{WB} 0,42 - 0,96	0,39 - 0,43	SIMONS (1970)
Keuper Marl Z III	8	?	?	?	m_{EB} 37 - 100	a_{EB} 0,42 - 0,71	0,26 - 0,42	DAVIS (1971)
Diagen. verfestigter Ton Z I - Z V	5	?	?	?	m_{EB} 31 - 281 m_{WB} 60 - 345	a_{EB} 0,19 - 0,51 a_{WB} 0,32 - 0,67	0,21 - 0,60	BARADAR-RAZIZADEH (1980)
Feuerletten	1	?	?	?	m_{EB} 178 m_{WB} 246	a_{EB} 0,54 a_{WB} 0,53	0,47	GRÜNDER (1978)
halbfester Tonstein	3	? - 69	? - 45	9 - 37	m_{EB} 22 - 140 m_{WB} 58 - 395	a_{EB} 0,12 - 0,53 a_{WB} 0,26 - 0,49	0,22 - 0,54	BRUNHOF (1983)
Kreideton	1	ca. 55	ca. 36	ca. 24	m_{EB} 58 m_{WB} 93	a_{EB} 0,41 a_{WB} 0	0,39	KERA & SCHULZ (1985)
weak rock	2				m_{EB} 29 - 69 m_{WB} 263 - 351	a_{EB} 0 - 0,84 a_{WB} 0,54 - 0,69	0,41	LEROUÉIL (1990)
complex clay shale	4	28 - 128	9 - 88	9 - 21	m_{EB} 39 - 158 m_{WB} 97 - 164	a_{EB} 0,17 - 0,44 a_{WB} 0 - 0,01	0,17 - 0,40	D'ELIA (1991)
shale	3				m_{EB} 132 - 176 m_{WB} 75 - 119	a_{EB} 0,37 - 0,42 a_{WB} 0,04 - 0,12	0,31 - 0,37	BROUILLETTE (1993)
Mergel France	1	40	18	25	m_{EB} 263 m_{WB} 259	a_{EB} 0,6 a_{WB} 0,2	0,4	SERRATRICE (1993)
Magdeburger Mergel Oedometer UP	7	38 - 48	23 - 30	9 - 11	m_{EB} 60 - 140 m_{WB} 194 - 395	a_{EB} 0,28 - 0,8 a_{WB} 0,42 - 0,56	0,27 - 0,31	JUNG (1995)
Magdeburger Mergel Oedometer GP	2	38 - 47	19 - 29	33 - 58	m_{EB} 21 - 22 m_{WB} 257	a_{EB} 0 - 0,24 a_{WB} 0,29	0,45 - 0,57	JUNG (1995)
Magdeburger Mergel K ₀ -Triax GP	8	38 - 47	19 - 29	8 - 12	m_{EB} 130 - 254 m_{WB} 144 - 454	a_{EB} 0,45 - 0,84 a_{WB} 0,41 - 0,83	0,22 - 0,27	JUNG (1995)
Stuttgarter Gipskeuper HP Oedometer	10	i. M. 35	i. M. 18	14 - 24	m_{EB} 75 - 140 m_{WB} 314 - 2570	a_{EB} 0,39 - 0,87 a_{WB} 1	0,35 - 0,41	ILLNER (1997)
Stuttgarter Gipskeuper DC Oedometer	6	i. M. 29	i. M. 18	13 - 14	m_{EB} 127 - 153 m_{WB} 229 - 557	a_{EB} 0,77 - 0,99 a_{WB} 0,69 - 0,95	0,29 - 0,38	ILLNER (1997)
Stuttgarter Gipskeuper HP K ₀ -Triax	1	i. M. 35	i. M. 10	20	m_{EB} 82 m_{WB} 276	a_{EB} 0,49 a_{WB} 0,67	0,38	ILLNER (1997)
Stuttgarter Gipskeuper DC K ₀ -Triax	4	i. M. 29	i. M. 18	12 - 15	m_{EB} 120 - 193 m_{WB} 359	a_{EB} 0,29 - 0,74 a_{WB} 0,08	0,28 - 0,3	ILLNER (1997)
overconsolidated clay, italy	3	27 - 65	10 - 35	16 - 31	m_{EB} 27 - 131 m_{WB} 48 - 94	a_{EB} 0,15 - 0,58 a_{WB} 0 - 0,03	0,34 - 0,44	MERIGGI (2000)
Mergel	4	45 - 40	21 - 25	22 - 24	m_{EB} 186 - 332	a_{EB} 0	0,38 - 0,39	MARCHER (2002)

Die aus der Literatur direkt bzw. indirekt entnommenen und aus zur Verfügung stehenden Einzeldaten aus Laborversuchen ermittelten Moduluszahlen m in Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil n_0 bei Keuperböden und vergleichbaren Böden lassen sich nur zum Teil in die von Janbu (1963) gefundene Beziehung einordnen (vgl. Bild 4.26). Im Zusammenhang mit den eigenen Versuchsergebnissen an Keuperböden wird dies in Kapitel 11 diskutiert.

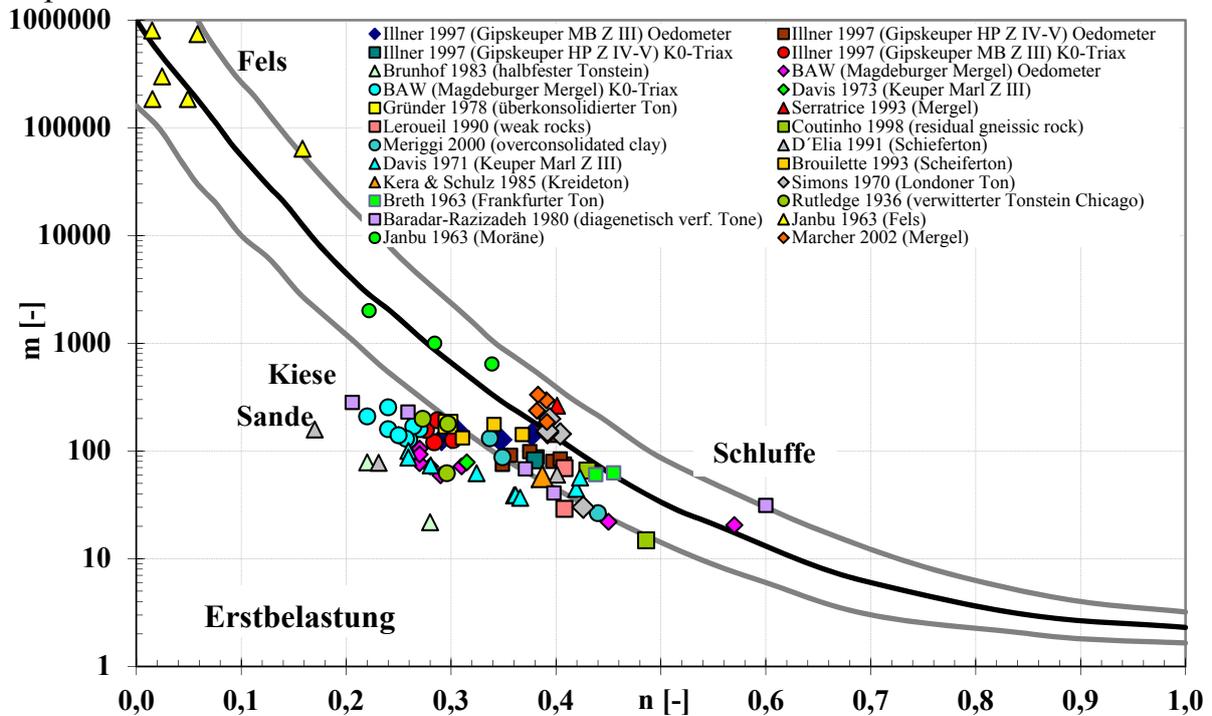


Bild 4.26: Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Erstbelastung

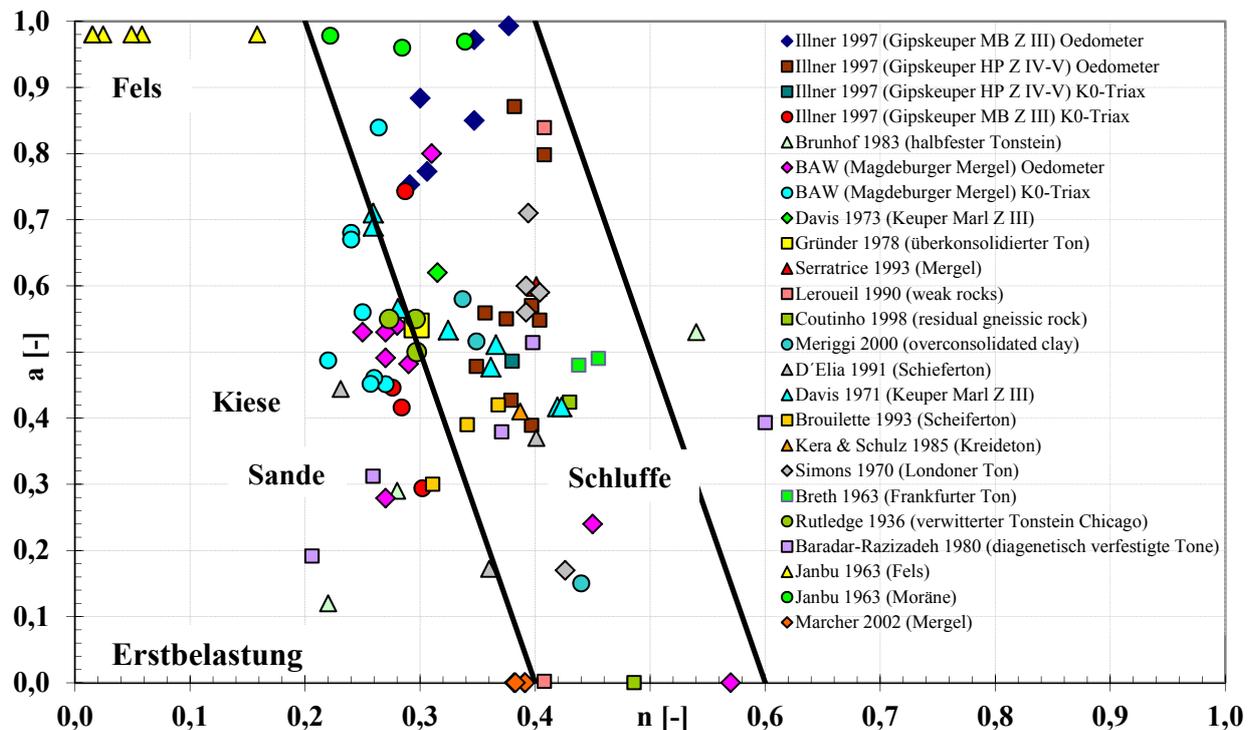


Bild 4.27: Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Erstbelastung

Den Exponenten a in Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil n_0 bei Keuperböden und vergleichbaren Böden aus der Erstbelastung lassen sich gut Bodenarten nach JANBU (1963) zuordnen (vgl. Bild 4.27).

Die Parameter m und a für die Ent- und Wiederbelastung der Keuperböden und vergleichbare Böden können gut mit den grafischen Beziehungen von JANBU (1963) verglichen werden (vgl. Bilder 4.28 und 4.29).

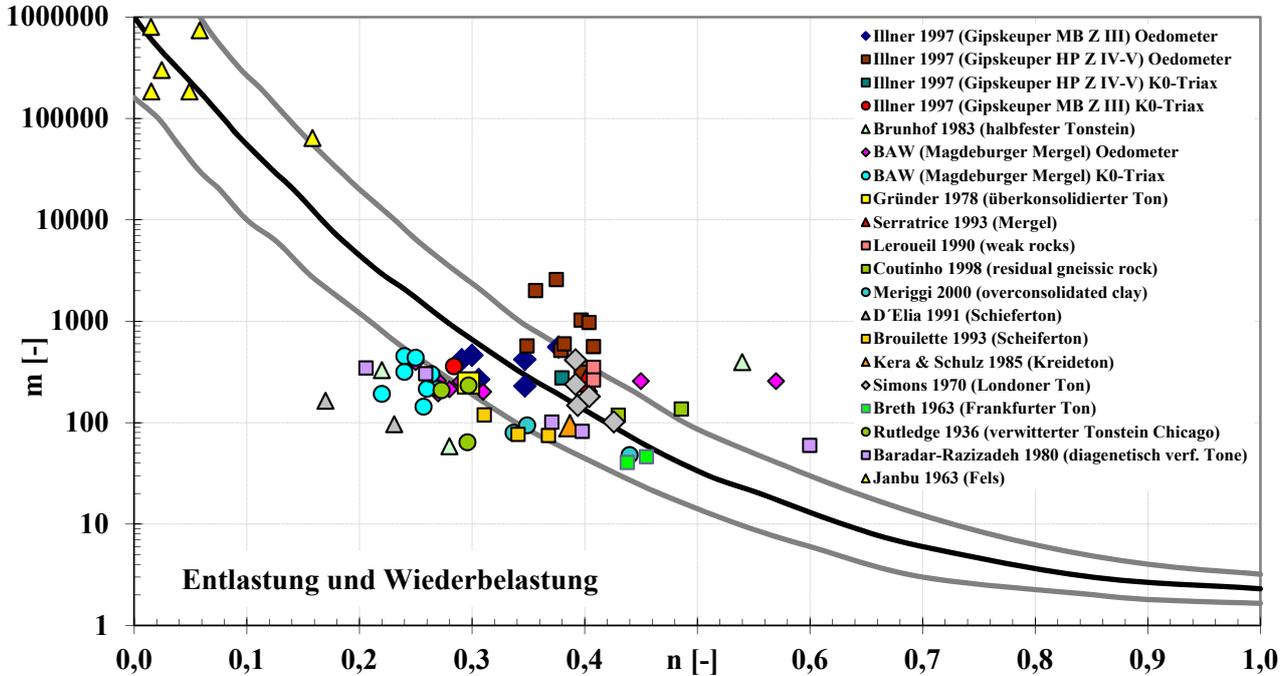


Bild 4.28: Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Entl. und WB

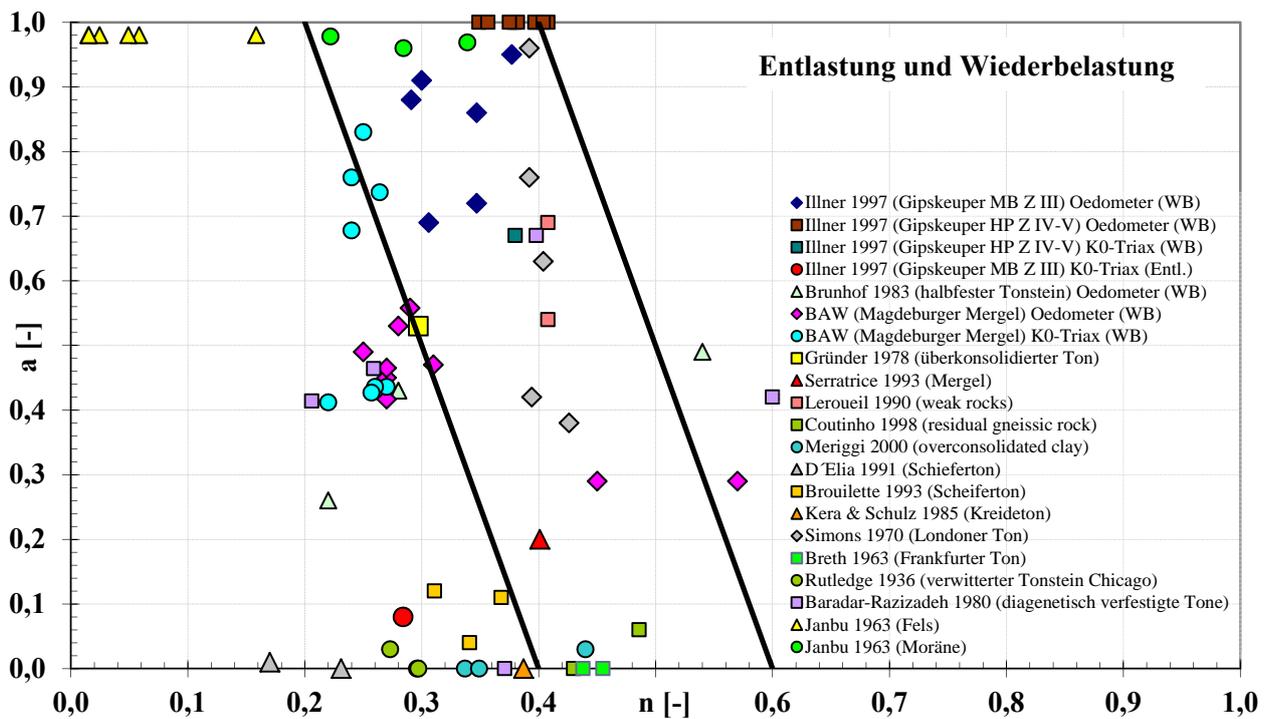


Bild 4.29: Exponent a in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils für Keuperböden und vergleichbare Böden / Entl. und WB

5 "" UNTERSUCHTE BÖDEN UND PROBENNAHME

5.1 Gipskeuper aus Sindelfingen

Für die in dieser Arbeit dargestellten Labor- und Felduntersuchungen an Böden aus Sindelfingen ist eine Unterformation des Unteren Gipskeupers, der Dunkelrote Mergel, maßgebend (vgl. Kapitel 3).

Aus dieser Bodenschicht wurde eine Vielzahl von Bodenproben für die in den Kapiteln 6 und 7 dargestellten Laborversuche entnommen. Der in Abschnitt 8.3 beschriebene Großversuch in Form einer Fundamentprobelastung wurde direkt auf dem freigelegten Dunkelroten Mergel durchgeführt.

Die Bodenproben für die Oedometer- und Triaxialversuche wurden als Sonderproben aus zwei Erkundungsbohrungen im Rammkernverfahren und an der frisch freigelegten Oberfläche als ungestörte Zylinderproben entnommen. Für die Klassifikationsversuche wurde noch eine Vielzahl von gestörten Proben aus den Bohrungen und von der Oberfläche gewonnen. Die Bohrungen wurden in unmittelbarer Nähe, bzw. direkt unter dem Versuchsfundament niedergebracht. Das Bohrloch in der Mitte unter dem Fundament war zum Einbau der Extensometersonden erforderlich.

In den Bildern 5.1 und 5.2 sind die Kernkisten der beiden Rammkernbohrungen mit dem Bohrgut und den entnommenen Sonderproben dargestellt.

Im Folgenden werden die Schichtenfolgen des Dunkelroten Mergels der beiden Bohrungen beschrieben.

Beim Dunkelroten Mergel handelt es sich überwiegend um einen zu Schluff, tonig, sandig, kiesig verwitterten Schlufftonstein mit rotbrauner Färbung.



Bild 5.1: Aufschluss Bohrung 1



Bild 5.2: Aufschluss Bohrung 2

Bohrung 1:

Von 0 bis 0,8 m wurde durch die Aussparung in der Mitte des Fundaments gebohrt. Von der Fundamentsohle bis 1,2 m folgen steife, rotbraune, tonig, kiesige Schluffe (Utst) mit Kalziumoxid (CaO). Darunter wurden bis 2,5 m verwitterte (W5/W4) Schlufftonsteine (Utst) erbohrt. Diese waren rotbraun, violettstückig und sehr mürbe. Teilweise wurden auch zu halbfesten Schluff entfestigte Anteile mit Kalziumoxid gefunden. Bis 3,5 m standen wechsellagernd rotbraune und grüne Schlufftonsteine an. Sie waren sehr mürbe (W4 – W5) mit steifen Gipsauslaugungslagen und Schluffanteilen. Ansonsten war der Schluff halbfest. Auch hier wurde CaO gefunden. Ab 3,5 m folgte der Bochinger Horizont, der für diese Arbeit eine untergeordnete Rolle spielt und deshalb hier nicht näher beschrieben wird.

Bohrung 2:

Von 0 bis 0,8 m standen kiesige Auffüllungen aus Schlufftonstein, Kalkstein und Quarzgeröllen an. Ab 0,8 m folgte der Dunkelrote Mergel. Bis 2,7 m wurde rotbrauner, sehr mürber, verwitterter (W4 – W5) Schlufftonstein erbohrt. Dieser war zum Teil zu halbfestem Schluff entfestigt. Es fanden sich auch vereinzelt Gipsauslaugungsreste mit CaO. Darunter folgten bis 3,6 m Lagen von grünen und beige-grünen verwitterten (W4 – W5) Schlufftonsteinen. Teilweise waren diese zu halbfesten, lagenweise auch zu steifen bis halbfesten Schluffen mit sandigen Gipsauslaugungsresten entfestigt. Auch hier wurde CaO gefunden. Ab 3,6 m folgte der Bochinger Horizont, auf den hier aus den oben genannten Gründen nicht weiter eingegangen wird.

5.2 Gipskeuper aus Stuttgart-West

Ein weiterer, in der vorliegenden Arbeit, maßgeblicher Boden und daher hier untersucht, ist der Mittlere Gipshorizont aus der Formation des Mittleren Gipskeupers.

Auch dort aus dieser Bodenschicht wurden viele Bodenproben für die in den Kapiteln 6 und 7 dargestellten Laborversuche entnommen. Die in Kapitel 9 beschriebenen Setzungsmessungen wurden an Fundamenten eines Hochbaus durchgeführt, welcher direkt im Mittleren Gipshorizont gegründet war. Beim Untergrund, auf dem die in Abschnitt 8.2 beschriebenen Plattendruckversuche durchgeführt wurden, handelt es sich um den gleichen Boden. Es wurden also auf ein und derselben Baustelle (Baugrubensohle) Bodenproben entnommen und Setzungsmessungen durchgeführt.

Im Vorfeld der Setzungsmessungen wurden in unmittelbarer Nähe der für die Messungen vorgesehenen Fundamente 4 Erkundungsbohrungen im Rammkernverfahren niedergebracht. Aus diesen Bohrungen wurde eine Vielzahl von Sonderproben und gestörten Proben für Laborversuche entnommen. Im Bereich der durchzuführenden Plattendruckversuche wurden noch mehrere ungestörte Zylinderproben (siehe Bilder 5.3 und 5.4) und auch gestörte Proben gewonnen.



Bild 5.3: Einschlagen des Probenzylinders



Bild 5.4: Ausgraben des Zylinders mit Probe

Die Bilder 5.5 und 5.6 zeigen die Kernkisten einer Rammkernbohrung mit dem Bohrgut und den entnommenen Sonderproben.

Im Folgenden werden zusammenfassend die durch die 4 Bohrungen erkundeten Schichtenfolgen des Mittleren Gipshorizontes beschrieben.

Der Mittlere Gipshorizont besteht aus einer Folge von Tonmergelsteinen und Mergelsteinen mit überwiegend grauer und olivgrüner Färbung. Es treten auch rote und violette Lagen auf. Zwischen die Mergel- und Tonmergelsteine sind einzelne dolomitische Lagen und Gipsauslaugungsreste (GAR) zwischengeschaltet. Die Gipskeuperschichten sind oberflächennah meist stark bis vollständig verwittert (W4 – W5), gehen aber in der Regel unter dem Gründungshorizont mit zunehmender Tiefe in angewitterte bis verwitterte Mergelsteine über, die somit in blättriger bis kleinstückiger Ausbildung vorliegen. Die Konsistenzen waren oberflächennah in der Regel halbfest, mit zunehmender Tiefe halbfest bis fest und fest.

Für die Gipskeuperproben aus Sindelfingen und aus Stuttgart-West folgen in Kapitel 6 ausführliche bodenmechanische Beschreibungen auf Grund von zahlreichen durchgeführten Klassifizierungsversuchen.



Bild 5.5: Aufschluß Bohrung 4



Bild 5.6: Detail Aufschluß Bohrung 4

5.3 Lösslehm

Lösslehm aus Sindelfingen:

Vom Lösslehm aus Sindelfingen standen zwei durch Rammkernverfahren gewonnene Sonderproben aus zwei unterschiedlichen Bohrungen für Vergleichsversuche im Oedometer- und K_0 -Triaxialversuchsstand zur Verfügung.

Der Lösslehm hatte im Mittel einen natürlichen Wassergehalt von $w = 23,0 \%$. Die mittlere Fließgrenze wurde mit $w_L = 41,7 \%$ ermittelt. Die Ausrollgrenze betrug im Mittel $w_p = 19,6 \%$. Die Plastizitätszahl wurde mit $I_p = 22,1 \%$ ermittelt. Aus den Daten ergibt sich eine mittlere Konsistenzzahl von $I_c = 0,8$; d.h. der Boden liegt in steifer Konsistenz vor. Aus dem Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE ergibt sich ein mittelplastischer Ton (TM).

Aus den Korngrößenverteilungen wurde ein Schluff, tonig, feinsandig und ein Schluff, feinsandig bestimmt.

Lösslehm aus Altenburg:

Für weitere Vergleichsversuche wurde gestörtes Material eines Lösslehms aus Altenburg verwendet. Der Boden wurde in Eimern aus einer Schürfgrube entnommen. Die Probenherstellung für die Oedometer- und Triaxialversuche ist in Abschnitt 7.6.2.1 beschrieben.

Bei dem untersuchten Boden lag die Fließgrenze im Mittel bei $w_L = 43,2 \%$. Die Ausrollgrenze betrug im Mittel $w_p = 21,8 \%$. Die Plastizitätszahl beträgt $I_p = 21,4 \%$. Anhand der nach DIN 18122 (1997) bestimmten Konsistenzgrenzen ist nach DIN 18196 (1988) die Bodenprobe in die Bodengruppe TM (mittelplastischer Ton) einzustufen. Mit einem durchschnittlichen natürlichen Wassergehalt von $w = 24,0 \%$ ergibt sich eine Konsistenzzahl von $I_c = 0,89$; d.h. der Boden liegt in steifer Konsistenz vor. Aus der Korngrößenverteilung, ermittelt durch eine kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse, ergibt sich ein Schluff, stark tonig, schwach sandig, schwach kiesig.

5.4 Filderlehm

Vom Filderlehm standen 5 Sonderproben aus 4 verschiedenen im Rammkernverfahren niedergebrachten Bohrungen für Vergleichsversuche im Oedometer- und K_0 -Triaxialversuchsstand zur Verfügung.

Aus Versuchen zur Bestimmung der Zustandsformen ergaben sich für die Fließgrenze $w_L = 44,6 \%$ und für die Ausrollgrenze $w_p = 21,9 \%$. Daraus lassen sich die Plastizitätszahl zu $I_p = 22,7 \%$ und mit dem ermittelten natürlichen Wassergehalt von $w = 21,0 \%$ die Konsistenzzahl zu $I_c = 1,04$ bestimmen. Somit lässt sich der Filderlehm als mittelplastischer Ton (TM) mit halbfester Konsistenz eingruppiieren.

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung wurde in einer kombinierten Sieb- und Schlämmanalyse durchgeführt. Es handelt sich hiernach um einen tonigen, schwach sandigen Schluff.

5.5 Opalinuston

Als weiteres Vergleichsmaterial diente ein im Labor künstlich aufbereiteter Opalinuston. Das Material stand getrocknet in Pulverform zur Verfügung. Die Aufbereitung und die Herstellung der Proben werden in Kapitel 7.6.2.2 beschrieben.

Aus der Fließgrenze $w_L = 39,2 \%$, mit der Ausrollgrenze $w_P = 21,9 \%$ und der Plastizitätszahl $I_P = 22,4 \%$ lässt sich der Opalinuston im Plastizitätsdiagramm als mittelplastischer Ton (TM) klassifizieren. Nach den Zustandsformen nach CASAGRANDE erfolgt die Eingruppierung in den breiigen Bereich. Aus der Schlämmanalyse ergibt sich ein Schluff, tonig, sandig. Der in dieser Arbeit ermittelte Einbauwassergehalt der Opalinustonproben betrug im Mittel $32,3 \%$.

5.6 Sand-Opalinuston

Für die Herstellung des Sand-Ton-Gemisches wurde der oben beschriebene, pulverisierte Opalinuston und ein Mittelsand verwendet. In Kapitel 7.6.2.3 sind die Aufbereitung des Materials und die Probenherstellung für die Vergleichsversuche im Oedometer- und K_0 -Triaxialversuchsstand beschrieben.

Der Wassergehalt im aufbereiteten Sand-Opalinuston betrug $w = 15,6 \%$. Die Versuche zur Ermittlung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122 (1997) führten zu folgenden Ergebnissen: Die Fließgrenze liegt bei $w_L = 22,3 \%$ und die Ausrollgrenze bei $w_P = 11,4 \%$. Damit lassen sich die Plastizitätszahl zu $I_P = 10,9 \%$ und die Konsistenzzahl zu $I_C = 0,61$ bestimmen. Der Sand-Opalinuston lässt sich in den weichen Bereich eingruppiieren. Dem Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE zufolge ist der Boden an der Grenze zwischen einem leicht plastischen Ton (TL) und einem Sand-Ton-Gemisch (ST) einzuordnen. Aus der Auswertung der kombinierten Sieb- und Schlämmanalyse ergab sich ein Boden mit der Kennzahl $16 / 22 / 62 / 0$, das heißt, dieser Boden ist ein Sand, tonig, schluffig.

6 LABORVERSUCHE ZUR BESCHREIBUNG DES GIPSKEUPERS

6.1 Natürliche Wassergehalte, Konsistenzen und Trockendichten

Beim Vergleich der beiden Gipskeuperböden fällt die etwas größere Bandbreite des Wassergehaltes mit einem höheren Maximalwert beim Gipskeuper aus Stuttgart-West auf. Dabei fällt bei diesem Boden die Trockendichte zum Teil niedriger aus. Die Streuung des Wassergehalts an der Ausrollgrenze ist beim Boden aus Stuttgart-West deutlich kleiner, jedoch wurde ein größerer Mittelwert als beim Gipskeuper aus Sindelfingen bestimmt.

Die Wassergehalte an der Fließgrenze, die Plastizitätszahlen und die Konsistenzzahlen bzw. Konsistenzen der beiden Böden unterscheiden sich kaum.

Beide Böden sind nach DIN 18196 (1988) als leichtplastische bis mittelplastische bzw. nur mittelplastische Tone zu bezeichnen. Sie besitzen eine halbfeste bis feste Konsistenz.

6.2 Körnungslinien

Die zusammengefasste Darstellung der Körnungslinien des Dunkelroten Merzels in Bild 6.1 läßt erkennen, dass der durch Sedimentation ermittelte Tonanteil zwischen 3 % und 16 % der Gesamtmasse der Körner liegt. Der Schlämmkornanteil liegt bei 8 der 11 untersuchten Proben zwischen 34 % und 54 %, der Sandanteil wurde zwischen 34 % und 36 % und der Kiesanteil bewegt sich zwischen 12 % und 30 %. Diese Proben wurden der Kornverteilung zufolge als kiesige Schluff-Sande bzw. als Schluff, stark sandig, schwach kiesig angesprochen.

Tabelle 6.1: Bodenmechanische Kenndaten

Versuchsboden	Gipskeuper aus Stuttgart-West	Gipskeuper aus Sindelfingen
Bodengruppe nach DIN 18196	TL, TM	TM
Wassergehalt w [%]	11,2 – 23,5	13,2 – 19,1
Fließgrenze w_L [%]	34,8 – 39,2	33,6 – 38,3
Ausrollgrenze w_P [%]	20,2 – 22,3	13,0 – 17,8
Plastizitätszahl I_P [%]	14,4 – 17,3	14,2 – 16,6
Konsistenzzahl I_C [-]	1,08 – 1,56	1,14 – 1,40
Konsistenz	halbfest - fest	halbfest - fest
Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	1,67 – 1,89	1,85 – 1,95

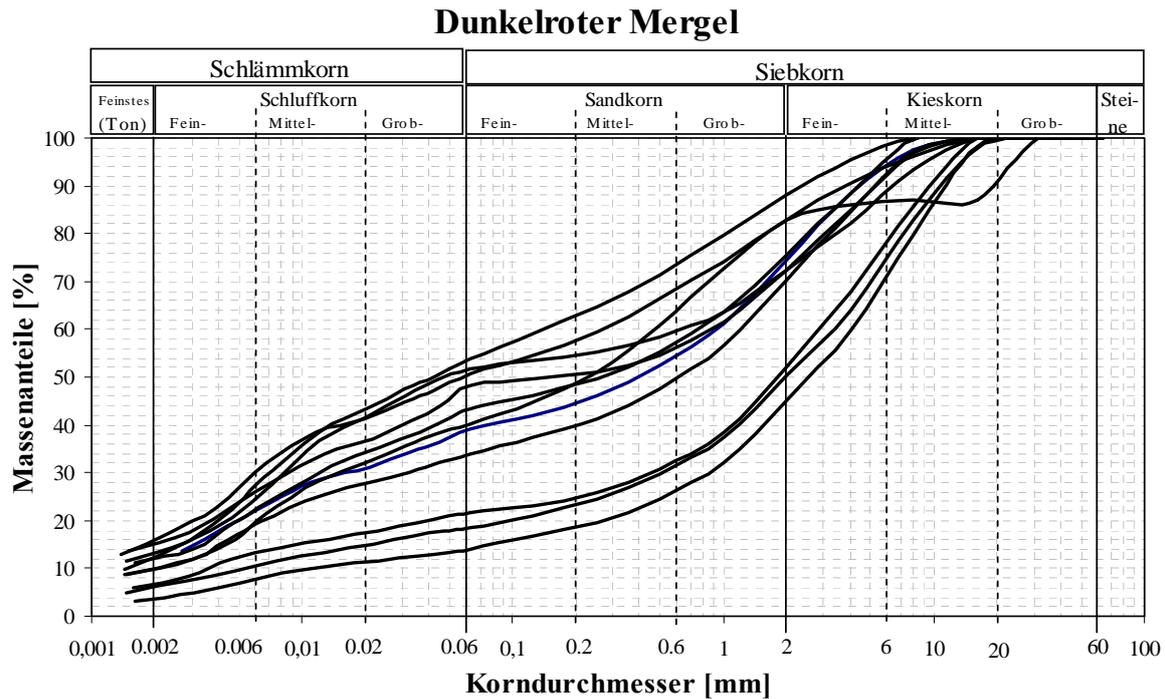


Bild 6.1: Körnungslinien des Dunkelroten Mergels

Bei drei der untersuchten Proben wurden Kieskornanteile zwischen 48 % und 55 %, Sandanteile zwischen 31 % und 33 % und Schluffanteile zwischen 14 % und 21 % festgestellt. Somit handelt es sich hier, bei der Ansprache nur nach der Kornverteilung, um einen Kies, stark sandig, schluffig bzw. schwach schluffig.

Betrachtet man jedoch die Sand- und Kieskörner der 11 untersuchten Proben genauer, so stellt man fest, dass es sich hier überwiegend um zusammen gebackene (verfestigte) Tonpartikel handelt. An der Menge dieser Partikel zeigt sich ein größerer bzw. geringerer Übergang (Verwitterung) der untersuchten, teilweise noch mürben Tonsteine zu halbfesten bis festen Schluff-Tonböden.

Aus Bild 6.1 sieht man auch die starke Inhomogenität des untersuchten Bodens. Hieraus kann man auch eine große Streubreite des zu erwartenden Verwitterungsgrades ableiten. Siehe hierzu auch Kapitel 4.3.1.

Aus den Körnungslinien des Mittleren Gipshorizontes in Bild 6.2 sieht man, dass der durch Schlämmanalysen ermittelte Tonanteil zwischen 3 % und 7 % liegt. Der Schlämmskornanteil streut zwischen 8 % und 21 %, der Sandanteil zwischen 32 % und 58 % und der Kiesanteil zwischen 21 % und 60 %. Nach der Kornverteilungen handelt es sich um einen Boden, der zwischen einem Sand, schluffig, kiesig und einem Kies, stark sandig, schluffig streut.

Auch hier fällt, wie beim Dunkelroten Mergel, beim genaueren Betrachten der Sand- und Kieskörner auf, dass es sich überwiegend um zusammen gebackene (verfestigte) Tonpartikel handelt. Der große Sand- und Kiesanteil der untersuchten Böden, unterstreicht den überwiegend mürben bis festen Zustand der im Verwitterungsprozess befindlichen Tonsteine.

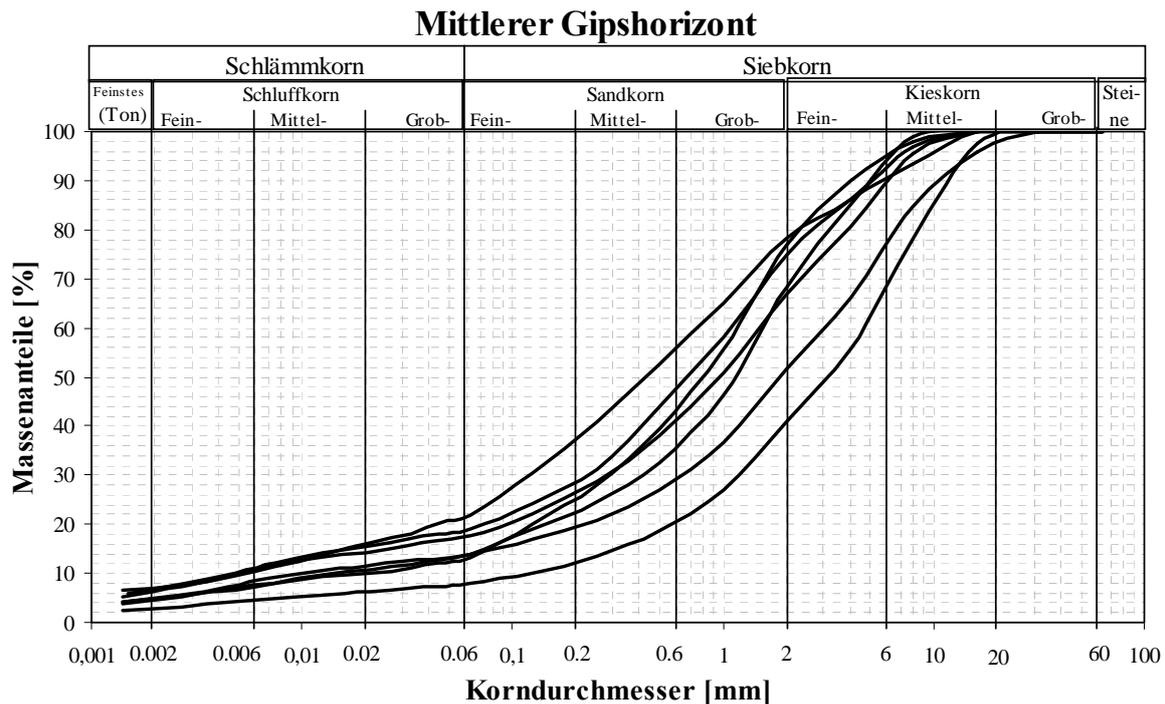


Bild 6.2: Körnungslinien des Mittleren Gipshorizontes

6.3 Korndichten

Beim Dunkelroten Mergel wurde zwischen den Grenzen von $2,620 \text{ t/m}^3$ und $2,754 \text{ t/m}^3$ eine mittlere Korndichte von $\rho_s = 2,681 \text{ t/m}^3$ ermittelt.

An den Proben des Mittleren Gipshorizontes ergab sich eine mittlere Korndichte von $\rho_s = 2,717 \text{ t/m}^3$. Die Werte streuen zwischen $2,663 \text{ t/m}^3$ und $2,773 \text{ t/m}^3$.

Die Werte liegen im Rahmen der für bindige Böden zu erwartenden Werte.

6.4 Wasseraufnahmevermögen

Die Versuche wurden entsprechend DIN 18132 (1995) mit dem Gerät nach ENSLIN/NEFF durchgeführt. Entscheidend für die Wasseraufnahme sind die spezifische Oberfläche des Feinkorns und die Aktivität der Tonmineralien.

Es wurden insgesamt 4 Versuche am Boden des Dunkelroten Mergels durchgeführt. Es ergaben sich Wasseraufnahmevermögen zwischen 29,6 % und 37,6 %. Damit ist das Wasseraufnahmevermögen als sehr gering einzustufen.

Dieses sehr geringe Wasseraufnahmevermögen ist typisch für teilentfestigte Tonsteine des ausgelaugten Gipskeupers und spiegelt einen geringen bis mittleren Verwitterungsgrad wider.

6.5 Quellversuche

Die Versuche wurden nach der DGEG-Empfehlung Nr. 11 (1986) durchgeführt. Es wurden insgesamt 9 Quellversuche nach HUDER/AMBERG (1970) und ein Quellversuch nach KAISER/HENKE (1975) gemacht.

Lediglich bei einem Quellversuch nach Huder/Amberg wurde eine sehr geringe Quellhebung von $\varepsilon = 0,08 \%$ in der maximalen Laststufe von $\sigma_0 = 300 \text{ kN/m}^2$ gemessen. Bei den übrigen 8 Versuchen konnte keine Quellhebung festgestellt werden.

Beim Quellversuch nach Kaiser/Henke wurde ein sehr geringer Quelldruckäquivalenzwert σ_q, \ddot{A} von 15 kN/m^2 ermittelt.

Damit ist der in dieser Arbeit untersuchte ausgelaugte Gipskeuper als gering quellfähig einzustufen.

6.6 Mineralogie

Die Untersuchungen wurden als halbquantitative röntgenographische Abschätzungen an 5 Proben des ausgelaugten Gipskeupers am Mineralogischen Institut der Universität Stuttgart durchgeführt.

Die Tonmineralgehalte lagen bei allen 5 Proben über 50 % und damit erheblich über den Gehalten der schlämmanalytischen Tonfraktionen. Hierin zeigt sich das Vorhandensein von diagenetisch verfestigten Tonmineralaggregaten, welche bei der Korngrößenanalyse als Sand- und Kieskörner bestimmt wurden. Diese Aggregate zerfallen, wenn sie den Bedingungen der Erdoberfläche ausgesetzt sind. Dadurch wird eine zunehmende Plastifizierung des Materials bewirkt.

6.7 Scherparameter

An Bodenproben des Dunkelroten Mergels wurden 3 und an Bodenproben des Mittleren Gipshorizontes 6 drainierte und konsolidierte triaxiale Mehrstufenversuche unter dränierten Verhältnissen (D-Versuch) nach DIN 18137 (1990) und der DGEG-Empfehlung Nr. 12 (1986) durchgeführt.

Die Ergebnisse aus den Versuchen am Dunkelroten Mergel ergaben einen Reibungswinkel φ' zwischen $23,8^\circ$ und $24,5^\circ$. Die Kohäsion c' wurde zwischen 40 und 219 kN/m^2 ermittelt. Daraus errechnete sich ein mittlerer Reibungswinkel φ' von $24,1^\circ$ und eine mittlere Kohäsion c' von $130,3 \text{ kN/m}^2$.

Beim Mittleren Gipshorizont wurde der Reibungswinkel φ' zwischen $25,1^\circ$ und $31,4^\circ$ bestimmt. Die Kohäsion c' schwankt hier zwischen $81,4$ und $174,8 \text{ kN/m}^2$. Als Mittelwerte wurden für den Reibungswinkel $\varphi' = 27,6^\circ$ und für die Kohäsion $c' = 114,1 \text{ kN/m}^2$ ermittelt.

Fasst man beide Böden des ausgelaugten Gipskeupers zusammen, ergibt sich ein Mittelwert für den Reibungswinkel φ' von $26,5^\circ$ und eine mittlere Kohäsion c' von $119,5 \text{ kN/m}^2$.

6.8 Vergleich der eigenen Scherparameter mit Werten aus vorliegenden Veröffentlichungen

WICHTER (1980) ermittelte an Proben des ausgelaugten Gipskeupers aus dem Schönbuchtunnel und aus dem Engelbergstollen Reibungswinkel φ' zwischen 22° und 42° . Der Mittelwert lag bei $28,1^\circ$. Es wurde Kohäsionen c' zwischen 20 und 280 kN/m^2 ermittelt. Im Mittel errechnet sich eine Kohäsion c' von $128,9 \text{ kN/m}^2$. Es wurden konsolidierte und drainierte Stufentriaxialversuche durchgeführt.

WEIBMANTEL (1994) führte an Proben des Nürnberger Keupertons insgesamt 15 Dreiaxialversuche (D-Versuche) durch. Der mittlere Reibungswinkel $\varphi' = 30^\circ$ ergab sich hier aus Werten zwischen $20,3^\circ$ und $47,7^\circ$. Bei Extremwerten von 0 kN/m^2 und 260 kN/m^2 wurde eine mittlere Kohäsion von 65 kN/m^2 errechnet.

Beim Vergleich der eigenen Scherparameter mit vorliegenden Daten aus Forschungsarbeiten an vergleichbaren Keuperböden wurden gute Übereinstimmungen gefunden.

Beurteilung der eigenen Scherparameter für Standsicherheitsberechnungen:

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Großversuch in Form einer Fundamentprobelastung direkt auf dem ausgelaugten Gipskeuper durchgeführt (siehe Kapitel 8.3). Da die Belastung bis zum Grundbruch gesteigert wurde, können die durch Laborversuche ermittelten Scherparameter mit Hilfe der Grundbruchformel nach DIN 4017 Teil 1 überprüft werden. Hinweise zur Berechnung finden sich in Kapitel 8.3.1.

Im Allgemeinen kann der Reibungswinkel gegenüber der Kohäsion durch Laborversuche zuverlässig bestimmt werden. Dies konnte durch die eigenen Versuche bestätigt werden und spiegelt sich in den geringen Unterschieden der bestimmten Reibungswinkel gegenüber der sehr großen Streuung bei der Kohäsion wieder.

Für die Nachrechnung des Großversuchs wurde ein Reibungswinkels von $\varphi' = 25^\circ$ verwendet. Löst man nun die Grundbruchformel nach der Kohäsion auf, so ergibt sich eine Kohäsion von $c' = 33,5 \text{ kN/m}^2$.

Damit können für Standsicherheitsberechnungen bei vergleichbaren Situationen Reibungswinkel φ' zwischen 24° und 28° angegeben werden. Bei der Kohäsion werden Werte zwischen 30 kN/m^2 und maximal 35 kN/m^2 empfohlen. Diese Werte decken sich auch mit den Aussagen von Baugrundgutachten zu Gründungen im ausgelaugten Gipskeuper.

Eine Ursache für die große Diskrepanz zwischen den im Labor ermittelten Werten der Kohäsion und des durch Nachrechnung des durchgeführten Großversuchs gefundenen Wertes könnte bei der Ermittlung im Versuch liegen. Bei der Bestimmung der Kohäsion ist zu beachten, dass diese in einem Triaxialversuch ermittelt wird, bei dem die Schichtung durch die Probe horizontal vorliegt. Die Scherfestigkeit in horizontalen Scherflächen der Probe ist relativ klein, wohingegen die Scherfestigkeit vertikal relativ groß ist. Bei der Ausbildung der Grundbruchfigur werden verschiedene Winkel gegen die Schichtung gebildet, die kleinere Abscherkräfte bewirken und somit eine wesentlich kleinere „effektive“ Kohäsion.

7 LABORVERSUCHE ZUM SPANNUNGSVERFORMUNGS- VERHALTEN

7.1 Einflüsse bei Kompressionsversuchen

Die Ergebnisse von Laborversuchen zur Bestimmung des Steifemoduls von normal-konsolidierten bindigen, besonders aber von halbfesten bis festen bindigen Böden werden durch viele Faktoren beeinflusst. Eine umfassende Darstellung dieser Einflussfaktoren gibt JÄNKE (1974). Er berichtet über folgende Beeinflussungen beim Versuchsablauf und bei der Versuchsauswertung:

- Zusammendrückung der zur Entwässerung der Probe eingesetzten Filtersteine
- Eindringen der Filtersteine in die Endflächen der Probe
- Unebenheiten an den Endflächen der Probe
- Wandreibung zwischen Innenfläche des Metallrings und Mantelfläche der Probe
- kein sattes Anliegen der Mantelfläche an der Ringinnenfläche (Ringspalt)
- zu geringe Abmessungen (Durchmesser bzw. Höhe) des Versuchszylinders im Verhältnis zum Größtkorn der Probe
- Nachgiebigkeit der Unterlage des Oedometers bzw. der Eigenverformungen des Versuchsgerätes
- Art und Geschwindigkeit der Lastaufbringung
- Der Einfluß der Geologie wird nicht berücksichtigt
- Es werden Auswerteverfahren verwendet, die nicht exakt der Definition

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta(\Delta h)} \quad (\text{Gl. 7.1})$$

entsprechen.

- es wird bei der Bestimmung von E_s entweder die Einbauhöhe h oder die Probenhöhe h_a vor der Laständerung eingesetzt.

In der DIN 18135 (Eindimensionaler Kompressionsversuch) (2000) wird ebenfalls auf eventuelle Einflüsse und Fehlerquellen bei der Durchführung von Kompressionsversuchen hingewiesen und die entsprechenden Gegenmaßnahmen erläutert. Besonders unter Punkt 8 Kalibrierung wird auf die Eigenverformungen der Versuchsgeräte hingewiesen und die Korrekturmaßnahmen beschrieben.

Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Geräte werden in dem folgenden Abschnitt 7.3 auf ihre Eigenverformungen untersucht, und die eventuellen Korrekturfaktoren werden angegeben.

Auf weitere Einflüsse, mögliche Störungen und Fehlerquellen bei den verschiedenen Kompressionsversuchsarten wird in den entsprechenden Kapiteln eingegangen.

7.2 Versuchsmethoden

7.2.1 Standardoedometer nach DIN 18135 (2000)

Es wurden drei Standardoedometerzellen (Bilder 7.1 und 7.2) im Labor für Geotechnik der Fachhochschule Stuttgart – HfT verwendet.

7.2.1.1 Gerätebeschreibung und Versuchsprinzip

Die Oedometerzellen sind für Proben mit $h/d = 2 \text{ cm}/7,1 \text{ cm}$ ausgelegt. Es handelt sich um Versuchszellen mit festem Ring. Die Versuchszellen waren nicht gewässert. Die Probenzellen wurden feucht gehalten und waren durch Folien gegen Austrocknung geschützt, um möglichst naturnahe Bedingungen zu haben (Bild 7.3).



Bild 7.1: Oedometerstand im Labor für Geotechnik



Bild 7.2: Mit Folie eingepackte Probezelle

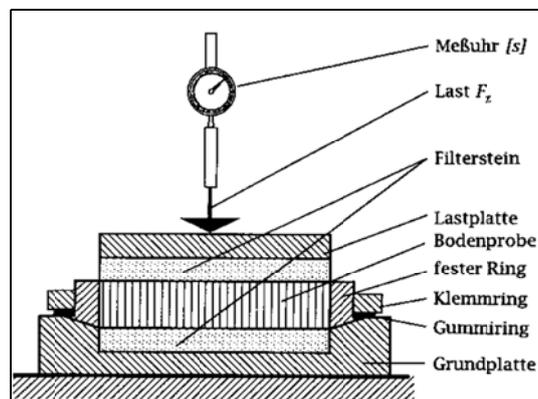


Bild 7.3: Systemskizze der Versuchszelle aus SCHMIDT (1998)

Das Aufbringen der Belastung erfolgte auf mechanischem Wege über ein Hebelsystem, so dass die von Hand aufgelegten Gewichte im Verhältnis 1 : 10 laststeigernd wirkten (Bild 7.1).

Die Versuche wurden „klassisch“ durch stufenweise Steigerung der Last durchgeführt, wobei die Last jeweils verdoppelt wurde. Die Belastung wurde in der Regel jeweils nach 24 Stunden gesteigert. Es wurden auch Versuche durchgeführt, bei denen die Last bereits nach 2 Stunden verdoppelt wurde.

Die Vertikalverformungen der Proben wurden mittels Messuhren mit einer Ablesegenauigkeit von 0,002 mm gemessen.

7.2.1.2 Datenerfassung und bezogene Setzung

In Tabelle 7.1 ist exemplarisch die Datenerfassung eines Versuchs dargestellt. In Bild 7.4 sind die dazugehörigen Spannungs-Dehnungslinien aufgetragen.

In Spalte 3 wurde aus den jeweiligen totalen Verformungen s der einzelnen Laststufen nach Gleichung 4.7 die dimensionslose bezogene Setzung ε berechnet.

7.2.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung (kraftgesteuerter Oedometer)

Um die Einflüsse der unterschiedlichen Arten der Lastaufbringung beim Standard-Oedometer und beim K_0 -Triaxialversuch auf die Versuchsergebnisse zu ermitteln, wurden Vergleichsversuche in einem Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung durchgeführt.

Tabelle 7.1:

Oedometerdaten

σ [kN/m ²]	2 s [mm]	3 ε [-]
1	0,000	0,000
50	0,270	0,014
100	0,420	0,022
200	0,741	0,039
400	1,281	0,067
800	1,978	0,103
800	1,978	0,103
200	1,808	0,094
50	1,601	0,083
50	1,601	0,083
100	1,628	0,085
200	1,699	0,088
400	1,822	0,095
800	2,045	0,107
800	2,045	0,107
200	1,882	0,098
50	1,706	0,089
	1,524	0,079

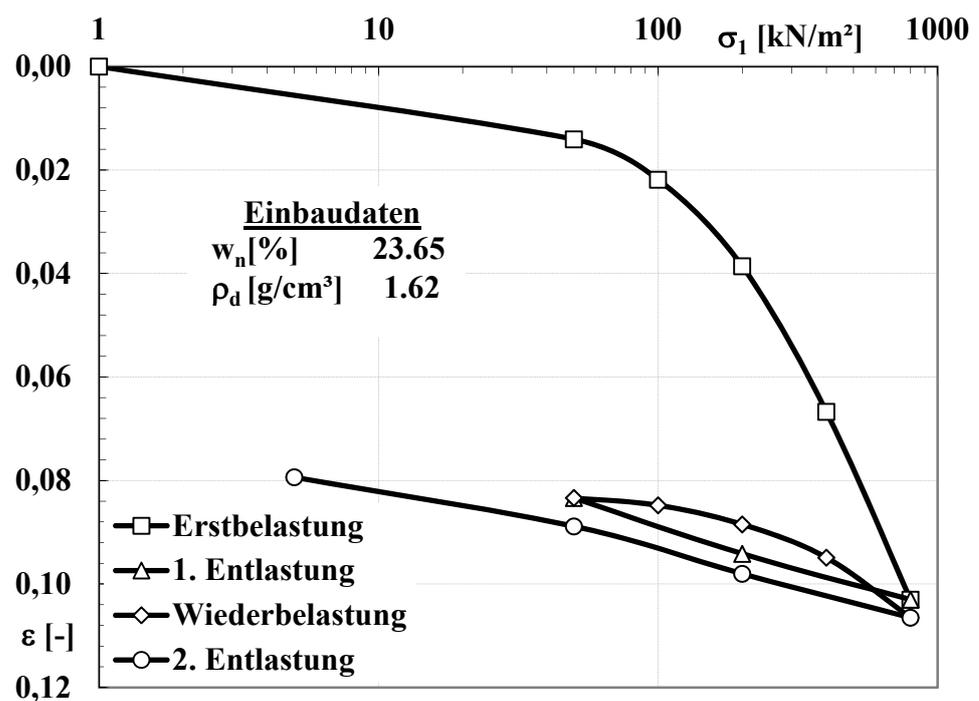


Bild 7.4: Spannungs-Dehnungslinie aus Standardoedometer

7.2.2.1 Gerätebeschreibung und Versuchsprinzip

Die Versuche wurden im für Oedometerversuche umgebauten computergesteuerten Triaxialversuchsstand der englischen Firma GDS INSTRUMENTS LTD durchgeführt. Die gesamte Versuchsanlage wird in Abschnitt 7.2.3, in ILLNER (1997) und in MENZIES (1988) genauer beschrieben. Hier wird nur auf die Besonderheiten des Oedometerversuchs mit kontinuierlicher Laststeigerung eingegangen. Verwendet wurde eine Probenzelle mit festem Ring nach DIN 18135 (2000). Bis auf die Kraft- und Verformungsmessung war die verwendete Zelle mit denen aus Abschnitt 7.2.1 vergleichbar (Bilder 7.2 und 7.6). Die Versuchszellen waren während des Versuchs ebenfalls nicht gewässert. Der Oedometerring hatten die Abmessungen $h/d = 19/76,1$ mm.

Die Triaxialzelle wurde bei dieser Versuchsart nur zur Kraftmessung benötigt (Bild 7.7).

Bei den hier durchgeführten kraftgesteuerten Kompressionsversuchen wurde zu Beginn eine konstante Kraft von $F = 0,01$ kN eingestellt (entspricht der Spannung von $\sigma_1 = 2,2$ kN/m²), die so genannte Vorlast, um die Probe an die Kraftmessdose „anzudocken“ und um einen Kraftschluss herzustellen.

Es wurden die Maximalkraft und die Geschwindigkeit zur Laststauaufbringung in kN/h eingegeben und der Versuch gestartet. Dabei erfolgte die Laststeigerung im Gegensatz zum Standardoedometer nicht stufenförmig, sondern die Probe erfuhr eine konstante Zunahme der Belastung wie beim K_0 -Triaxialversuch. Über die Kraftmessdose wurde die Axialkraft und über den vom Programm gesteuerten, axialen Vorschub die vertikale Verformung gemessen und aufgezeichnet.

Eine weitere Beschreibung des in dieser Arbeit verwendeten Oedometerversuchs mit kontinuierlicher Laststeigerung findet sich in BERNAUER (2000).



Bild 7.5: Für Oedometer umgebauter Triaxversuch



Bild 7.6: Oedometerzelle mit Bodenprobe im Triax



Bild 7.7: Triax-Zelle

7.2.2.2 Datenerfassung und bezogene Setzung

Die Versuchsdaten wurden während des Versuchs automatisch erfasst und gespeichert. Nach Versuchende wurden die gespeicherten Daten ausgewertet und graphisch dargestellt. Tabelle 7.2 zeigt auszugsweise die eingelesenen und ausgewerteten Daten der Erstbelastung eines kraftgesteuerten Oedometerversuchs.

Bei der in Tabelle 7.2 exemplarisch dargestellten Erstbelastung wurde die Belastung mit einer Geschwindigkeit von $v_F = 0,2 \text{ kN/h}$ kontinuierlich gesteigert. Dies entspricht einer Spannungszunahme von $\sigma_1 = 43,925 \text{ kN/m}^2$ pro Stunde. Der Versuch war so eingestellt, dass er nach dem Erreichen der vorgesehenen Maximalkraft von $F = 1,365 \text{ kN}$ automatisch beendet wurde. Die maximale Spannung dieser Erstbelastung betrug damit $\sigma_1 = 300 \text{ kN/m}^2$.

In Spalte 4 wurde die aufgezeichnete Verformung aus Spalte 3 in eine echte Verformung umgerechnet. In Spalte 5 wurde die gemessene Kraft in die auf die Fläche der Probe bezogene Spannung $\sigma_1 = F/A$ umgerechnet. Aus den totalen Verformungen in Spalte 4 und der Ausgangsprobenhöhe wurden in Spalte 6 die dimensionslosen bezogene Setzung nach Gleichung 4.7 berechnet.

7.2.3 K_0 -Triaxialversuch im computergesteuerten Versuchsstand von GDS

Die Kompressionsversuche im Triaxialversuchsstand unter K_0 -Bedingungen wurden in einer voll computergesteuerten Anlage der englischen Firma GDS INSTRUMENTS LTD durchgeführt (Bild 7.8)

Die Anlage besteht aus einer Antriebseinheit mit Triaxialzelle, zwei digitalen Steuereinheiten und einer Computeranlage mit Drucker.

Tabelle 7.2: Aufgenommene und berechnete Daten / EB / F-Oedometer

DESC HN/B3/P2/2/F-Oedo/EB/10.04.00/13:45					
FILE LV221					
INITIAL VALUES					
	D0	L0	D3		
	76.1	19	0		
Spalte 1	Spalte 2	Spalte 3	Spalte 4	Spalte 5	Spalte 6
Nr.	Axialkraft	Axialverformung	Axialverformung	σ_1	ε
	[kN]	[μm]	[μm]	[kN/m^2]	[-]
1	0.007	-5541.250	0.000	1.5390008	5.2632E-10
2	0.049	-5539.609	1.641	10.7730056	8.6368E-05
3	0.012	-5537.031	4.219	2.63828708	0.00022205
•					
558	0.470	-5160.469	380.781	103.332911	0.02004111
559	0.488	-5159.844	381.406	107.290341	0.02007400
600	0.507	-5159.609	381.641	111.467629	0.02008637
•					
1233	1.408	-4948.125	593.125	309.559018	0.03121711
1234	1.369	-4947.422	593.828	300.984585	0.03125411
1235	1.373	-4947.578	593.672	301.864014	0.03124589



Bild 7.8: Computergesteuerte Triaxialanlage (Gesamtansicht)

Eine genaue Beschreibung der gesamten Anlage kann aus ILLNER (1997) und aus MENZIES (1988) entnommen werden. Im Folgenden wird nur die Funktionsweise des K_0 -Triaxialversuchs beschrieben.

7.2.3.1 Gerätebeschreibung und Versuchsprinzip

Die Probe wird, wie in der DIN 18137 vorgeschlagen, mit Filterstreifen und Gummihülle in die Triaxialzelle (Bild 7.8) eingebaut. Bevor die Zelle mit entlüftetem Wasser vollständig gefüllt wird, werden noch Radialsensoren (Messringe mit Messgeber) außen, an der die Probe umschließende Gummihülle, angebracht (Bilder 7.9 und 7.10). Mit diesen Radialsensoren wird die Änderung des Umfangs direkt an der Probe und damit indirekt die horizontale Dehnung gemessen. Das Messprinzip beruht auf dem sog. "Hall Effect", welches in CLAYTON (1989) ausführlich beschrieben wird.

Die K_0 -gesteuerten, dränierten Konsolidationsversuche wurden an nicht gesättigten Proben durchgeführt. Sie waren so programmiert, dass über einen vorgegebenen Zeitabschnitt kontinuierlich mit einem per Schrittmotor gesteuerten Kolben der Zeldruck bis zu einem eingestellten Maximaldruck gesteigert wurde. Beispielsweise wurde der Zeldruck von 10 kPa bis zu einem Maximaldruck von 800 kPa in 72 Stunden heraufgefahren.



Bild 7.9: Radialsensoren an Probe

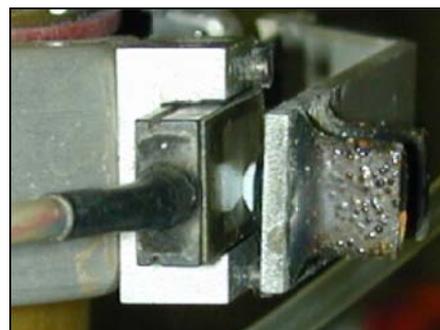


Bild 7.10: Detail Radialsensor an Probe

Der Anfangszelldruck von 10 kPa wurde gewählt, um zu Beginn ein sattes Anliegen der Gummihülle und des Messringes zu gewährleisten. Gleichzeitig wirkte der Zell- druck dem Quellen der Gummihülle entgegen. Dieser Ausgangszell- druck wurde i. d. R. für ca. eine Stunde konstant gehalten.

Während des kontinuierlichen Anstieges des Zelldruckes wurde ständig der Umfang und somit indirekt der Durchmesser der Probe gemessen. Bei einer geringfü- gigen Abweichung im Mikrometerbereich gegenüber dem Ausgangsumfang gab der Radialsensor ein Signal an die Steuerung, und der axiale Vorschub wurde so lange va- riiert, bis sich der ursprüngliche Probendurchmesser einstellte. Dieser Vorgang fand während des gesamten Versuchs statt.

Man hatte damit über den gesamten Versuchsablauf so genannte K_0 -Bedingungen, d.h. Steigerung der Vertikalspannung bei verhinderter Seitende- hung wie beim Oedometerversuch.

Die Versuchsdurchführung über die Zelldruckvorgabe war systembedingt vor- gegeben und konnte nicht variiert werden. Eine Lastaufbringung über einen kontinu- ierlichen Axialvorschub oder eine Belastung in Stufen war somit mit der verwendeten Versuchsanlage nicht möglich.

7.2.3.2 Datenerfassung und bezogene Setzung

Die Versuchsdaten wurden wie beim kraftgesteuerten Oedometerversuch (vgl. Ab- schnitt 7.2.2.2) erfasst, gespeichert und ausgewertet.

Tabelle 7.3 zeigt beispielhaft auszugsweise die eingelesenen und ausgewerteten Daten der Erstbelastung eines K_0 -Triaxialversuchs.

Tabelle 7.3: Aufgenommene und ausgewertete Daten / EB / K_0 -Triaxialversuch

DESC HN/K0/B3/P1/1								
FILE LK211								
INITIAL VALUES								
Spalte 1	D0	L0	D3					
Nr.	Axial- kraft [kN]	Axialver- formung [um]	Axialver- formung [um]	Axialsp. (σ_1) [kN/m ²]	bez. Set- zung (ϵ) [-]	Zell- druck [kN/m ²]	Horiz.sp. (σ_3) [kN/m ²]	$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1$ [-]
	99.82	136.83	0					
1	0.013	101.797	0	10.85719	0.00001	11	9.196	0.8470
2	0.02	113.203	11.406	11.54567	0.01225	10.9	8.99	0.7786
3	0.011	166.328	64.531	11.20362	0.01264	10.7	9.798	0.8745
•								
349	0.288	886.641	784.844	64.97467	0.01790	29.5	28.173	0.4336
350	0.422	922.656	820.859	81.92666	0.01817	29.7	28.002	0.3418
351	0.177	874.453	772.656	51.43769	0.01781	30.2	28.82	0.5603
•								
744	2.026	2346.406	4010.003	436.76250	0.02932	179.2	177.873	0.4073
745	2.181	2381.406	4045.003	457.20395	0.02957	180.1	178.508	0.3904
746	2.014	2391.719	4055.316	436.25609	0.02965	181.5	178.9	0.4101

Bei der in obiger Tabelle 7.3 exemplarisch dargestellten Erstbelastung wurde der Zeldruck mit einer Geschwindigkeit von $v_{\sigma_3} = 10 \text{ kPa/h}$ kontinuierlich gesteigert. Durch die Steuerung des GDS-Systems war ein automatisches Beenden des Versuchs bei Erreichen einer vorgegebenen Axialspannung σ_1 nicht möglich. So musste während des Versuchs ständig die momentane Axialspannung σ_1 berechnet werden. Eine Abschätzung des Zeitpunktes für das Erreichen der vorgegebenen Spannung σ_1 war über den Ruhedruckbeiwert K_0 nach Gleichung 4.2 möglich. Die maximale Spannung σ_1 der Erstbelastung aus obigem Versuch betrug damit etwa 400 kN/m^2 .

In Spalte 4 der Tabelle 7.3 wurde die aufgezeichnete Verformung aus Spalte 3 in echte Verformungen (auf den Nullpunkt bezogen) umgerechnet. In Spalte 5 wurde die gemessene Kraft in die auf die Fläche der Probe bezogene Spannung $\sigma_1 = (F/A + \sigma_3)$ umgerechnet. Aus den totalen Verformungen in Spalte 4 und der Ausgangsprobenhöhe wurden in Spalte 6 die bezogenen Setzungen nach Gleichung 4.7 berechnet. Die Horizontalspannungen σ_3 in Spalte 8 errechnen sich aus dem eingestellten Zeldruck in Spalte 7 abzüglich dem Porenwasserdruck. In Spalte 9 wurde der entsprechende Erdruhedruckbeiwert K_0 nach Gleichung 4.2 berechnet.

7.3 Vorversuche zur Ermittlung der Eigenverformungen der Geräte

7.3.1 Aluminiumdummys im Standard-Oedometer

Vergleichbar den Vorgaben in der DIN 18135 (2000) (Punkt 8 „Kalibrierung“) wurden die Eigenverformungen der drei im Labor für Geotechnik der Fachhochschule – Stuttgart zur Verfügung stehenden Standardoedometerversuchsstände mit und ohne Aluminiumscheiben untersucht. Die Aluminiumdummys hatten einen geringfügig kleineren Durchmesser als die Innendurchmesser der Oedometerringe.

7.3.1.1 Versuchsdurchführung

Die Vorversuche mit und ohne Aluminiumscheibe (Bild 7.11) mit den Abmessungen $h/d = 20/70 \text{ mm}$ wurden nach dem gleichen Muster wie die in Abschnitt 7.5.1 und 7.6.3 beschriebenen Kompressionsversuche mit Bodenproben durchgeführt. So wurde mit einer Spannung $\sigma = 10 \text{ kN/m}^2$ bzw. 50 kN/m^2 in der ersten Laststufe begonnen. Die Spannung wurde dann bei den folgenden Stufen jeweils verdoppelt. Die Belastung wurde bis zu einer Spannung von $\sigma_1 = 800 \text{ kN/m}^2$ gesteigert. Es wurden jeweils eine Erstbelastung, eine erste Entlastung, eine Wiederbelastung und eine zweite Entlastung gefahren.

7.3.1.2 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse

Im folgenden Bild 7.12 sind exemplarisch die Eigenverformungen des Oedometerstandes 1 dargestellt. Es sind die Spannungen σ_1 in kN/m^2 mit den dazugehörigen Vertikalverformungen s in mm aufgetragen.



Bild 7.11: Aluminiumdummy

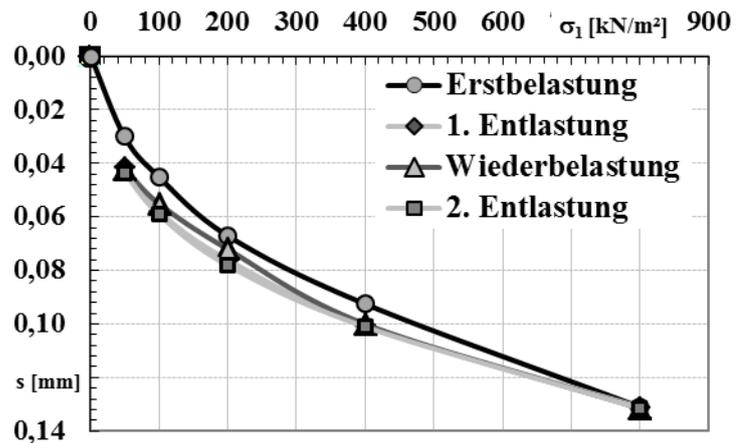


Bild 7.12: Eigenverformungen Oedometerstand 1 mit Aluminiumdummy

Bei den Versuchen, sowohl mit als auch ohne Aluminiumdummy zeigte sich, dass erst ab einer Spannung von 50 kN/m² konstante und in wiederholten Versuchen reproduzierbare Eigenverformungen auftreten. Deshalb werden die sehr differierenden Verformungen bis zu dieser Spannung von 50 kN/m² als „Anpassung“ des Gerätes gewertet. Zum einen richtet sich der Stift, bzw. die Schraube zur Lastübertragung im Zentrum der Lastplatte aus, zum anderen müssen sich die Filtersteine ineinander oder an den Dummy „anpressen“ und Unebenheiten ausgleichen. Aus diesem Grund wird davon ausgegangen, dass die eigentliche Eigenverformung des Systems erst ab dieser Spannung auftritt. Bei der Auswertung der Versuchsprotokolle der Nullversuche im Standardoedometer wird der ab 50 kN/m² gemessene Wert von den darauf folgenden Laststufen subtrahiert.

Auch bei der Auswertung der Steifemoduln in den Abschnitten 7.5 und 7.6.2 wird diese „Anpassung“ des Gerätes berücksichtigt.

In den folgenden Tabellen 7.4 bis 7.7 sind die Mittelwerte aller durchgeführten Nullversuche zur Ermittlung der Eigenverformungen der drei verwendeten Oedometerstände dargestellt. In Apparat 1 wurden insgesamt 6 Versuche, in Apparat 2 wurden 4 Versuche und in Apparat 3 zwei Versuche durchgeführt.

Tabelle 7.4: Eigenverformungen EB

Spannung	Eigenverformungen Standard-Oedometer		
	App. 1	App. 2	App. 3
σ_1 [kN/m ²]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]
50	-	-	-
100	0.020	0.015	0.016
200	0.044	0.033	0.038
400	0.073	0.057	0.064
800	0.110	0.089	0.104

Tabelle 7.5: Eigenverformungen 1. Entl.

Spannung	Eigenverformungen Standard-Oedometer		
	App. 1	App. 2	App. 3
σ_1 [kN/m ²]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]
800	0.110	0.089	0.104
400	0.082	0.063	0.076
200	0.061	0.048	0.051
100	0.042	0.035	0.034
50	0.024	0.024	0.026

Tabelle 7.6: Eigenverformungen WB

Wiederbelastung			
Standard-Oedometer			
Spannung	App. 1	App. 2	App. 3
σ_1	s_{Eigen}	s_{Eigen}	s_{Eigen}
[kN/m ²]	[mm]	[mm]	[mm]
50	0.024	0.024	0.026
100	0.038	0.033	0.031
200	0.058	0.046	0.047
400	0.080	0.064	0.070
800	0.111	0.089	0.105

Tabelle 7.7: Eigenverformungen 2. Entl.

2. Entlastung			
Standard-Oedometer			
Spannung	App. 1	App. 2	App. 3
σ_1	s_{Eigen}	s_{Eigen}	s_{Eigen}
[kN/m ²]	[mm]	[mm]	[mm]
800	0.111	0.089	0.105
400	0.083	0.067	0.077
200	0.062	0.049	0.051
100	0.042	0.035	0.035
50	0.026	0.024	0.026

Vergleicht man die Geräteverformungen der drei Apparate, fällt auf, dass die Unterschiede gering sind.

Die berechnete Eigenverformung des Aluminiumdummys bei einer Spannung $\sigma_1 = 800 \text{ kN/m}^2$ beträgt $0,00023 \text{ mm}$ und wird daher nicht berücksichtigt.

7.3.2 Aluminiumdummys im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

7.3.2.1 Versuchsdurchführung

Wie beim Standardoedometer wurden auch beim Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung die Eigenverformungen der Versuchsanordnung mit und ohne Aluminiumscheibe ermittelt. Es wurde der gleiche Dummy wie beim Standardoedometer verwendet.

Die Vorversuche wurden nach dem gleichen Muster wie die Kompressionsversuche mit Bodenproben durchgeführt. So wurde nach dem Einstellen einer Vorlast $F = 0,01 \text{ kN}$, was einer Spannung $\sigma_1 = 2,2 \text{ kN/m}^2$ entspricht, mit der kontinuierlichen Laststeigerung begonnen. Durch die Vorlast sollte der Kontakt zwischen Lastplatte und dem Stift der Kraftmessdose hergestellt werden.

Nach dem Aufbringen der Vorlast wurde die Last mit einer Geschwindigkeit von $3,6 \text{ kN/h}$ gesteigert. Dies entspricht einer Spannungszunahme von $13,226 \text{ (kN/m}^2\text{)/min}$. Die Spannung der Erstbelastungsstufe wurde bis $\sigma_1 = 800 \text{ kN/m}^2$ gesteigert. Danach wurde bis $\sigma_1 = 10 \text{ kN/m}^2$ entlastet. Bei der 1. Wiederbelastung wurde die Last erneut bis zur Spannung von $\sigma_1 = 800 \text{ kN/m}^2$ gesteigert. Zum Schluss wurde bis $\sigma_1 = 10 \text{ kN/m}^2$ entlastet.

7.3.2.2 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse

In Bild 7.13 sind exemplarisch zwei Messreihen der Erstbelastung des kraftgesteuerten Oedometerversuchs dargestellt. Es sind die Spannungen σ_1 in kN/m^2 mit den dazugehörigen Vertikalverformungen s in mm aufgetragen.

Beim Betrachten von Bild 7.13 fällt auf, dass die Messreihen in etwa bei einer Spannung von $\sigma_1 = 50 \text{ kN/m}^2$ einen Knick machen. Ab einer Spannung von $\sigma_1 = 50 \text{ kN/m}^2$ lässt sich ein annähernd lineares Spannungs-Verformungsverhalten erkennen.

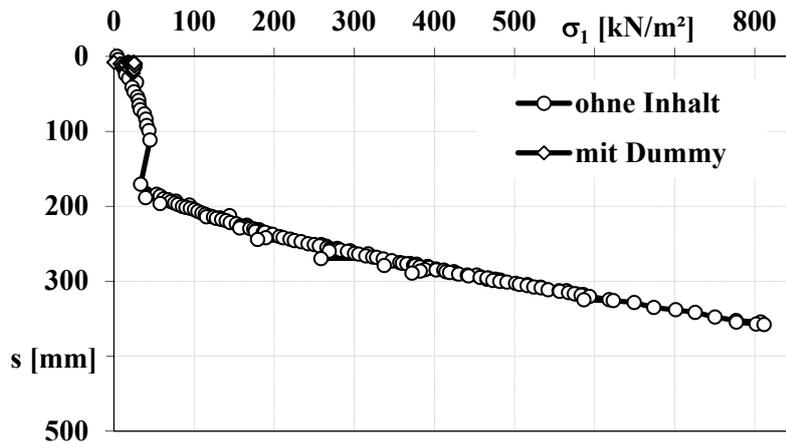


Bild 7.13: Eigenverformungen Kraft-Oedometer im GDS-Gerät

Die Verformungen bis zur Spannung von $\sigma_1 = 50 \text{ kN/m}^2$ werden auch hier wie beim Standardoedometer als „Anpassung“ des Gerätes gewertet und im Folgenden nicht berücksichtigt.

In den Tabellen 7.8 und 7.9 unten sind die Werte aller durchgeführten Nullversuche zur Ermittlung der Eigenverformungen der kraftgesteuerten Oedometerversuche im GDS-Gerät dargestellt. Es wurden insgesamt 3 Versuche durchgeführt.

Die Verformungen der vier durchgeführten Versuche unterscheiden sich untereinander kaum.

7.3.3 Stahldummys im K₀-Triaxialgerät

In der Triaxialzelle der Versuchsapparatur von GDS wurden die folgenden Vorversuche zur Ermittlung der Eigenverformungen und sonstiger Einflüsse durchgeführt:

- Genaue Simulation des K₀-Triaxialversuchs mit Stahldummy
- K₀-Triaxialversuch mit Stahldummy ohne Gummihülle
- Kraftgesteuerte Versuche mit Stahldummy und den verschiedenen Filtersteinen, die bei den K₀-Triaxialversuchen verwendet werden

Tabelle 7.8: Eigenverformungen EB

Spannung σ [kN/m ²]	Erstbelastung Kraftgesteuerter-Oedometer Versuchsart			
	Filterpapier	leer	Dummy	Mittelwert
	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]
50	0	0	0	0
100	0.0236	0.0225	0.0205	0.0222
200	0.0618	0.0550	0.0540	0.0569
400	0.1127	0.1005	0.1040	0.1057
800	0.1891	0.1720	0.1750	0.1787

Tabelle 7.9: Eigenverformungen WB

Spannung σ [kN/m ²]	Wiederbelastung Kraftgesteuerter-Oedometer Versuchsart			
	Filterpapier	leer	Dummy	Mittelwert
	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]	s_{Eigen} [mm]
100	0.0114	0.0200	0.0190	0.0168
200	0.0429	0.0480	0.0450	0.0453
400	0.0879	0.0905	0.0860	0.0881
800	0.1600	0.1572	0.1480	0.1551

7.3.3.1 Versuchsvorbereitung und Versuchsdurchführung

Zur Simulation des K_0 -Triaxialversuchs mit Dummy wurde ein Stahlzylinder (Bild 7.14) mit den Abmessungen $h/d = 150/98$ mm verwendet.

Um möglichst alle Einflüsse während des Versuchs erfassen zu können, wurde bei einem Versuch (K_0 -Triax) beim Einbau des Stahldummys genauso verfahren wie bei den Probekörpern aus Boden. Es zwischen Dummy und Gummihülle Filterstreifen und an den Stirnseiten zwischen Filterstein und Dummy Rundfilter eingebaut.

Auch hier wurde wie bei den Versuchen mit einer Probe aus Boden verfahren. Zuerst wurde eine Vorlast von $F = 0,02$ kN was einer Spannung $\sigma_1 = 2,65$ kN/m² entspricht eingestellt.

Nachdem durch die Vorlast der Kontakt zwischen Lastplatte und dem Stift der Kraftmessdose hergestellt war, wurde der Zelldruck mit einer Geschwindigkeit von $v_{\sigma_3} = 50$ kPa/h kontinuierlich gesteigert. Nach Erreichen einer Vertikalspannung von etwa $\sigma_1 = 1200$ kN/m² wurde der Versuch manuell gestoppt. Es wurden mehrere Ent- und Wiederbelastungen gefahren.

7.3.3.2 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse

In Bild 7.15 ist exemplarisch eine Messreihe der Erstbelastung des K_0 -Triaxialversuchs mit Stahldummy und Filterpapier dargestellt. Es sind die Spannungen σ_1 in kN/m² mit den dazugehörigen Vertikalverformungen s in μm aufgetragen.

Die Verformungen bis zur Spannung von $\sigma_1 = 50$ kN/m² werden auch hier wie bei den vorhergehenden Versuchstypen als „Anpassung“ des Gerätes gewertet und im Folgenden nicht berücksichtigt.

In den folgenden Tabellen 7.10 und 7.11 sind die Werte aller durchgeführten Vorversuche zur Ermittlung der Eigenverformungen des GDS-Geräts bei K_0 -Triaxialversuchen dargestellt. Es wurden insgesamt 5 Versuche durchgeführt. Davon waren 4 Versuche kraftgesteuert mit Stahldummy und mit unterschiedlichen Filtermaterialien. Die berechnete Eigenverformung des Stahlzylinders bei einer Spannung $\sigma_1 = 800$ kN/m² beträgt 0,000571 mm und wird daher nicht berücksichtigt.



Bild 7.14: Stahldummy

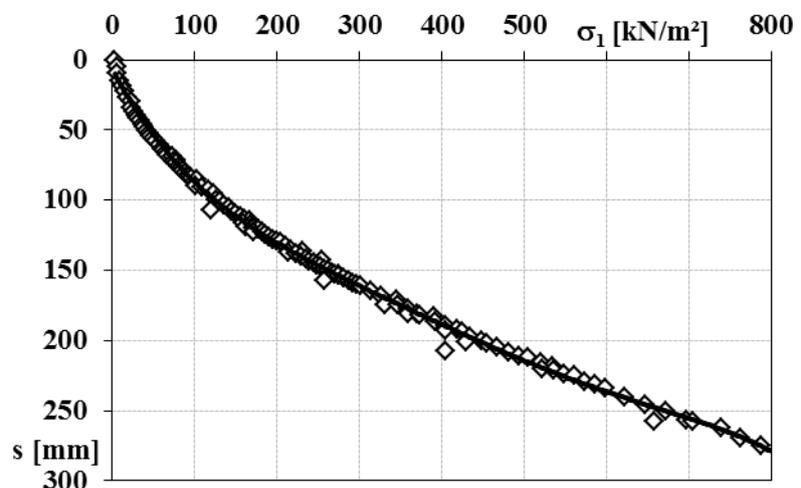


Bild 7.15: Eigenverformungen beim K_0 -Triaxversuch

Tabelle 7.10: Eigenverformungen Erstbelastung

K ₀ -Triaxialversuch / Versuchsart (alle mit Stahldummy)						
Laststufe	K ₀ -Triax Metallfilter	F-gest. rote Filter	F-gest. weiße Filter	F-gest. Metallfilter	F-gest. Metallfilter	Mittelwert
σ_1 [kN/m ²]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]
50	0	0	0	0	0	0
100	0.0305	0.0323	0.0320	0.0307	0.0335	0.0318
200	0.0722	0.0732	0.0700	0.0738	0.0781	0.0735
400	0.1227	0.1277	0.1250	0.1324	0.1375	0.1291
800	0.2123	0.2100	0.2120	0.2207	0.2281	0.2166

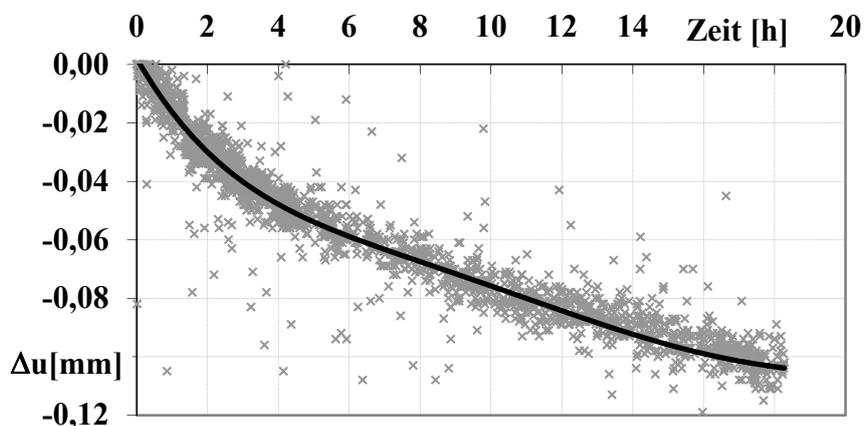
Tabelle 7.11: Eigenverformungen Wiederbelastung

K ₀ -Triaxialversuch / Versuchsart (alle mit Stahldummy)						
Laststufe	K ₀ -Triax Metallfilter	F-gest. rote Filter	F-gest. weiße Filter	F-gest. Metallfilter	F-gest. Metallfilter	Mittelwert
σ_1 [kN/m ²]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]	S _{Eigen} [mm]
100	0.0169	0.0152	0.0174	0.0185	0.0190	0.0174
200	0.0454	0.0416	0.0433	0.0497	0.0492	0.0458
400	0.0934	0.0872	0.0891	0.0983	0.0997	0.0935
800	0.1742	0.1643	0.1683	0.1792	0.1822	0.1736

Beim Vergleich der Verformungen bei den verschiedenen Versuchsarten in den Tabellen 7.10 und 7.11 zeigen sich kaum Unterschiede. Deshalb kann angenommen werden, dass der maßgebliche Anteil der Eigenverformungen aus dem Gerät selbst kommt, unabhängig welcher Filterstein verwendet wurde.

7.3.4 Weitere Einflüsse bei K₀-Triaxialversuchen: Quellen der Gummihülle

Bei den Nullversuchen zeigte sich, dass nach dem Füllen der Triaxialzelle mit entlüftetem Wasser die umgebende Gummihülle der Probe zu quellen beginnt. Sichtbar wird dies im folgenden Bild 7.16. Dabei stellt der kleiner werdende Wert Δu in mm eine Zunahme des Probenumfangs, und somit des Durchmesser, der Probe dar. Bei den folgenden Versuchen mit Bodenproben wurden zwei Verfahren angewendet, um even-

Bild 7.16: Quellen der Gummihülle vor K₀-Triaxialversuch

tuelle Einflüsse aus diesem Verhalten auf die Versuchsergebnisse zu vermeiden. Bei einigen Versuchen wurde die mit Wasser gefüllte Zelle mit einem sehr niedrigen Zell- druck von ca. 2 kPa über Nacht stehen gelassen, so dass die Gummihülle die Möglich- keit hatte, sich auszudehnen. Eine andere Möglichkeit ist es, einen Anfangszell- druck von 20 kPa aufzubringen, um dem anfänglichen Quellen entgegen zu wirken.

7.4 Auswertemethoden

7.4.1 Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135

7.4.1.1 Standardoedometer nach DIN 18135

Die gemessenen Verformungen in Spalte 2 wurden durch die Eigenverformungen des Gerätes aus Spalte 3 zur Verformung des Bodens in Spalte 4 korrigiert.

Die Steifemoduln in Spalte 6 wurden für die einzelnen Spannungsbereiche nach Gleichung 4.10 als Sekantenmodul berechnet.

Zum Beispiel für den Spannungsbereich $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ der Erstbelastung:

$$E_{s(400-800)} = \frac{800-400}{0,097-0,063} = 11600 \text{ kN/m}^2 = 11,6 \text{ MN/m}^2$$

Tabelle 7.12: gemessene + ausgewertete Daten / Standardoedometer / EB und Entl.

Erstbelastung						Entlastung					
1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
σ	s	s _{Eigen}	korr s	ϵ	E _S	σ	s	s _{Eigen}	korr s	ϵ	E _S
[kN/m ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MN/m ²]
1	0	0	0	0		800	1.978	0.11	1.868	0.097	
50	0.27	0	0.27	0.014		200	1.808	0.061	1.747	0.091	95.2
100	0.42	0.02	0.4	0.021	7.4	50	1.601	0.024	1.577	0.082	16.9
200	0.741	0.044	0.697	0.036	6.5						
400	1.281	0.073	1.208	0.063	7.5						
800	1.978	0.11	1.868	0.097	11.6						

Tabelle 7.13: gemessene + ausgewertete Daten / Standardoedometer / WB und Entl.

Wiederbelastung						Entlastung					
1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
σ	s	s _{Eigen}	korr s	ϵ	E _S	σ	s	s _{Eigen}	korr s	ϵ	E _S
[kN/m ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MN/m ²]
50	1.601	0.024	1.577	0.082		800	2.045	0.111	1.934	0.101	
100	1.628	0.038	1.59	0.083	73.8	200	1.882	0.062	1.82	0.095	101.1
200	1.699	0.058	1.641	0.085	37.6	50	1.706	0.026	1.68	0.088	20.6
400	1.822	0.08	1.742	0.091	38.0	5	1.524	0	1.524	0.079	5.5
800	2.045	0.111	1.934	0.101	40.0						

7.4.1.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / GDS-Versuchsstand

Für die Ermittlung des Sekantenmoduls wurden die ausgewerteten Messpunkte der Spalten 5 und 6 aus Tabelle 7.2 auf Seite 72 in Bild 7.17 in einem Spannungs-Verformungsdiagramm linear dargestellt. Aus der Reihe der Messpunkte wurde ein Polynom 3. bis 6. Grades berechnet, je nach dem mit welcher Funktion der Verlauf der Messpunkte am besten beschrieben werden konnte. In Bild 7.17 wurde als Ausgleichsfunktion ein Polynom 4. Grades verwendet.

Zur Bestimmung der Steifemoduln wurde aus dem Diagramm, hier Bild 7.17, mit der gesamten Laststufe der Spannungsbereich herausgegriffen, für den der Steifemodul bestimmt werden sollte und in einem separaten Diagramm aufgetragen (s. Bild 7.18).

Aus Bild 7.18 wurden die Vertikalverformungen ε bei den entsprechenden Spannungen σ herausgegriffen und in die Spalten 1 und 2 der untenstehenden Tabelle 7.14 eingetragen. Nach Berücksichtigung der Eigenverformungen des Gerätes wurde mit den korrigierten Vertikalverformungen *korr. ε* mit Gleichung 4.10 der Sekantenmodul in Spalte 5 berechnet. (siehe Beispiel unten)

Z. B.: Steifemodul für den Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 50 \text{ kN/m}^2$ der Erstbelastung:

$$E_{s(50-100)} = \frac{100 - 50}{0,0193 - 0,01255} = 7407,4 \text{ kN/m}^2 = 7,41 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{Werte aus Bild 7.18})$$

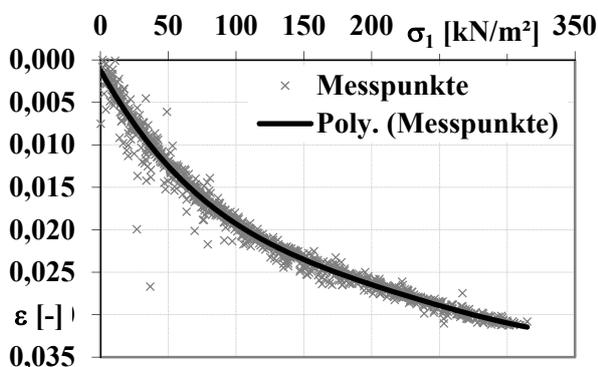


Bild 7.17: Messpunkte und Polynom 4. Grades als Ausgleichsfunktion

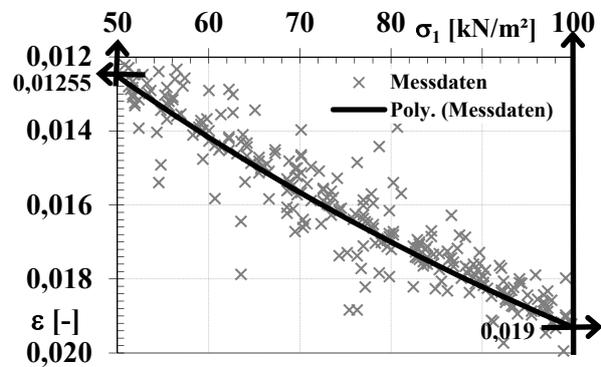


Bild 7.18: Messpunkte & Ausgleichsfunktion Spannungsbereich $\sigma_1 = 50 - 100 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 7.14: gemessene und ausgewertete Daten / kraftgesteuerter Oedometer

Erstbelastung					Wiederbelastung					
1	2	3	4	5	1	2	3	4 5	6	6
σ [kN/m ²]	ε [-]	s_{Eigen} [mm]	korr ε [-]	E_s [MN/m ²]	σ [kN/m ²]	s [mm]	s_{Eigen} [mm]	korr s [mm]	ε [-]	E_s [MN/m ²]
1	0	0	0							
50	0.014	0	0.014		50	1.808	0.061	1.747	0.091	95.2
100	0.021	0.0222	0.020	7.4	100	1.601	0.024	1.577	0.082	16.9
200	0.036	0.0569	0.697	6.5	200					
400	0.063	0.1057	1.208	7.5	400					
800	0.097	0.1787	1.868	11.6	800					

7.4.1.3 K_0 -Tiaxialversuch im computergesteuerten Versuchsstand von GDS

Hier wurde zur Bestimmung der Steifemoduln wie in Abschnitt 7.4.1.2 verfahren. In Bild 7.19 sind die ausgewerteten Messpunkte der Spalten 5 und 6 der Tabelle 7.3 in einem Spannungs-Verformungsdiagramm im linearen Maßstab dargestellt. Als Ausgleichsfunktion wurde hier ein Polynom 4. Grades verwendet.

7.4.2 Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI (1923, 1943)

7.4.2.1 Standardoedometer nach DIN 18135

Die gemessenen Verformungen in Tab. 7.15 Spalte 2 wurden durch die Eigenverformungen des Gerätes aus Spalte 3 zur Verformung des Bodens in Spalte 4 korrigiert. Danach wurde mit den Einbaudaten der Verlauf der Porenzahl in Spalte 5 berechnet. Der Spannungs-Porenzahlverlauf der Punkte aus dem Versuch wurde grafisch aufgetragen. Es wurde mit der Potenzfunktion

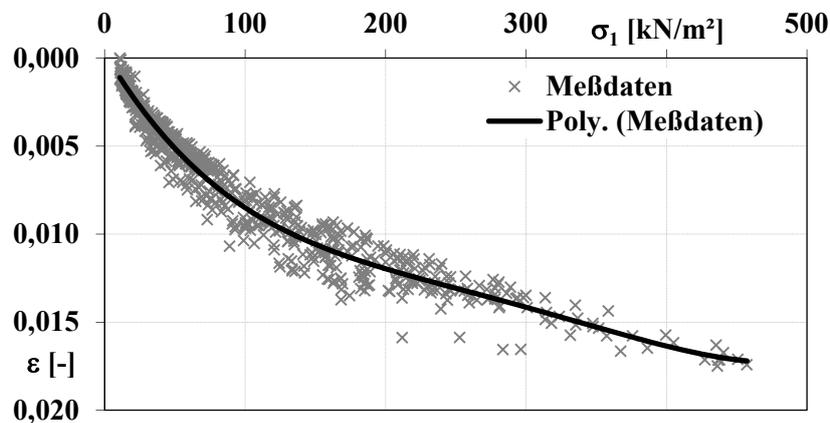


Bild 7.19: Messpunkte und Polynom 4. Grades als Ausgleichsfunktion

Tabelle 7.15: Gemessene und berechnete Daten / Standard-Oedometer

Einbaudaten		Trockend. = 1.834 g/cm ³		Korndichte = 2.67 g/cm ³			
App.3		e ₀ = 0.4558		h ₀ = 19.1 mm			
1	2	3	4	5	6	7	8
σ [kN/m ²]	S _{gemessen} [mm]	S _{Eigen} [kN/m ²]	S _{korrigiert} [mm]	e aus Versuch [-]	e Parameter f=y ₀ +a*σ ^b	σ [kN/m ²]	e berechnet [-]
1	0	0	0	0.4558	y ₀ = 0.46036	1	0.4574
10	0.083	0	0.0825	0.4495	a = -0.00297	10	0.4462
30	0.332	0	0.3315	0.4306	b = 0.67633	30	0.4307
50	0.528	0.0003	0.52767	0.4156		30	0.4307
100	0.82	0.0159	0.80411	0.3945		50	0.4184
200	1.251	0.0369	1.2136	0.3633		100	0.3934
400	1.687	0.0653	1.62173	0.3322	y ₀ = 0.68733	100	0.3934
400	1.687	0.0653	1.6217	0.3322	a = -0.15478	200	0.3638
200	1.66	0.0432	1.6163	0.3326	b = 0.13873	400	0.3312
100	1.622	0.0274	1.59464	0.3343		400	0.3312
50	1.59	0.016	1.574	0.3359	y ₀ = 0.67547	200	0.3326
30	1.571	0.0097	1.56125	0.3368	a = -0.33183	100	0.3340
10	1.529	0.0005	1.52847	0.3393	b = 0.0059	50	0.3354
						30	0.3364
						10	0.3386

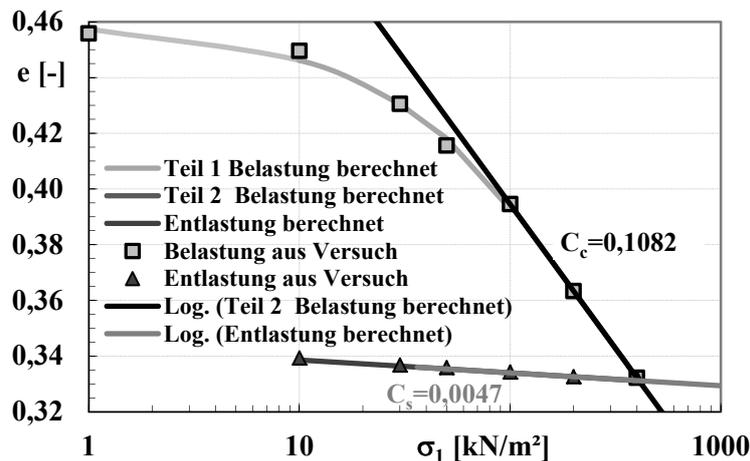


Bild 7.20: Punkte aus Versuch und berechnete Be- und Entlastung

$$e = y_0 + a \cdot (\sigma)^b \quad (\text{Gl. 7.2})$$

entsprechende Anpassungskurven berechnet und die Parameter y_0 , a und b in Spalte 6 für die entspr. Spannungsbereiche bestimmt. Die Ergebnisse der Anpassungen sind in den Spalten 7 und 8 und in Bild 7.20 zu finden. Hierbei kam es vor, dass die Belastungskurve entweder gar nicht oder bis zu dreimal unterteilt werden musste um ausreichend genaue Anpassungen berechnen zu können. Im unten dargestellten Beispiel wurde die Belastung in zwei Teilen berechnet.

Im nächsten Schritt wurde für den linearen Bereich, in Bild 7.20 als Logarithmisch dargestellt, der Be- und Entlastung der Kompressions- und Schwellindex mit den Gleichungen 4.12 und 4.13 berechnet.

Beispiel: Berechnung des Kompressions- C_c und Schwellindexes C_s :

$$C_c = \frac{0,3638 - 0,3312}{\lg\left(\frac{400}{200}\right)} = 0,1082 \quad C_s = \frac{0,3326 - 0,3312}{\lg\left(\frac{400}{200}\right)} = 0,0047$$

7.4.2.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Versuchsstand GDS

Aus den gemessenen Verformungen in Spalte 3 und den dazugehörigen Spannungen in Spalte 2 wurden die Parameter y_0 , a und b in Spalte 4 mit der Potenzfunktion

$$s = y_0 + a \cdot (\sigma)^b \quad (\text{Gl. 7.3})$$

berechnet. Dabei wurde teilweise, um eine optimale Anpassung der Ausgleichsfunktion an die gemessenen Daten zu erhalten, die Belastung in bis zu drei Spannungsbereiche unterteilt. Im hier dargestellten Beispiel wurden die Messwerte der Belastung in zwei Spannungsbereiche eingeteilt (siehe Bild 7.21).

Die berechneten Verformungen aus den Ausgleichsfunktionen in Spalte 6 wurden durch die Eigenverformungen des Gerätes in Spalte 7 zur berechneten Verformung des Bodens in Spalte 8 korrigiert. Danach wurde mit den Einbaudaten der Verlauf der Porenzahl in Spalte 9 berechnet. Der aus den Versuchsdaten berechnete Spannungs-Porenzahlverlauf wurde grafisch aufgetragen (vgl. Bild 7.22).

Tabelle 7.16: Gemessene und berechnete Daten / Kraftgesteuerter-Oedometer

DESC FILE INITIAL VALUES	Sand-Opalinuston-Gemisch/F-Oed/EB/04.12.00/13:12			Einbaudaten	Trockend= e ₀ =	1.82 g/cm ³ 0.4670	Korndichte= h ₀ =	2.67 g/cm ³ 19,0 mm
D0 76.15 1	L0 19 2	D3 0 3	4	5	6	7	8	9
Axialkraft [kN]	σ [kN/m ²]	S _{gemessen} [μm]	Parameter $s = y_0 + a \cdot (\sigma)^b$	σ [kN/m ²]	S _{berechnet} [μm]	S _{Eigen} [μm]	S _{korrigiert} [μm]	e _{berechnet} [-]
0.003	0.658705907	224.766	Belastung Bereich 1 σ = 1 bis 50 kN/m ² y ₀ = 16.32252037 a = 24.46082418 b = 0.731044816	1	40.78334455	0	40.78334455	0.46388
0.005	1.097843178	146.484		2	56.92359268	0	56.92359268	0.46264
•	•	•		5	95.65471783	0	95.65471783	0.45965
0.099	21.73729493	373.203		10	148.0013331	0	148.0013331	0.45561
0.1	21.95686357	86.016		25	273.615468	0	273.615468	0.44591
•	•	•	50	443.3878348	0	443.3878348	0.43280	
0.224	49.18337439	348.828	Belastung Bereich 2 σ = 50 bis 400 kN/m ² y ₀ = -394.8521019 a = 263.6999658 b = 0.29689847	50	447.573716	0	447.573716	0.43247
0.233	51.15949211	425.938		75	555.3432325	9.887221825	545.4560107	0.42492
•	•	•		100	640.0684546	20.53926843	619.5291862	0.41920
0.454	99.68416059	537.656		150	772.4633618	38.68462341	733.7787384	0.41038
0.457	100.3428665	732.969		200	876.5483414	54.21361205	822.3347293	0.40354
0.46	101.0015724	623.359	Eigenverf. Belastung y ₀ = -53.01105773 a = 6.01060441 b = 0.543833229	250	963.6327282	68.04808737	895.5846408	0.39788
•	•	•		300	1039.195554	80.66665172	958.5289022	0.39302
1.82	399.6149169	1160.469		350	1106.352833	92.35629584	1013.996537	0.38874
1.828	401.371466	1162.578		400	1167.064006	103.3054457	1063.75856	0.38490
•	•	•		400	1148.50274	117.0264323	1031.476307	0.38739
1.631	358.1164448	1140	Entlastung y ₀ = 795.8099061 a = 109.0770719 b = 0.195869106	300	1129.178741	98.73439989	1030.444341	0.38747
1.561	342.7466403	1139.375		200	1103.727255	77.12785113	1026.599404	0.38777
•	•	•		100	1064.636162	49.15427468	1015.481887	0.38863
0.731	160.5046727	1087.343		50	1030.507808	29.54152264	1000.966285	0.38975
0.672	147.5501232	1086.172		10	967.0488643	3.706823962	963.3420404	0.39265
•	•	•	Eigenverf. Entlastung y ₀ = -16.46590725 a = 6.201431826 b = 0.512272728	10	967.0488643	3.706823962	963.3420404	0.39265
0.24	52.69647256	1027.89		•	•	•	•	•
0.202	44.3528644	1025.156		•	•	•	•	•
•	•	•		•	•	•	•	•
0.043	9.441451333	968.281		•	•	•	•	•
0.038	8.343608155	967.109	•	•	•	•	•	

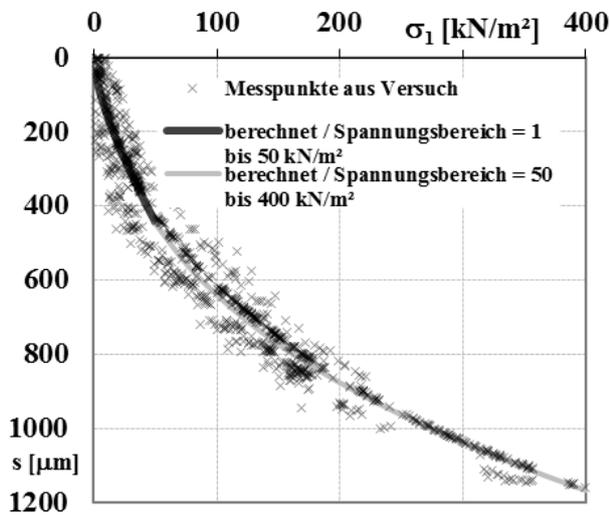


Bild 7.21: Messpunkte und berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen

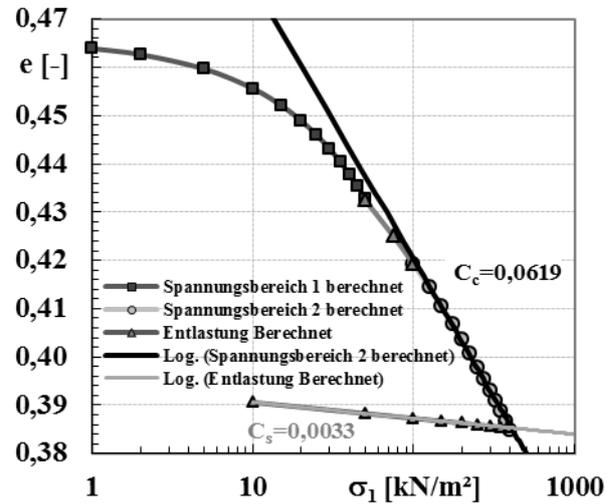


Bild 7.22: Berechnete Be- und Entlastungsfunktionen/Kraft-Oedo

Danach wurde für den linearen Bereich, in Bild 7.22 als Logarithmisch dargestellt, der Be- und Entlastung der Kompressions- und Schwellindex mit den Gleichungen 4.12 und 4.13 berechnet.

Beispiel: Berechnung des Kompressions- C_c und Schwellindexes C_s :

$$C_c = \frac{0,40354 - 0,3849}{\lg\left(\frac{400}{200}\right)} = 0,0619 \quad C_s = \frac{0,38777 - 0,38739}{\lg\left(\frac{400}{200}\right)} = 0,0033$$

7.4.2.3 K_0 -Tiaxialversuch im computergesteuerten Versuchsstand GDS

Hier wurde bei der Auswertung wie in Abschnitt 7.4.2.2 verfahren. In Bild 7.23 ist der aus den Versuchsdaten berechnete Spannungs-Porenzahlverlauf grafisch aufgetragen. Dabei wurde die Belastung zur besseren Anpassung in drei Spannungsbereiche unterteilt.

Z. B. Berechnung des Kompressions- C_c und Schwellindexes C_s :

$$C_c = \frac{0,45835 - 0,43572}{\lg\left(\frac{400}{200}\right)} = 0,0752 \quad C_s = \frac{0,42847 - 0,42765}{\lg\left(\frac{400}{200}\right)} = 0,0027$$

7.4.3 Steifemodul als Tangentenmodul nach JANBU

7.4.3.1 Standardoedometer nach DIN 18135

Die Auflastspannungen aus Spalte 1 wurden durch eine Bezugsspannung σ_A (hier $\sigma_A = \text{Atmosphärendruck} = 100 \text{ kN/m}^2$) dividiert um eine dimensionsreine Darstellung zu bekommen.

Die gemessenen Verformungen in Spalte 3 wurden durch die Eigenverformungen des Gerätes aus Spalte 4 zur Verformung des Bodens in Spalte 5 korrigiert. Danach wurde mit der Ausgangsprobenhöhe h_0 der Verlauf der Verformungen in Spalte 5 berechnet. Der Spannungs-Verformungsverlauf der Punkte aus dem Versuch wurde grafisch aufgetragen (vgl. Bild 7.24). Es wurde mit dem Potenzansatz

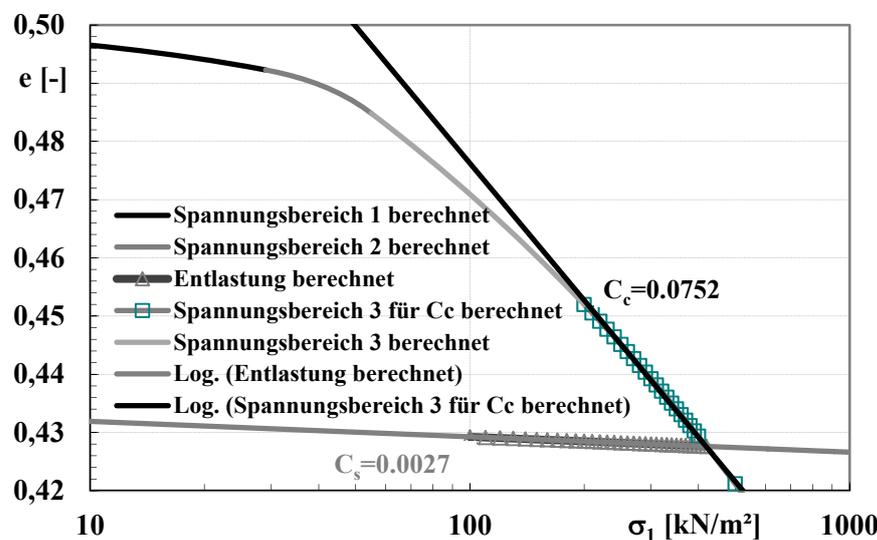


Bild 7.23: Berechnete Be- und Entlastungsfunktionen / Standard-Oedometer

$$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C \quad (\text{Gl. 4.20})$$

aus Abschnitt 4.2.4 entsprechende Anpassungskurven berechnet und die Parameter b , a und C in Spalte 7 für die entspr. Spannungsbereiche bestimmt. Die Ergebnisse der Anpassungen sind in den Spalten 8 bis 11 und in Bild 7.24 zu finden. Hierbei ist zu beachten, dass die Belastungskurve entweder gar nicht oder bis zu drei mal unterteilt werden musste um ausreichend genaue Anpassungen berechnen zu können. Im hier beschriebenen Beispiel wurde die Belastung in zwei Teilen berechnet.

Im nächsten Schritt wurden die Parameter b und a in die Gleichung 4.22 für den Tangentenmodul nach JANBU (1963) eingesetzt, die Moduluszahl m bestimmt und der Verlauf von M in Abhängigkeit der Spannung in Spalte 12 berechnet und in Diagramm 7.25 grafisch aufgetragen.

$$M = E_s = m \cdot \sigma_a \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^{(1-a)} \quad \text{mit } m = \frac{1}{b \cdot a} \quad (\text{Gl. 4.22})$$

Tabelle 7.17: Gemessene und berechnete Daten / Standard-Oedometer

Einbaudaten App.3:
Trockendichte = 1.834 g/cm³ / Korndichte = 2.67 g/cm³ / h₀ = 19.1 mm

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
σ	σ/σ_A	s_{gemessen}	s_{Eigen}	$s_{\text{korrigiert}}$	ε	ε Parameter $\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C$	σ	σ/σ_A	$\varepsilon_{\text{berechnet}}$	$\varepsilon_{\text{dargestellt}}$	E_s
[kN/m ²]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[kN/m ²]	[-]	[-]		[MN/m ²]
1	0	0	0	0	0.0000		2	0.02	0.0002	0.0002	0.9
10	0.1	0.083	0	0.0825	0.0043	Bereich 1	10	0.1	0.0066	0.0066	1.5
30	0.3	0.332	0	0.3315	0.0173	2 - 100 kN/m ²	30	0.3	0.0172	0.0172	2.2
50	0.5	0.528	0.0003	0.5277	0.0275	C = -0.0031	50	0.5	0.0256	0.0256	2.2
100	1	0.820	0.0159	0.8041	0.0419	b = 0.045791	100	1	0.0427	0.0427	2.6
200	2	1.251	0.0369	1.2136	0.0632	a = 0.67608					3.2
400	4	1.687	0.0653	1.6217	0.0845						
						Bereich 2	100	1	0.0419	0.0427	3.3
						100-400 kN/m ²	200	2	0.0631	0.0639	6.5
						C = -3.75325	300	3	0.0756	0.0764	9.7
						b = 3.795158	400	4	0.0845	0.0853	13.0
						a = 0.008047					

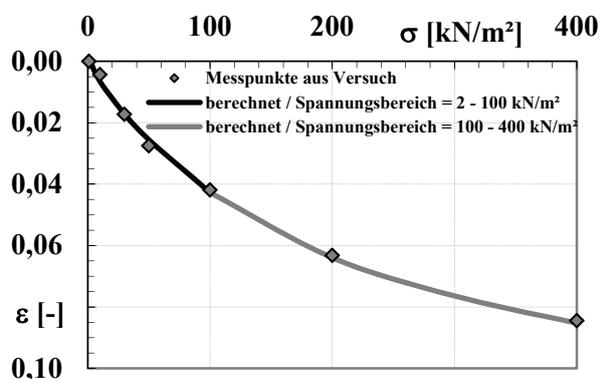


Bild 7.24: Messpunkte u. berech. Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen

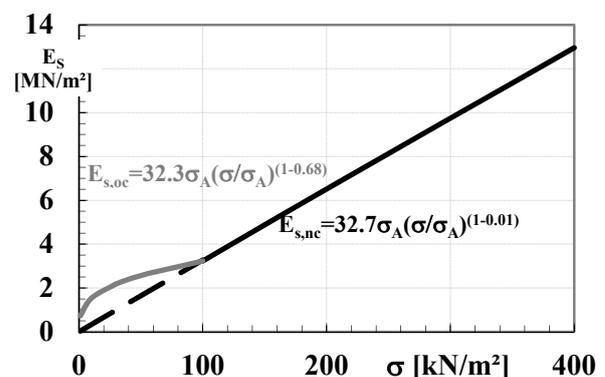


Bild 7.25: Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / EB

7.4.3.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Versuchsstand GDS

Für eine Vorabschätzung des Verlaufs des Spannungs-Verformungsverhaltens wurden die Messpunkte in einem Spannungs-Verformungsdiagramm linear dargestellt und eine Ausgleichsfunktion in Form eines Polynoms 3. bis 6. Grades berechnet. In Bild 7.26 sind mehrere unterschiedliche Krümmungsrichtungen des Polynoms deutlich zu erkennen. Somit ist der Spannungsverformungsverlauf in mehrere Spannungsbereiche mit gleicher Krümmungsrichtung zu unterteilen.

Im vorliegenden Beispiel wurde der Spannungsverformungsverlauf für die Erstbelastung in 3 Spannungsbereiche unterteilt: Bereich 1: $\sigma = 10 - 104 \text{ kN/m}^2$, Bereich 2: $\sigma = 104 - 167 \text{ kN/m}^2$, Bereich 3: $\sigma = 167 - 400 \text{ kN/m}^2$ (s. Tab. 7.18, 7.19 und Bild 7.27).

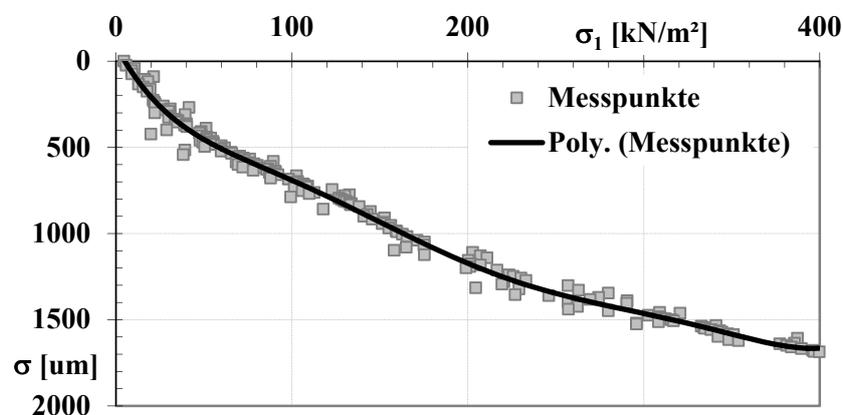


Bild 7.26: Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion

Tabelle 7.18: Gemessene und berechnete Daten kraftgesteuerter Oedometer

DESC FILE	Aufb.Opalinuston/Topfl/F-Oed/EB/02.10.00/11:14			Einbaudaten	Trockendichte = 1.46 g/cm ³		Korndichte = 2.69 g/cm ³	
INITIAL VALUES	LV322			Ausgangshöhe = 19,0 mm				
D0	L0	D3						
76.15	19	0						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Axialkraft	σ	s_{gemessen}	Parameter	σ	$s_{\text{berechnet}}$	s_{Eigen}	$s_{\text{korrigiert}}$	$\epsilon_{\text{aus korrigiert}}$
[kN]	[kN/m ²]	[μm]	$s = y_0 + a \cdot (\sigma)^b$	[kN/m ²]	[μm]	[μm]	[μm]	[-]
0,020	4,39137271	0	Belastung Bereich 1	10	85,7680178	9,14711408	76,6209037	0,0040
0,026	5,70878453	24,141	$\sigma = 10 \text{ bis } 100 \text{ kN/m}^2$	20	215,28064	15,8048405	199,475799	0,0105
0,047	10,3197259	40,235	$y_0 = -335,350691$	40	384,62412	25,9256731	358,698446	0,0189
•	•	•	$a = 172,800424$	60	506,897175	34,1368424	472,760333	0,0249
0,217	47,6463939	458,594	$b = 0,38685973$	80	606,048206	41,3109933	564,737213	0,0297
0,251	55,1117275	465,078		104	706,615866	49,0349508	657,580915	0,0346
0,224	49,1833744	470,235	Belastung Bereich 2					
•	•	•	$\sigma = 100 \text{ bis } 167 \text{ kN/m}^2$	104	715,654718	49,0349508	666,619767	0,0351
0,943	207,053223	1128,828	$y_0 = 380,900315$	124	794,663997	54,9428002	739,721197	0,0389
0,960	210,78589	1140,781	$a = 1,24388161$	144	876,33617	60,4834506	815,852719	0,0429
0,912	200,246596	1155,235	$b = 1,20471348$	167	973,164593	66,4907251	906,673868	0,0477
•	•	•						
1,803	395,88225	1677,031	Belastung Bereich 3	167	1038,44512	66,4907251	971,954394	0,0512
1,807	396,760525	1684,219	$\sigma = 167 \text{ bis } 400 \text{ kN/m}^2$	200	1168,99433	74,5651265	1094,4292	0,0576
1,820	399,614917	1686,172	$y_0 = -10044,6831$	250	1332,67484	85,8551195	1246,81972	0,0656
			$a = 7949,11075$	300	1468,18352	96,2791947	1371,90432	0,0722
			$b = 0,06494027$	350	1584,01286	106,034246	1477,97861	0,0778
				400	1685,29033	115,250914	1570,03942	0,0826
			Eigenverf. Belastung					
			$y_0 = -3,65218176$					
			$a = 3,18390123$					
			$b = 0,60422649$					

Erläuterung zu Tabelle 7.18:

Aus den gemessenen Verformungen in Spalte 3 und den dazugehörigen Spannungen in Spalte 2 wurden die Parameter y_0 , a und b in Spalte 4 mit der Potenzfunktion

$$s = y_0 + a \cdot (\sigma)^b \quad (\text{Gl. 7.3})$$

berechnet. Dabei wurden für jeden Spannungsbereich die Parameter bestimmt. Die berechneten Verformungen aus den Ausgleichsfunktionen in Spalte 6 wurden durch die Eigenverformungen des Gerätes in Spalte 7 zur berechneten Verformung des Bodens in Spalte 8 korrigiert. Danach wurde mit der Einbauprobenhöhe der Verlauf der Probenverformung ε in Spalte 9 berechnet.

Mit der dimensionslosen Spannung aus Spalte 2 und der berechneten Verformung aus Spalte 3 wurden mit dem Potenzansatz (Gl. 4.20) aus Abschnitt 4.2.4 die entsprechenden Parameter b , a und C für die jeweiligen Spannungsbereiche bestimmt.

$$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C \quad (\text{Gl. 4.20})$$

Tabelle 7.19: Berechnete Daten und Parameter / kraftgesteuerter Oedometer

Bereich 1: $\sigma = 10 - 104 \text{ kN/m}^2$				Bereich 2: $\sigma = 104 - 167 \text{ kN/m}^2$				Bereich 3: $\sigma = 167 - 400 \text{ kN/m}^2$					
1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
σ	$\frac{\sigma}{\sigma_A}$	ε	ber E_s	σ	$\frac{\sigma}{\sigma_A}$	ε	ε	ber E_s	σ	$\frac{\sigma}{\sigma_A}$	ε	ε	ber E_s
[kN/m ²]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]	[MN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]	[MN/m ²]
10	0,1	0,0040	1,22	104	1,05	0,0351	0,0346	5,31	167	1,7	0,0512	0,0472	4,68
20	0,2	0,0105	1,89	114	1,15	0,0370	0,0367	5,19	200	2,0	0,0576	0,0536	5,58
•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
90	0,9	0,0319	4,85	155	1,55	0,0450	0,0447	4,81	350	3,5	0,0778	0,0738	9,65
104	1	0,0346	5,18	167	1,67	0,0477	0,0472	4,72	400	4,0	0,0826	0,0786	10,99

ε Parameter		ε Parameter		ε Parameter	
$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C$	$C = -0,017877$ $b = 0,051733$ $a = 0,3730653$	$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C$	$C = 0,01947379$ $b = 0,01486377$ $a = 1,25221492$	$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C$	$C = -1,5153989$ $b = 1,54836587$ $a = 0,02277696$

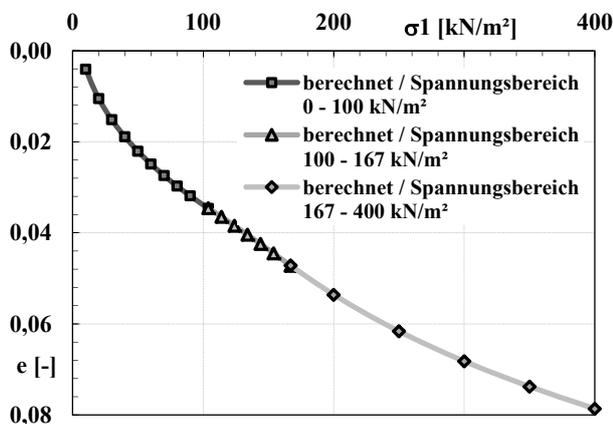


Bild 7.27: Messpunkte u. berech. Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen

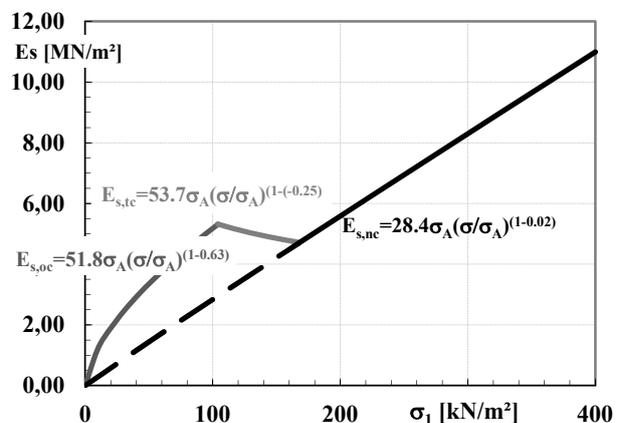


Bild 7.28: Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / EB

Für die Spannungsbereiche 2 und 3 musste die berechnete Verformung ε aus Spalte 3 noch in Spalte 4 angepasst werden um einen kontinuierlichen Verlauf der Verformungen über den gesamten Spannungsbereich zu erhalten (vgl. Bild 7.27). Die Ergebnisse der Anpassungen der Tabelle 7.19 und in Bild 7.27 zu finden.

Danach wurden die Parameter b und a in die Gleichung 4.22 für den Tangentenmodul nach JANBU (1963) eingesetzt, die Moduluzahl m bestimmt und der Verlauf von M bzw. E_s in Abhängigkeit der Spannung in Spalte 4 (für den Bereich 1) und 5 (für die Bereich 2 und 3) berechnet und in Diagramm 7.28 grafisch aufgetragen.

$$M = E_s = m \cdot \sigma_a \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^{(1-a)} \quad \text{mit} \quad m = \frac{1}{b \cdot a} \quad (\text{GL. 4.22})$$

7.4.3.3 K_0 -Tiaxialversuch im computergesteuerten Versuchsstand von GDS

Hier wurde bei der Auswertung wie in Abschnitt 7.4.3.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung im Versuchsstand von GDS verfahren.

Für eine Vorabschätzung des Verlaufs des Spannungsverformungsverhaltens wurden die Messpunkte auch hier in einem Spannungsverformungsdiagramm in Bild 7.29 linear dargestellt und eine Ausgleichsfunktion in Form eines Polynoms berechnet.

Aus Bild 7.29 kann man das Polynom in zwei Spannungsbereiche mit unterschiedlich starken Krümmungen einteilen. Bereich 1: $\sigma = 10 - 125 \text{ kN/m}^2$, Bereich 2: $\sigma = 125 - 400 \text{ kN/m}^2$.

Für die Spannungsbereiche 1 und 2 wurden jeweils mit dem Potenzansatz (Gl. 4.20) aus Abschnitt 4.2.4 die entsprechenden Parameter b , a und C bestimmt.

$$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C \quad (\text{Gl. 4.20})$$

Die Ergebnisse der Anpassungen sind in Bild 7.27 zu finden.

Die mit Gleichung 4.22 berechneten Parameter Moduluzahl m und a nach JANBU (1963) und der Verlauf von M bzw. E_s in Abhängigkeit der Spannung sind in Bild 7.31 dargestellt.

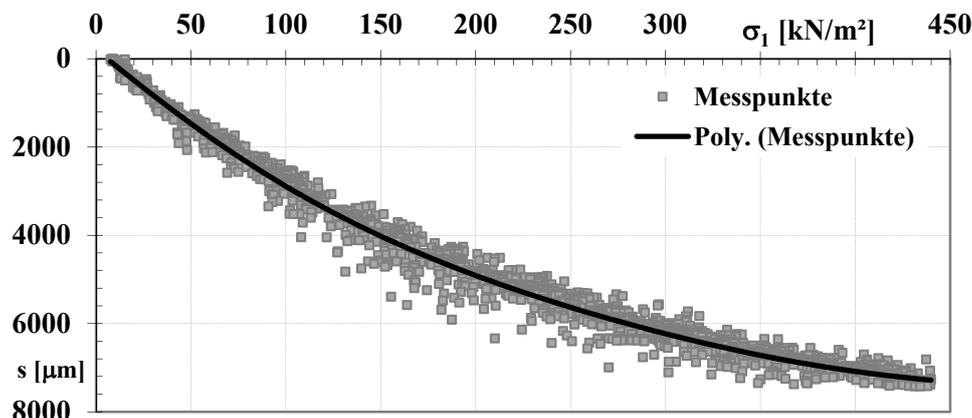


Bild 7.29: Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion

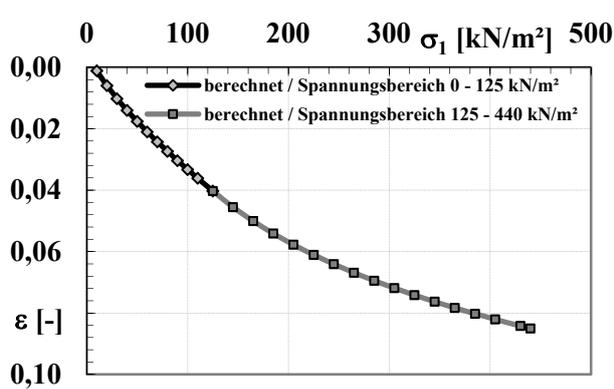


Bild 7.30: Berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen

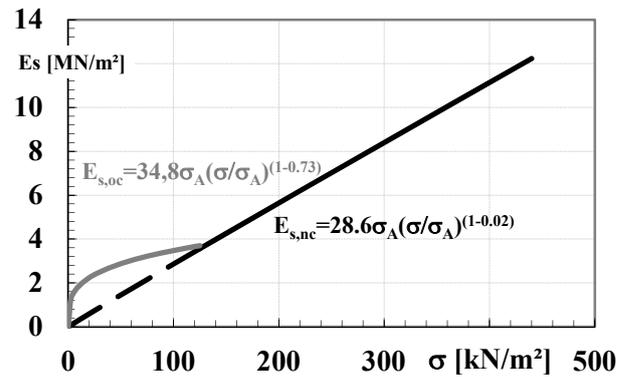


Bild 7.31: Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / EB

7.4.4 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT und FRITSCH

Im Folgenden wird die Auswertung der Verformungen von Böden in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte (vgl. Abschnitt 4.2.6), d.h. nach mindestens einer Belastung und einer Entlastung, beschrieben.

7.4.4.1 Standardoedometer nach DIN 18135

Bei der Auswertung der Versuchsdaten aus dem Standardoedometer wurde wie in Abschnitt 7.4.3.1 verfahren. Allerdings musste der Spannungs-Verformungsverlauf in jedem Fall in einen echten Wiederbelastungsbereich, einen Übergangsbereich und einen sich anschließenden Erstbelastungsbereich unterteilt werden (Bild 7.32). Letzterer konnte nicht bei allen durchgeführten Versuchen ausgewertet werden, da entweder nur bis zum Maximum der Erstbelastung wiederbelastet wurde oder zu wenig Belastungsstufen nach dem Übergangsbereich zur Verfügung standen.

Aus den einzelnen Spannungsbereichen wurden mit dem Potenzansatz

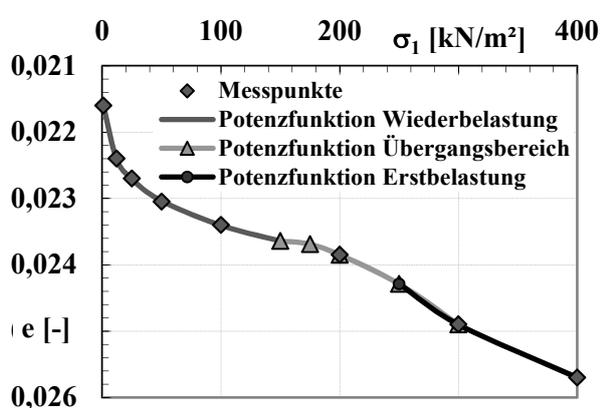


Bild 7.32: Messpunkte u. Anpassungskurven als Potenzfunktionen für Spannungsbereiche

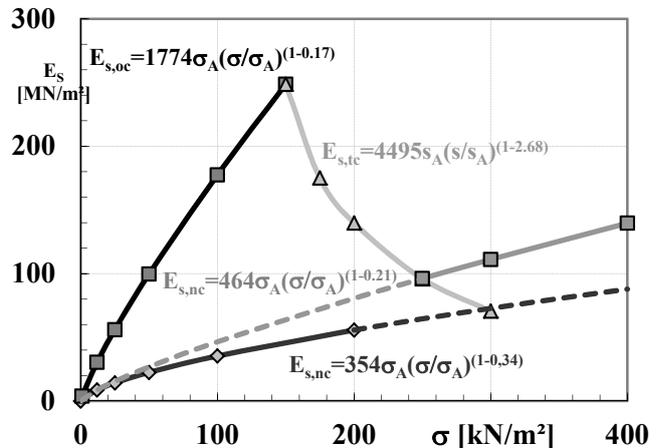


Bild 7.33: Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / Spannungsbereiche mit Potenzfunktionen und den Parametern m und a

$$\varepsilon = b \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_A} \right)^a + C \quad (\text{Gl. 4.20})$$

aus Abschnitt 4.2.4 entsprechende Anpassungskurven (vgl. Bild 7.32) berechnet und die Parameter b , a und C bestimmt.

Die Parameter b und a wurden in die Gleichung 4.22 für den Tangentenmodul nach JANBU (1963) eingesetzt. Die Moduluszahl m wurde bestimmt und der Verlauf von M in Abhängigkeit der Spannung berechnet und in Bild 7.33 eingezeichnet.

$$M = E_s = m \cdot \sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{(1-a)} \quad \text{mit} \quad m = \frac{1}{b \cdot a} \quad (\text{GL. 4.22})$$

7.4.4.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Zur Einteilung des Spannungs-Verformungsverhaltens der Zweitbelastung in die Bereiche evtl. Lastumkehr, echte Wiederbelastung, Übergang zur Erstbelastung und Erstbelastung, wurden die Messpunkte in einem Diagramm linear dargestellt und eine Ausgleichsfunktion in Form eines Polynoms 3. bis 6. Grades berechnet.

Die Auswertung des Versuchs und die Bestimmung der Parameter für die einzelnen Spannungsbereiche erfolgten analog den Abschnitten 7.4.3.2 und 7.4.4.1.

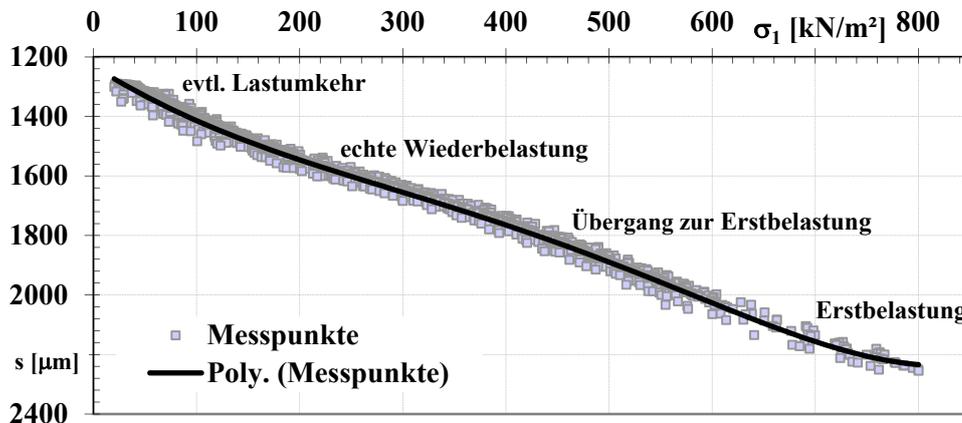


Bild 7.34: Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion

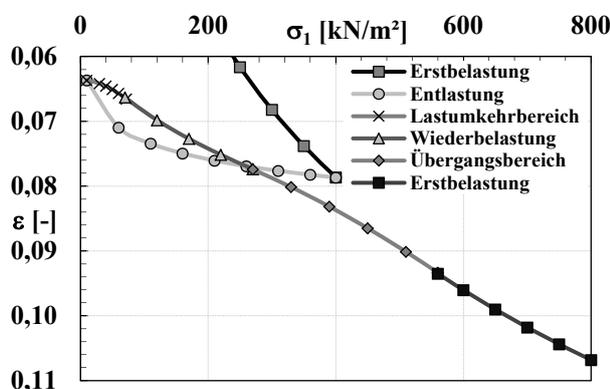


Bild 7.35: Berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen für Spannungsbereiche

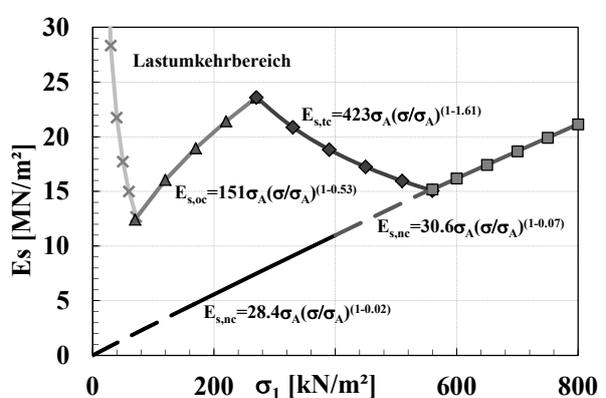


Bild 7.36: Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / Spannungsbereiche m. Potenzfunktionen u. den Parametern m und a

7.4.4.3 K_0 -Triaxialversuch im computergesteuerten Versuchsstand von GDS

In Bild 7.37 ist das Spannungs-Verformungsverhalten der Zweitbelastung mit den Bereichen: evtl. Lastumkehr, echte Wiederbelastung, Übergang zur Erstbelastung und Erstbelastung, als Messpunkte und in Form einer Ausgleichsfunktion (Polynoms 6. Grades) dargestellt.

Die Versuchsauswertung und Parameterbestimmung (m , a) der einzelnen Spannungsbereiche erfolgte analog den Abschnitten 7.4.3.2 und 7.4.4.1.

7.5 Probeneinbau und Versuchsdurchführung ungestörter Gipskeuperproben

7.5.1 Standardoedometer

Aus den angelieferten Bohrkernen wurde eine Teilprobe in den Oedometerring eingepresst und für den Einbau in die Oedometerzelle vorbereitet. Der Einpressvorgang ist in Bild 7.40 dargestellt. Bild 7.42 zeigt eine Probe im Oedometerring nach dem Abgleichen der Stirnflächen und vor dem Ausfüllen der Hohlräume. In Bild 7.41 ist eine Probe nach dem Ausfüllen der Hohlräume, kurz vor dem Einbau in die Oedometerzelle dargestellt.

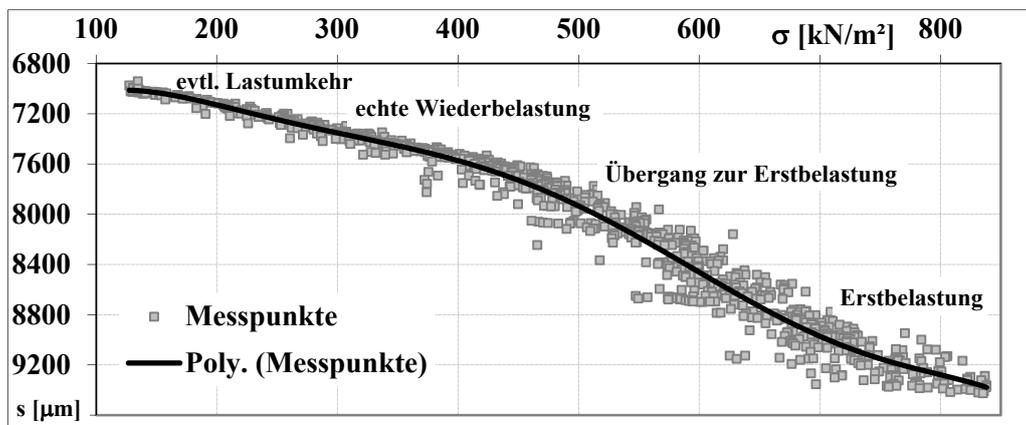


Bild 7.37: Messpunkte und berechnete Potenzfunktion als Ausgleichsfunktion

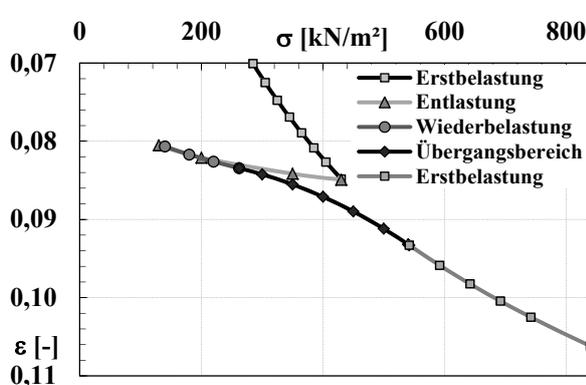


Bild 7.38: Berechnete Potenzfunktionen als Ausgleichsfunktionen für Spannungsbereiche

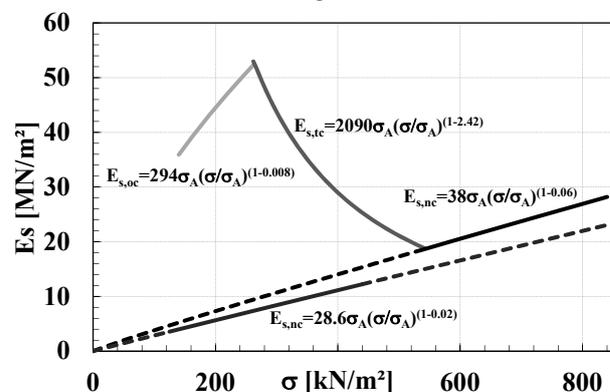


Bild 7.39: Steifemodul als Tangentenmodul in Abhängigkeit der Spannung / Spannungsbereiche mit Potenzfunktionen und den Parametern m und a



Bild 7.40: Einpressvorgang



Bild 7.41: Oedometerring vor Einbau



Bild 7.42: Probe nach dem Abgleichen

Nach dem Wiegen wurde die Probe in die Oedometerzelle eingebaut und der Versuch, wie in Abschnitt 7.3.1 beschrieben, durchgeführt. Parallel wurde der Einbauwasser-gehalt und die Einbaudichte der Bodenprobe bestimmt.

7.5.2 Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Beim Probeneinbau, bei der Versuchsdurchführung und bei der Datenerfassung und Auswertung wurde wie in den Abschnitten 7.5.1 und 7.3.2 beschrieben, verfahren.

7.5.3 K_0 -Versuche im GDS-Triaxialgerät

In Bild 7.43 und Bild 7.44 sind Probekörper kurz nach dem Auspressen aus dem Bohrkern dargestellt. Man sieht deutlich die Unebenheiten der Stirnflächen, welche vor dem Einbau in die Triaxialzelle ausgeglichen werden müssen.

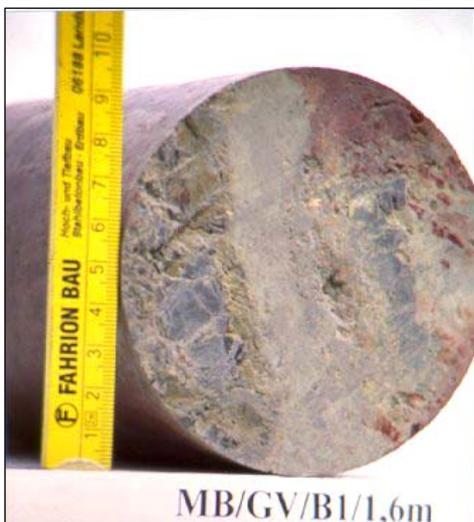


Bild 7.43: Probe nach Auspressen



Bild 7.44: Unebenheiten der Stirnseite einer Probe



Bild 7.45: Probe kurz vor dem Einbau

Bild 7.46 u. 7.47: Probe mit Filter u. Gummihülle

Bild 7.45 zeigt eine Probe nach dem Ausgleichen der Unebenheiten der Stirn- und Mantelflächen mit Schnellzement und Boden. Die Bilder 7.46 und 7.47 zeigen die Vorbereitung des Probekörpers für den Versuch mit Papier-, Metallfilter, Gummihülle und Radialsensoren.

Bei der Versuchsdurchführung, bei der Datenerfassung und Auswertung wurde wie in den Abschnitten 7.3.2 und 7.3.3 beschrieben, verfahren.

7.6 Vergleichsversuche an homogenen, normalkonsolidierten Proben

7.6.1 Allgemeines

Um eine grundsätzliche Vergleichbarkeit der in dieser Arbeit verwendeten Laborgeräte zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens bzw. des Steifemoduls für Setzungsprognosen nachzuweisen, sind Vergleichsversuche mit sehr homogenen, normalkonsolidierten und feinkörnigen Böden erforderlich.

Hierfür wurden sowohl natürlich entstandene Schluff-Tonböden als auch drei, im Labor aufbereitete Böden verwendet. Bei den 3 letzteren Böden handelt es sich um einen Lösslehm, einen Opalinuston und ein Sand-Opalinustongemisch.

Die Böden sind in den Abschnitten 5.3 bis 5.7 beschrieben.

7.6.2 Herstellung der aufbereiteten Proben

7.6.2.1 Herstellung der Proben aus Lösslehm

Der Lösslehm stand in gestörter Form mit einem natürlichen Wassergehalt $w_n = 24,0$ % bereit. Die Einbaudaten (Wassergehalt w und Trockendichte ρ_d) für die Lösslehmproben wurden dem Optimum der einfachen Proctorkurve entsprechend festgelegt. Der Boden wurde mit einem mechanischen Hackwerk zerkleinert. Der optimale Wassergehalt wurde durch Trocknen und erneute Wasserzugabe eingestellt und im mechanischen Hackwerk homogenisiert. Die Probekörper für die Versuche wurden im Proctortopf ($d = 10$ cm; $h = 12$ cm) hergestellt. Die Verdichtung erfolgte wie beim Proctor-

versuch in 3 Lagen. Zur Herstellung der Proben für die Oedometerversuche wurde der Oedometerring ($d = 7,2 \text{ cm}$; $h = 2 \text{ cm}$) auf die erste, verdichtete Lage im Proctortopf gelegt. Nachdem das lockere Material für die zweite Lage eingefüllt war, wurde wie bei der Herstellung der Proben für die Triaxialversuche verfahren. Nach dem Verdichten der dritten Lage wurde der gesamte Probekörper aus dem Proctortopf ($d = 10 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$) ausgepresst und die Probekörper ohne Oedometerring wurden direkt ins Triaxialgerät eingebaut. Bei den Proben mit Ring wurde der Oedometerring mit der Teilprobe vorsichtig "herausgeschnitten". Bevor die Probe ins Versuchsgerät eingebaut wurde, mussten noch die Stirnseiten eben aus- und abgeglichen werden.

7.6.2.2 Herstellung der Proben aus Opalinuston nach GÜNTSCHE

In den Veröffentlichungen von LEINENKUGEL (1976), KUNTSCHKE (1982) und GONZALES (1984) wird die Herstellung einer künstlichen Tonprobe beschrieben. An diesen Veröffentlichungen orientierte sich GÜNTSCHE (2000) bei der Herstellung ihrer Opalinustonproben. Bei der Herstellung der gleichmäßigen homogenen Probe aus Wasser und Opalinustonpulver für die hier vorliegende Arbeit wurde wie in der Arbeit „Oedometer- und Triaxialversuche an einem künstlich aufbereiteten Opalinuston“ von GÜNTSCHE (2000) verfahren. Die Daten des Groß-Oedometertopfes und der gesamten Apparatur, sowie das Vorgehen zur Ermittlung der aufzubringenden Last, der Konsolidationszeit und der Massenermittlung zum Anrühren des Opalinustonpulvers sind in dieser Arbeit genau beschrieben, hier folgt nur eine kurze Zusammenfassung.

Die Aufbereitung der Suspension soll mit einem Wassergehalt erfolgen, der etwa der doppelten Fließgrenze entspricht. SCHNEIDER (1999) bestimmte die Fließgrenze in ihrem Entwurf zu $w_L = 37,3 \%$. Somit ergab sich hier ein Wassergehalt von 80% . Das Pulver wird in einem Eimer mit entlüftetem Wasser angerührt, um zu verhindern, daß beim Anrühren zusätzliche Luftporen in der Probe entstehen. Die geforderte Sättigung von 100% wird so erreicht. Nach dem Abwiegen des Wassers sowie des Pulvers wird nun das Opalinustonpulver langsam in das Wasser eingerührt. Dieses Einrühren mittels Rührgerät erfolgt bei 35 bis 400 Umdrehungen pro Minute und dauert etwa 30 Minuten. Um anschließend die homogene Probe zu erhalten, wird die Suspension nun bei 4000 bis 5000 Umdrehungen etwa 2,5 Stunden durchgerührt, wobei die Position des Rührgerätes alle 30 Minuten verändert wird, um sämtliche Zonen im Eimer zu erreichen.



Bild 7.48: Opalinustonkuchen, mit Ausstechzylinder für K_0 -Probe

Die fertiggestellte Suspension wird im Anschluss daran in den Großoedometertopf mit den Abmessungen $h/d = 100/500$ mm eingefüllt. Hierbei werden die eingebaute Masse, der Einbauwassergehalt und die Einbaudichte bestimmt. Es wurde eine Vorkonsolidierungsspannung von $\sigma'_p = 100$ kN/m² gewählt. Die Probe wurde nach 28 Tagen Belastung entlastet und anschließend noch 8 Tage im Oedometertopf belassen, damit diese sich wieder entspannen konnte.

Nach dem Ausbau des Opalinustonkuchens aus dem Oedometertopf wurde der gesamte Kuchen mit Plastikfolie umwickelt, um ein Austrocknen zu verhindern.

7.6.2.3 Herstellung der Probe aus Sand-Opalinuston nach RUPP (2001)

Da sich beim Einbau der Proben aus Opalinuston in die Triaxialzelle des GDS-Gerätes kleinere Schwierigkeiten mit der Handlichkeit und der Konsistenz ergaben, wurden Überlegungen angestellt, wie dieses Problem zu lösen sei. Man entschied sich den weichen Opalinuston mit Feinsand zu stabilisieren.

Die Möglichkeit, mittels Beimengung von Sand in die Suspension einen festeren Boden zu erhalten, war auch deshalb sehr interessant, weil dadurch noch ein weiterer Boden in die Versuchsreihe mit aufgenommen werden konnte. Zunächst wurden Proben hergestellt, bei denen der Anteil des Opalinustonpulvers zwischen 10 % und 50 % variierte, um das beste Aufbereitungsverhältnis zu erhalten. Diese Proben wurden in Oedometerringe eingebaut und 7 Tage belastet. Nach Entlastung und Ausbau wurden die verschiedenen Proben in Augenschein genommen. Es stellte sich heraus, dass die Handhabung bei einem Verhältnis Sand zu Opalinuston zwischen 50 % – 50 % und 70 % – 30 % am besten war. Nach einer weiteren Testphase mit drei verschiedenen Mischungsverhältnissen wurde das Verhältnis 60 % Sand und 40 % Opalinuston favorisiert.

Anschließend wurde dieses Verhältnis bei der Aufbereitung einer neuen Suspension angewandt. Diese erfolgte analog zur bereits beschriebenen Herstellung der Probe aus Opalinuston. Durch die Beimengung des Sandes konnte die Konsolidationszeit auf 10 Tage beschränkt werden, da das enthaltene Porenwasser schneller abfließen konnte.



Bild 7.49: Sand-Tonprobe

7.6.3 Kompressionsversuche im Standardoedometer

Bei den natürlich entstandenen Schluff-Tonböden wurde beim Probeneinbau und bei der Durchführung der Versuche wie in Abschnitt 7.5.1 verfahren.

Die im Labor hergestellten Proben konnten nach dem Abgleichen der Stirnflächen direkt ins Gerät eingebaut werden.

Die Versuche wurden nach Abschnitt 7.3.1 durchgeführt und ausgewertet. Die Last der einzelnen Stufen wurde nach 24 Stunden bzw. bei einem Versuch nach 2 Stunden verdoppelt. Bei einzelnen Laststufen wurde zusätzlich das Zeit-Setzungsverhalten beobachtet.

7.6.4 Kompressionsversuche im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Der Einbau der Proben erfolgte wie in Abschnitt 7.5.1 beschrieben.

Die Versuche wurden nach Abschnitt 7.3.2 durchgeführt und ausgewertet. Zur Untersuchung des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit wurde diese sehr stark variiert. Deshalb wurde bei einigen extrem langsam gefahrenen Kompressionsversuchen aus Zeitgründen auf die Wiederbelastung verzichtet, bei anderen Versuchen wurde diese wegen bereits gewonnener Erfahrungen nicht durchgeführt.

7.6.5 K_0 -Versuche im GDS-Triaxialgerät

Der Einbau der Proben erfolgte wie in Abschnitt 7.5.3 beschrieben.

Die Versuche wurden nach Abschnitt 7.3.3 durchgeführt und ausgewertet. Zur Untersuchung des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit wurde diese teilweise variiert.

7.7 Darstellung und Diskussion der Versuchsergebnisse

Tabelle 7.20: Zusammenstellung der durchgeführten Versuche

Bodenart	Anzahl der durchgeführten Versuche je Versuchsart		
	Standardoedometer	Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung	K_0 -Triaxial-Versuche
Dunkelroter Mergel	18	2	6
Mittlerer Gipshorizont	14	10	9
Löss ungestört	2	-	2
Filderlehm ungestört	5	7	2
Löss aufbereitet	3	2	2
Opalinuston	2	2	2
Sand- Opalinuston	3	4	1

7.7.1 Einbaukennwerte

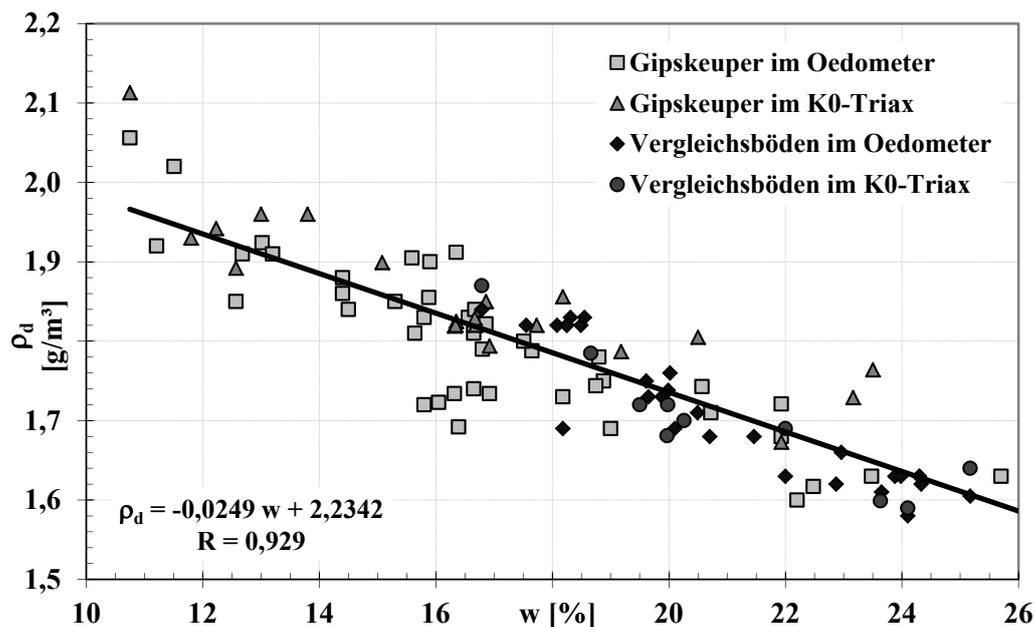


Bild 7.50: Einbaudaten aller Böden / Einbauwassergehalt in Abhängigkeit der Trockendichte

7.7.1.1 Gipskeuper im Oedometer

Die natürlichen Wassergehalte der im Oedometer untersuchten Proben des Dunkelroten Mergels (DKM) schwanken zwischen $w = 13,2 \%$ und $25,7 \%$ und die des Mittleren Gipshorizontes (MGH) liegen zwischen $w = 11,2 \%$ und $23,5 \%$. Im Mittel ergibt sich für den DKM $w = 16,5 \%$ und für den MGH $w = 17,2 \%$. Die Trockendichten des DKM reichen von $\rho_d = 1,6 \text{ g/cm}^3$ bis $2,06 \text{ g/cm}^3$. Der Mittelwert errechnet sich zu $\rho_d = 1,82 \text{ g/cm}^3$. Beim MGH wurden Trockendichten zwischen $\rho_d = 1,6 \text{ g/cm}^3$ bis $2,02 \text{ g/cm}^3$ ermittelt. Der Mittelwert lag hier bei $\rho_d = 1,78 \text{ g/cm}^3$. Die in Anhang B; Abb. B.1 a) u. b) dargestellten Trockendichten wurden nach dem Ausgleichen der beim Abgleichen der Stirnflächen entstandenen Hohlräume mit Bodenmaterial bzw. mit Schnellzement ermittelt. Die große Schwankung beim Wassergehalt und bei der Trockendichte zeigen die Inhomogenitäten der untersuchten Böden.

7.7.1.2 Gipskeuper im K₀-Triaxialversuch (siehe Anhang B; Abb. B.1 c) u. d)

Die im K₀-Triaxialversuch untersuchten Proben des Dunkelroten Mergels hatten einen natürlichen Wassergehalt zwischen $w = 11,8 \%$ und $26,1 \%$ und die des Mittleren Gipshorizontes zwischen $w = 12,2 \%$ und $23,5 \%$. Im Mittel ergibt sich für den DKM $w = 16,4 \%$ und für den MGH $w = 17,9 \%$. Die Trockendichten des DKM reichen von $\rho_d = 1,57 \text{ g/cm}^3$ bis $2,11 \text{ g/cm}^3$. Der Mittelwert errechnet sich zu $\rho_d = 1,87 \text{ g/cm}^3$. Beim MGH wurden Trockendichten zwischen $\rho_d = 1,67 \text{ g/cm}^3$ bis $1,89 \text{ g/cm}^3$ ermittelt. Der Mittelwert lag hier bei $\rho_d = 1,8 \text{ g/cm}^3$. Die Trockendichten wurden nach dem Ausgleichen der beim Abgleichen der Stirnflächen entstandenen Hohlräume ermittelt. Die großen Schwankungen bei den Wassergehalten und bei den Trockendichten zeigen beim DKM und beim MGH die Inhomogenitäten der untersuchten Böden.

7.7.1.3 Vergleichsböden im Oedometer

Trotz der unterschiedlichen geologischen Formation der untersuchten Böden zeigen sich bei der Abhängigkeit der Trockendichte vom Wassergehalt vergleichsweise geringe Streuungen. Eine Ausnahme macht der Lösslehm 2 (Anh. B; Abb. B.2 a), der hier nicht bei der Regression berücksichtigt wurde. Noch geringere Streuungen zeigen die Einbaudaten erwartungsgemäß bei den im Labor aufbereiteten Böden. Trotz dem hier 3 bzw. 4 sehr unterschiedliche Böden untersucht wurden lassen sich die Einbaudaten sehr gut durch eine lineare Regression abbilden. Eine einzelne Bodenprobe mit der Bezeichnung Löss Volm zeigte eine sehr starke Abweichung und wurde als „Ausreißer“ nicht in mit in die Regression einbezogen. (Anh. B; Abb. B.2 b).

7.7.1.4 Vergleichsböden im K_0 -Triaxialversuch

Im K_0 -Triaxialversuch zeigen sich sowohl bei den aus verschiedenen Formationen ungestört eingebauten Bodenproben als auch bei allen künstlich aufbereiteten Böden sehr geringe Streuungen bei den Einbaudaten.

7.7.2 Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135

7.7.2.1 Gipskeuper

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Standard-Oedometer / DKM:

In den Bildern 7.51 und 7.52 sind insgesamt 7 ausgewählte Erst- bzw. Wiederbelastungskurven aus den ungestörten Proben des untersuchten Stuttgarter Gipskeupers (Dunkelroter Mergel) aufgetragen.

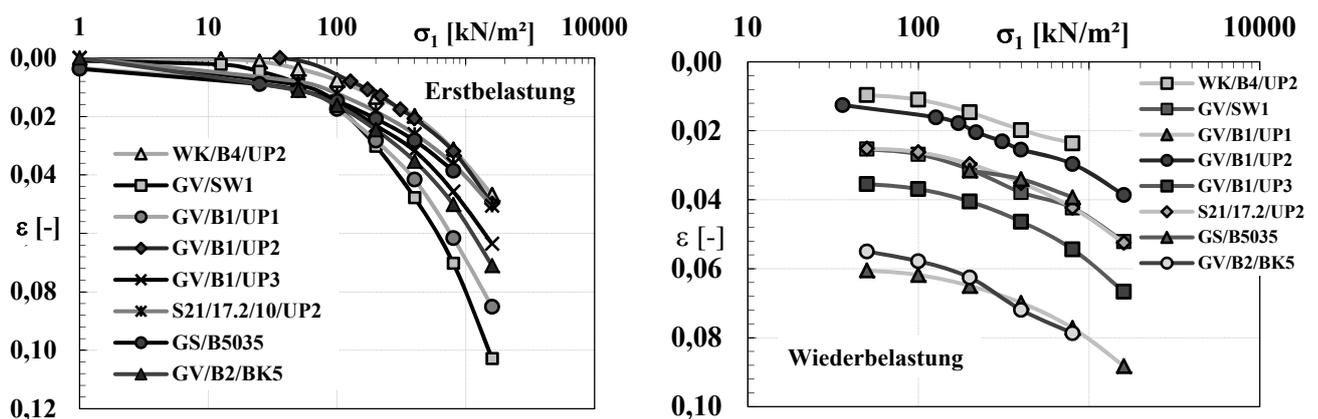


Bild 7.51 und 7.52: Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer / DKM

Tabelle 7.21: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / DKM

(*) Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
W/B4/UP2	20.0	33.8	1.69	39.0	46.7	1.20	41.0	156.8	3.82
GV/SW1	8.0	27.6	3.45	12.0	36.6	3.05	20.0	(147.9)*	(7.4)*
GV/B1/UP1	10.0	46.4	4.64	17.0	52.7	3.10	22.0	70.3	3.20
GV/B1/UP2	23.0	24.8	1.08	28.0	43.8	1.56	42.0	140.4	3.34
GV/B1/UP3	14.3	38.2	2.67	28.1	42.4	1.51	33.2	62.4	1.88
S21/17.2	19.4	32.7	1.69	30.9	44.0	1.42	46.1	67.6	1.47
GS/B5035	20.8	-	-	33.8	(146.9)*	(4.35)*	47.8	110.7	2.32
Standardabw.	5.78	7.73	1.33	9.42	5.28	0.86	11.27	40.76	0.92
Mittelwert	16.5	36.4	2.21	26.97	42.85	1.59	36.01	92.71	2.57

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung
Standard-Oedometer / DKM:

Als logische Folge der oben festgestellten Inhomogenitäten und Einbaustörungen des im Standard-Oedometer untersuchten Bodens wurden bei den Steifemoduln der Erstbelastung ebenfalls stark unterschiedliche Werte ermittelt. Die größte Standardabweichung wurde in der Laststufe $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ mit $11,27 \text{ kN/m}^2$ bestimmt.

Bei der Wiederbelastung ergab sich der größte Unterschied der Steifemoduln in der Laststufe $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ mit einer Standardabweichung von $40,76 \text{ kN/m}^2$.

Vergleich Spannungs-Dehnungslinien / Standard-Oedometer / MGH:

Bild 7.53 zeigt 9 repräsentative Erstbelastungskurven und in Bild 7.54 sind 9 typische Wiederbelastungskurven aus den ungestörten Proben des untersuchten Gipskeupers dargestellt. Hier handelt es sich um den Mittleren Gipshorizont aus Stuttgart West

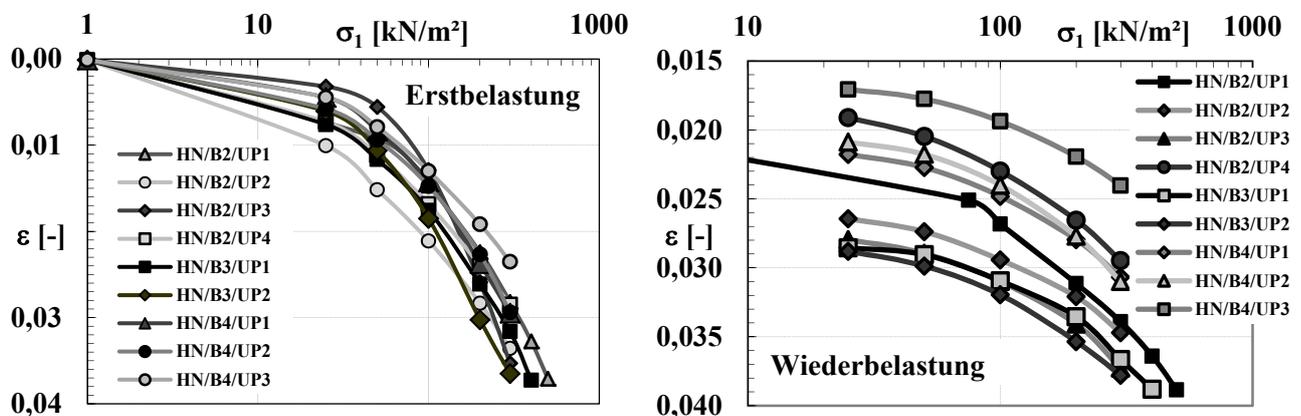


Bild 7.53 und 7.54: Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer / MGH

Tabelle 7.22: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer / MGH

Probe	$\sigma_1 = 50 - 100 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
HN/B2/UP1	10.8	-	-	15.2	28.7	1.89	19.6	46.3	2.36
HN/B2/UP2	9.7	31.8	3.28	15.9	50.3	3.16	21.7	47.8	2.20
HN/B2/UP3	8.0	38.2	4.78	8.5	49.0	5.76	11.6	38.2	3.29
HN/B2/UP4	10.3	24.5	2.38	16.1	34.7	2.16	25.8	40.6	1.57
HN/B3/UP1	9.8	30.3	3.09	13.4	55.6	4.15	20.6	39.6	1.92
HN/B3/UP2	7.0	31.2	4.46	9.2	36.4	3.96	17.7	50.0	2.82
HN/B4/UP1	10.3	36.7	3.56	12.2	47.8	3.92	19.9	46.6	2.34
HN/B4/UP2	11.2	25.3	2.26	14.7	34.9	2.37	16.6	37.3	2.25
HN/B4/UP3	12.3	56.2	4.57	20.3	65.9	3.25	27.7	65.9	2.38
Standardabw.	1.61	10.07	0.98	3.65	11.98	1.21	4.79	8.82	0.49
Mittelwert	9.93	34.28	3.45	13.94	44.81	3.21	20.13	45.81	2.28

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung

Standard-Oedometer / MGH:

Auch beim Boden des Mittleren Gipshorizontes wurden bei den Steifemoduln der Erstbelastung sehr unterschiedliche Werte ermittelt. Die größte Standardabweichung wurde in der Laststufen $\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$ mit $4,79 \text{ kN/m}^2$ bestimmt.

Bei der Wiederbelastung ergab sich der größte Unterschied der Steifemoduln in der Laststufe $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ mit einer Standardabweichung von $11,98 \text{ kN/m}^2$.

Vergleich Spannungs-Dehnungslinien / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Mittlerer Gipshorizont:

In den Bildern 7.55 und 7.56 sind insgesamt 9 Erst- bzw. Wiederbelastungskurven aus den ungestörten Proben des untersuchten Mittleren Gipshorizontes aufgetragen.

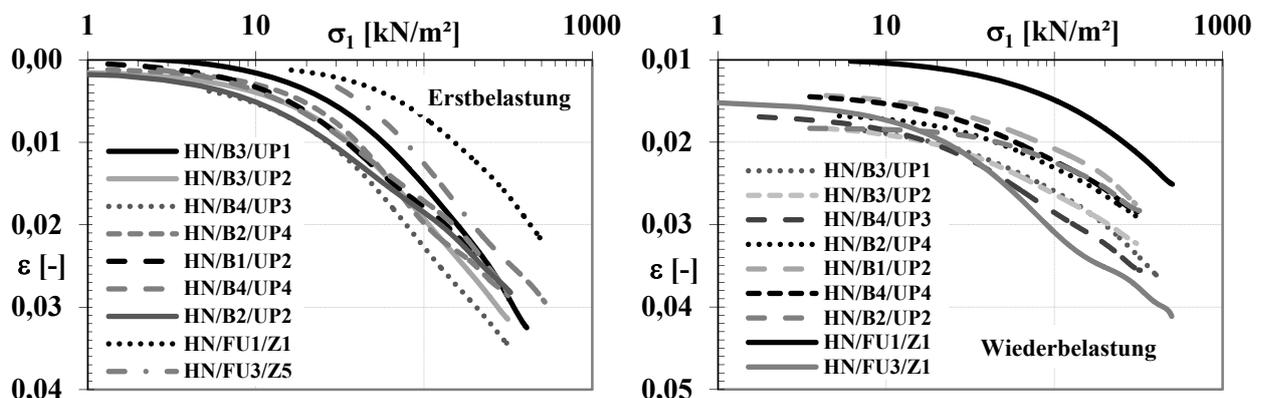


Bild 7.55 u. 7.56: Spannungs-Dehnungslinien Oedometer m. kontinuierlicher Laststeigerung

Tabelle 7.23: Vergleich der Steifemoduln Oedometer mit kontinuierliche Laststeigerung

Probe	$\sigma_1 = 50 - 100 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$	$E_{S(WB)}$	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$	$E_{S(EB)}$	$E_{S(WB)}$	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$	$E_{S(EB)}$	$E_{S(WB)}$	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$
	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]
HN/B2/UP4	7.7	26.84	3.49	30.5	54.55	1.79	55.8	87.92	1.58
HN/B3/UP1	9.8	23.30	2.38	17.9	38.24	2.14	25.3	47.34	1.87
HN/B3/UP2	8.9	22.51	2.53	18.6	53.56	2.88	32.1	82.10	2.56
HN/B4/UP3	7.9	15.72	1.99	19.2	43.98	2.29	34.5	58.72	1.70
HN/B1/UP2	12.9	30.47	2.36	29.1	54.88	1.89	-	-	-
HN/B4/UP4	14.3	24.51	1.71	25.3	51.96	2.05	30.3	71.95	2.37
HN/B2/UP2	15.2	41.40	2.72	27.3	57.25	2.10	48.8	73.73	1.51
HN/FU1/Z1	22.9	37.37	1.63	29.6	51.33	1.73	41.4	65.85	1.59
HN/FU3/Z5	9.8	16.05	1.64	17	68.56	4.03	39.5	123.86	3.14
Standardabw.	4.87	8.74	0.61	5.59	8.43	0.73	10.09	23.03	0.59
Mittelwert	12.16	26.46	2.18	23.83	52.70	2.21	38.46	76.43	1.99

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / MGH:

Im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung wurden bei den Steifemoduln der Erstbelastung unterschiedliche Werte ermittelt. Beim hier untersuchten Mittleren Gipschizont wurde die größte Standardabweichung in der Laststufen $\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$ mit $10,09 \text{ kN/m}^2$ ermittelt.

Bei der Wiederbelastung wurde die größte Standardabweichung der Steifemoduln in den Laststufen $\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$ mit $23,03 \text{ kN/m}^2$ bestimmt.

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / K_0 -Triaxialversuche Dunkelroter Mergel:

In den Bildern 7.57 und 7.58 sind insgesamt 7 Erst- bzw. Wiederbelastungskurven aus den ungestörten Proben des untersuchten Stuttgarter Gipskeupers (Dunkelroter Mergel) aufgetragen.

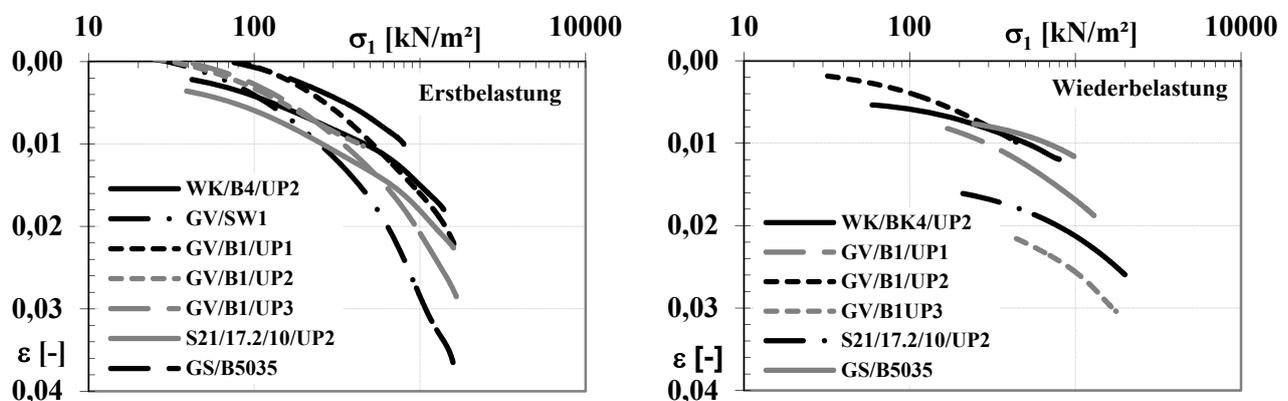
Bild 7.57 und 7.58: Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / DKM

Tabelle 7.24: Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ N/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
W/B4/UP2	44.7	84.7	1.89	81.0	111.9	1.38	119.7	158.9	1.33
GV/SW1	25.6	-	-	37.4	-	-	44.6	-	-
GV/B1/UP1	39.6	46.6	1.18	48.3	82.8	1.71	73.3	116.2	1.59
GV/B1/UP2	33.0	-	-	71.7	70.7	0.99	-	-	-
GV/B1/UP3	31.4	-	-	44.4	-	-	66.3	160.8	2.43
S21/17.2	38.3	-	-	64.4	162.5	2.52	114.6	184.8	1.61
GS/B5035	56.0	-	-	77.4	(246.6)*	(3.19)*	107.1	235.5	2.20
Standardabw.	9.94	26.94	0.51	17.26	40.86	0.65	30.49	43.60	0.46
Mittelwert	38.37	65.65	1.71	60.66	134.9	2.22	87.60	171.24	1.95

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / K_0 -Triaxialversuche

Dunkelroter Mergel:

()* Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

Im K_0 -Triaxialversuchsstand wurden bei den Steifemoduln der Erstbelastung unterschiedliche Werte ermittelt, was aufgrund der schwankenden Trockendichten der Proben auch zu erwarten war. In der Tabelle 7.24 wurde die größte Standardabweichung in der Laststufe $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ mit $30,49 \text{ kN/m}^2$ bestimmt.

Bei der Wiederbelastung ergab sich die größte Standardabweichung der Steifemoduln in der Laststufe $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ mit $43,60 \text{ kN/m}^2$.

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / K_0 -Triaxialversuche

Mittlerer Gipschizont:

In den Bildern 7.59 und 7.60 sind insgesamt 9 Erst- und Wiederbelastungskurven aus den ungestörten Proben des untersuchten Gipskeupers aus Stuttgart-West (Mittlerer Gipschizont) aufgetragen.

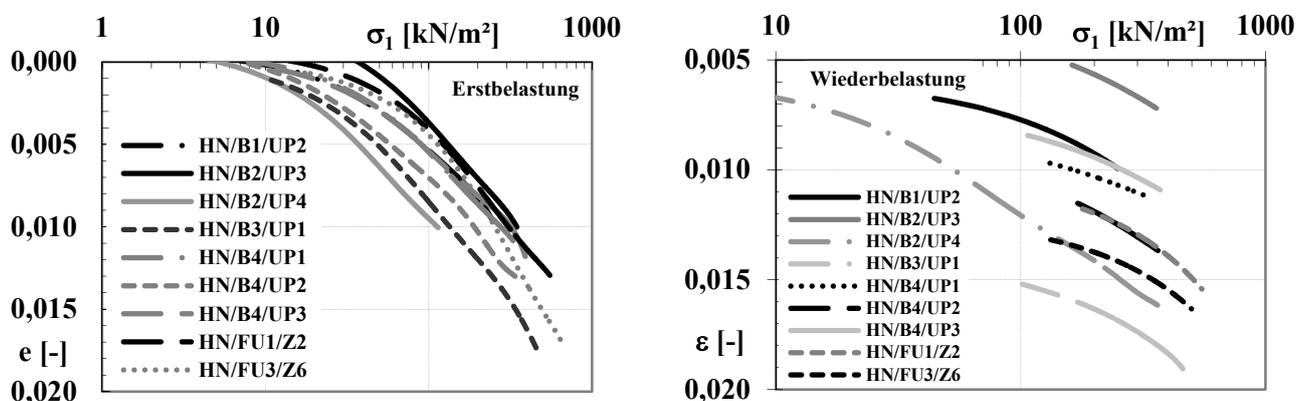
Bild 7.59 und 7.60: Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch / MGH

Tabelle 7.25: Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch / MGH

Probe	$\sigma_1 = 50 - 100 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
HN/B1/UP2	24.0	66.5	2.77	36.3	73.1	2.01	56.8	-	-
HN/B2/UP3	18.6	-	-	34.6	-	-	75.1	119.4	1.59
HN/B2/UP4	17.1	23.4	1.37	28.9	53.2	1.84	37.5	78.1	2.08
HN/B3/UP1	16.2	-	-	30.1	113.2	3.76	53.6	115.2	2.15
HN/B4/UP1	21.3	-	-	34.9	137.2	3.93	65.8	192.6	2.93
HN/B4/UP2	25.7	-	-	34.0	-	-	48.6	104.6	2.15
HN/B4/UP3	23.6	-	-	45.0	110.5	2.46	61.2	129.8	2.12
HN/FU1/Z2	27.1	-	-	32.4	-	-	44.5	152.7	3.43
HN/FU3/Z6	24.9	-	-	32.1	168.5	5.25	48.9	155.6	3.18
Standardabw.	3.94	30.48	0.99	4.67	41.85	1.33	11.50	35.36	0.64
Mittelwert	22.06	44.9	2.04	34.26	109.3	3.19	54.67	131.0	2.40

Vergleich Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / K_0 -Triaxialversuche

Mittlerer Gipshorizont:

In Tabelle 7.25 wurde beim Boden des Mittleren Gipshorizontes bei den Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuchen in der Erstbelastung die größte Standardabweichung in der Laststufe $\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$ mit $11,50 \text{ kN/m}^2$ festgestellt.

Die maximale Standardabweichung der Steifemoduln in der Wiederbelastung betrug $41,85 \text{ kN/m}^2$ in der Laststufe $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$.

7.7.2.2 Vergleichsböden

Ungestörte Proben im Standardoedometer

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Löss und Filderlehm:

In Bild 7.61 sind 5 typische Erstbelastungskurven und in Bild 7.62 sind 5 repräsentative Wiederbelastungskurven vom Löss und vom Filderlehm dargestellt.

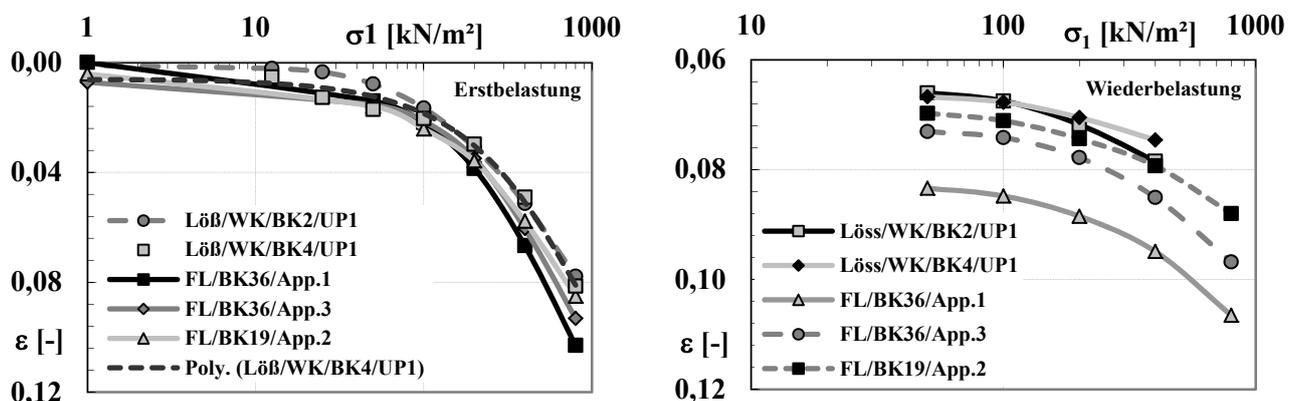


Bild 7.61 und 7.62: Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer

Tabelle 7.26: Vergleich der Steifemoduln aus Standardoedometer / Erstbelastung

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
FL/B36/A1	6.5	37.6	5.78	7.5	38.0	5.07	11.6	40.0	3.45
FL/B36/A3	8	35.6	4.45	8.3	33.0	3.98	13.1	40.4	3.08
FL/B19/A2	9.4	38.4	4.09	9.6	49.9	5.20	15.6	54.3	3.48
Löss/B2/P1	7.5	30.6	4.08	10.6	35.3	3.33	16.3	-	-
Löss/B4/P1	12.2	50.2	4.11	11.6	61.3	5.28	13.1	(178.1)*	(13.60)*
Standardabw.	2.21	7.22	0.73	1.66	11.89	0.87	1.95	8.14	0.22
Mittelwert	8.72	49.45	5.67	9.52	43.50	4.57	13.94	40.00	2.87

()* Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / Löss und Filderlehm:

Auch die Steifemoduln der einzelnen Laststufen schwanken beim Löss und beim Filderlehm in der Erstbelastung bei weitem nicht so stark wie beim Gipskeuper (vgl. Tabellen 7.21 u. 7.22). Die größte Standardabweichung wurde in der Laststufe $\sigma_1 = 100-200 \text{ kN/m}^2$ mit 2.21 kN/m^2 bestimmt.

Bei der Wiederbelastung zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei der Erstbelastung, wobei hier die Probe Löss/B4/P1 in allen Laststufen deutlich die größten Steifemoduln liefert. Die übrigen Proben zeigen in der Wiederbelastung ein vergleichsweise homogenes Verhalten. Die größte Standardabweichung errechnet sich mit $11,89 \text{ kN/m}^2$ in der Laststufe $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$.

Aufbereitete Proben im Standardoedometer

Im Standard-Oedometer wurden ein nach Abschnitt 7.6.2 aufbereiteter Lösslehm, ein Opalinuston und ein Sand-Opalinuston untersucht. Insgesamt wurden im Standard-Oedometer 8 im Labor aufbereitete Böden auf ihr Spannungs-Verformungsverhalten untersucht.

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Löss, Opalinuston, Sand-Opalinuston:

In Bild 7.63 sind die Erstbelastungskurven der aufbereiteten Böden vergleichend dargestellt.

An 7 der 8 im Labor hergestellten Proben wurde im Standardoedometer das Spannungs-Verformungsverhalten in der Wiederbelastung untersucht. In Bild 7.64 sind die Ergebnisse graphisch dargestellt.

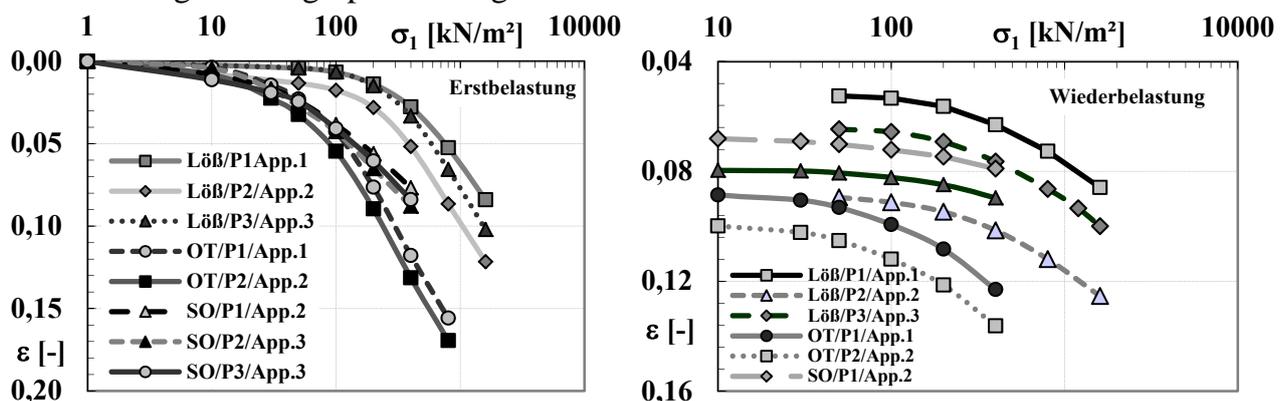


Bild 7.63 und Bild 7.64: Spannungs-Dehnungslinien aus Standardoedometer

Tabelle 7.27: Vergleich der Steifemoduln aus Standardoedometer

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
Löss/P1/A1	16.8	51.3	3.05	16.1	36.1	2.24	17.5	49.4	2.82
Löss/P2/A2	10.7	38.6	3.61	9	35.7	3.97	12.2	46.2	3.79
Löss/P3/A3	13.1	34.2	2.61	11.7	32.0	2.74	13	45.9	3.53
Standardabw.	3.07	8.88	0.50	3.58	2.26	0.89	2.86	1.94	0.50
Mittelwert	13.53	41.37	3.06	12.27	34.60	2.82	14.23	47.17	3.31
OT/P1/A1	3.1	12.7	4.10	5	14.7	2.94	11.1	-	-
OT/P2/A2	3	11.6	3.87	4.9	14.7	3.00	11.1	-	-
Standardabw.	0.07	0.78	0.16	0.07	0.00	0.04	0.00	-	-
Mittelwert	3.05	12.15	3.98	4.95	14.70	2.97	11.10	-	-
SOT/P1/A2	6.1	59.7	9.79	10.3	62.6	6.08	-	-	-
SOT/P2/A3	4.7	53.3	11.34	9.3	51.2	5.51	-	-	-
SOT/P3/A3	5.3	-	-	9	-	-	-	-	-
Standardabw.	0.70	4.53	1.10	0.68	8.06	0.40	-	-	-
Mittelwert	5.37	56.50	10.52	9.53	56.90	5.97	-	-	-

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / Löss, Opalinuston, Sand-Opalinuston:

Ein ähnliches Bild wie bei den Einbaukennwerten zeigt sich bei den Steifemoduln. Die Schwankungen bei den einzelnen Bodenarten sind vergleichsweise gering. Die größte Standardabweichung in der Erstbelastung zeigt sich beim aufbereiteten Löss im Spannungsbereich $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$ mit $3,58 \text{ kN/m}^2$.

Auch bei der Wiederbelastung sind die Schwankungen bei den einzelnen Bodenarten vergleichsweise gering. Wie bei der Erstbelastung zeigt sich die größte Standardabweichung beim aufbereiteten Löss im Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ mit $8,88 \text{ kN/m}^2$.

Ungestörte Proben im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Filderlehm:

In den Bildern 7.65 und 7.66 sind 7 Erst- bzw. Wiederbelastungskurven vom Filderlehm vergleichend dargestellt.

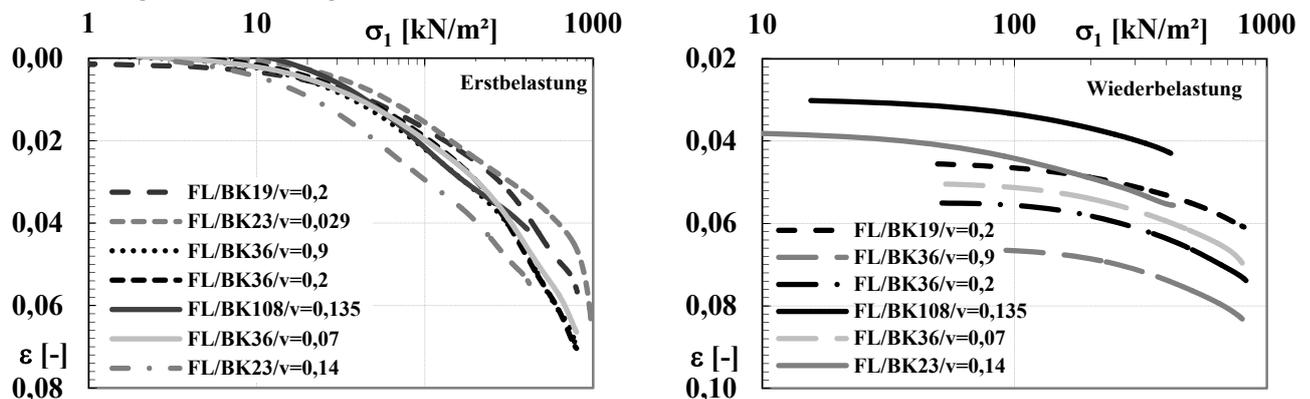


Bild 7.65 u. 7.66: Spannungs-Dehnungslinien Oedometer kontinuierliche Laststeigerung

Tabelle 7.28: Vergleich Steifemoduln Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
BK19/UP1	17.7	126.9	7.17	18.6	97.6	5.25	30.2	100.5	3.33
BK23/UP1	10.5	-	-	13.5	-	-	-	-	-
BK23/UP2	11.9	30.7	2.58	15.7	49.5	3.15	-	-	-
BK36/UP1	11.2	92.8	8.29	12.9	62.6	4.85	20.3	70.6	3.48
BK36/UP2	11.8	(213.4)*	(18.08)*	15.2	68.3	4.49	21.2	67.5	3.18
BK36/UP3	13.9	87.8	6.32	15.9	60.8	3.82	23.4	68.5	2.93
BK108/UP1	12.1	50.4	4.17	29.5	60.6	2.05	-	-	-
Standardabw.	2.43	29.90	2.31	5.68	16.38	1.19	4.48	15.87	0.23
Mittelwert	12.73	65.4	5.14	17.33	66.6	3.84	23.78	76.8	3.23

(*) Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / Filderlehm:

Wie erwartet sind die Schwankungen der Steifemoduln aus dem Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung in den einzelnen Spannungsbereichen vergleichsweise gering. Die größte Standardabweichung ergibt sich im Spannungsbereich $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$ mit $5,68 \text{ kN/m}^2$. Bei der Wiederbelastung zeigen sich gegenüber der Erstbelastung deutlich größere Schwankungen zwischen den Steifemoduln. Die größte Standardabweichung wurde im Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ mit $29,9 \text{ kN/m}^2$ errechnet.

Aufbereitete Proben im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung wurden ein nach Abschnitt 7.6.2 aufbereiteter Lösslehm, ein Opalinuston und ein Sand-Opalinuston untersucht. Insgesamt wurden im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung 8 im Labor aufbereitete Böden mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten auf ihr Spannungs-Verformungsverhalten untersucht.

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Löss, Opalinuston, Sand-Opalinuston:

In den Bildern 7.67 und 7.68 sind die Erst- und Wiederbelastungskurven der 8 bzw. 5 hergestellten Böden vergleichend dargestellt.

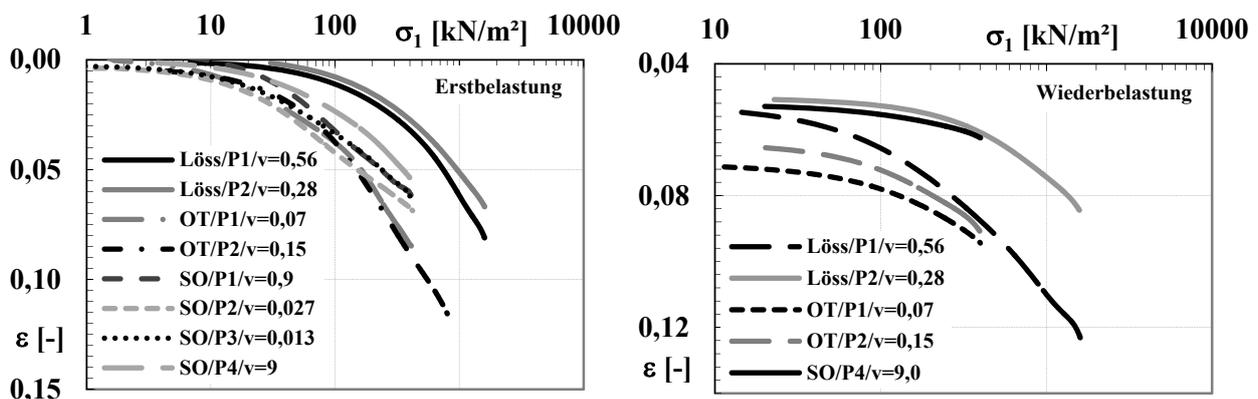


Bild 7.67 u. 7.68: Spannungs-Dehnungslinien Oedometer kontinuierliche Laststeigerung

Tabelle 7.29: Vergleich Steifemoduln Oedometer mit kontinuierliche Laststeigerung

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
Löss/P1	17.6	17.9	1.02	17.5	16.8	0.96	22.1	32.4	1.47
Löss/P2	18.3	(125.2)*	(6.84)*	21.4	53.3	2.49	30.2	69.3	2.29
<i>Standardabw.</i>	0.49	-	-	2.76	25.81	1.08	5.73	26.09	0.59
Mittelwert	17.95	-	-	19.45	35.05	1.80	26.15	50.85	1.94
OT/P1	2.7	22.3	8.26	9.0	23.2	2.58	16.2	-	-
OT/P2	4.5	17.2	3.82	8.1	22.1	2.73	15.2	-	-
<i>Standardabw.</i>	1.27	3.61	3.14	0.64	0.78	0.11	0.71	-	-
Mittelwert	3.60	19.75	5.49	8.55	22.65	2.65	15.70	-	-
SOT/P1	7.8	96.3	12.35	17.4	93.3	5.36	-	-	-
SOT/P2	10.1	-	-	18.4	-	-	-	-	-
SOT/P3	9.4	-	-	15.5	-	-	-	-	-
SOT/P4	9.5	-	-	12.8	-	-	-	-	-
<i>Standardabw.</i>	0.98	-	-	2.46	-	-	-	-	-
Mittelwert	9.20	-	-	16.03	-	-	-	-	-

()* Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

Vergleich der Steifemoduln der Erstbelastung / Löss, Opalinuston, Sand-Opalinuston:

Bei den Steifemoduln der Erstbelastung gibt es bei den einzelnen Bodenarten Unterschiede. Die größte Standardabweichung errechnet sich beim Opalinuston im Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ mit $1,27 \text{ kN/m}^2$.

In der Wiederbelastung errechnen sich größere Standardabweichungen bei den Steifemoduln der einzelnen Bodenarten als in der Erstbelastung. Am größten ist sie beim Löss im Spannungsbereich $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ mit $26,09 \text{ kN/m}^2$.

Es konnte kein Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse festgestellt werden.

Ungestörte Proben im Triaxialversuch unter K_0 -Bedingungen

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Löss und Filderlehm:

In Bild 7.69 sind 4 Erstbelastungskurven vom Löss und Filderlehm vergleichend dargestellt. An allen 4 Proben wurden Wiederbelastungen gefahren. Bild 7.70 zeigt die Spannungs-Verformungskurven.

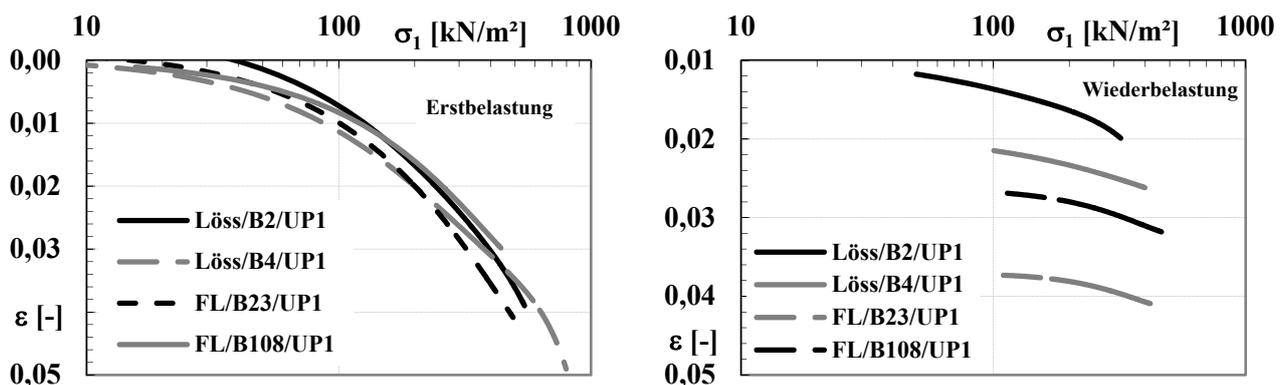


Bild 7.69 und 7.70: Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch

Tabelle 7.30: Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
Löss/B2	9.2	16.3	1.77	12.2	24.7	2.02	16.3	71.5	4.39
Löss/B4	13.4	53.8	4.01	15.3	72.8	4.76	20.4	-	-
FL/B23	10.2	75.7	7.42	13.4	(147.8)*	(11.03)*	-	-	-
FL/B108	15.5	85.4	5.51	17.2	77.3	4.49	-	-	-
Standardabw.	2.90	30.66	2.39	2.19	29.16	1.51	2.90	-	-
Mittelwert	12.08	57.80	4.78	14.53	58.27	4.01	18.35	-	-

()* Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

Vergleich der Steifemoduln der Erst- und Wiederbelastung / Löss und Filderlehm:

Auch bei den Steifemoduln aus den K_0 -Triaxialversuchen sind die Schwankungen in den einzelnen Spannungsbereichen vergleichsweise gering. Am größten ist die Standardabweichung im Spannungsbereich $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ mit $2,90 \text{ kN/m}^2$.

In der Wiederbelastung zeigen sich große Schwankungen bei den Steifemoduln der einzelnen Spannungsbereiche. Im Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich eine Standardabweichung von $30,66 \text{ kN/m}^2$.

Aufbereitete Proben im Triaxialversuch unter K_0 -Bedingungen

Im Triaxialgerät unter K_0 -Bedingungen wurden zwei im Labor hergestellte Proben vom Löss, zwei künstliche aufbereitete Proben vom Opalinuston und eine aufbereitete Sand-Opalinuston-Probe untersucht. Die Proben wurden wie in Abschnitt 7.6.2 beschrieben hergestellt.

Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien / Löss, Opalinuston, Sand-Opalinuston:

In Bild 7.71 sind 5 Erst- und in Bild 7.72 sind 4 Wiederbelastungskurven der drei Böden vergleichend dargestellt.

Die Unterschiede der Steifemoduln in der Erstbelastung bei den einzelnen Bodenarten sind gering. Die größte Standardabweichung errechnet sich beim Löss im Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$ mit $1,2 \text{ kN/m}^2$.

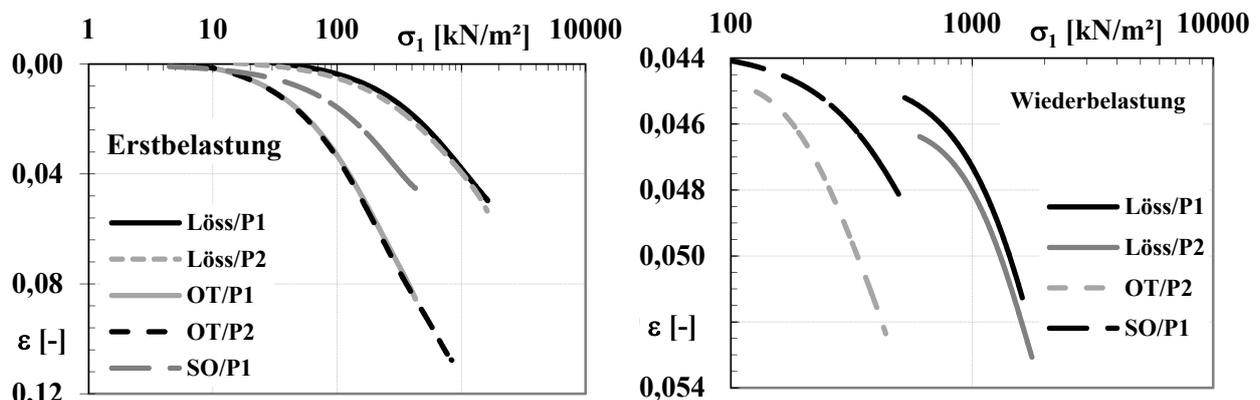


Bild 7.71 und 7.72: Spannungs-Dehnungslinien aus K_0 -Triaxialversuch

Tabelle 7.31: Vergleich der Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuch / Löss, Opalinuston, Sand-Opalinuston:

Probe	$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$			$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$		
	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]	$E_{S(EB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}$ [MN/m ²]	$E_{S(WB)}/E_{S(EB)}$ [-]
Löss/P1	19.2	-	-	21.4	-	-	31.5	166.4	5.28
Löss/P2	17.5	-	-	22.0	-	-	30.7	(396.4)*	(12.91)*
Standardabw.	1.20	-	-	0.42	-	-	0.57	-	-
Mittelwert	18.35	-	-	21.70	-	-	31.10	-	-
OT/P1	4.4	-	-	7.9	-	-	-	-	-
OT/P2	4.2	53.6	12.76	8.1	35.0	4.32	19.7	-	-
Standardabw.	0.14	-	-	0.14	-	-	-	-	-
Mittelwert	4.30	-	-	8.00	-	-	-	-	-
SOT/P1	8.1	157.3	19.42	13.4	119.1	8.89	-	-	-

()* Werte in Klammern werden nicht berücksichtigt

7.7.3 Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI (1923, 1943)

Im Folgenden werden die aus einer Vielzahl von Einzelversuchen an Böden des Gipskeupers und an homogenen, ungestörten, bzw. homogenisierten, aufbereiteten Vergleichsböden ermittelten Kompressions-, Schwell- und Rekompansionsbeiwerte nach TERZAGHI (1923, 1943) (siehe Abschnitt 4.2.3) in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl dargestellt.

Es wurde für die untersuchten Bodenarten bzw. Bodengruppen und für die in dieser Arbeit verwendeten Versuchsarten zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens ein linearer Zusammenhang zwischen der Anfangsporenzahl und dem Kompressions-, Schwell- bzw. Rekompansionsbeiwert erarbeitet. Ermittelte Regressionen R kleiner 0,7 werden hier kurz diskutiert sind aber im Anhang dargestellt. Bei $R < 0,7$ wird eine weitere Anwendung der Regressionsgleichung in Frage gestellt.

Da bei den Böden in den untersuchten Spannungsbereichen der Gebrauchslast, i. d. R. unter 1000 kN/m^2 , der Kompressions- und Schwellbeiwert als nicht konstant bestimmt wurde, wurden zwei Spannungsbereiche zwischen 200 bis 400 kN/m^2 und zwischen 400 bis 800 kN/m^2 im Gebrauchslastbereich für die vergleichende Auftragung gewählt. Eine Ausnahme macht der Dunkelrote Mergel. Er wurde meist bis $\sigma_1 = 1600 \text{ kN/m}^2$ untersucht. Hier wurde C_C zusätzlich für den Spannungsbereich = 800 bis 1000 kN/m^2 ausgewertet.

7.7.3.1 Gipskeuper

Gipskeuper im Oedometer

Beim Vergleich der beiden im Standard-Oedometer untersuchten Gipskeuperböden zeigen sich beim Mittleren Gipshorizont für den Kompressionsbeiwert deutlich schlechtere Regressionen mit $R=0,198$ bis $0,277$ gegenüber $R=0,574$ bis $0,579$ (Anhang B3) beim Dunkelroten Mergel. Die Schwellbeiwerte des DKM lassen

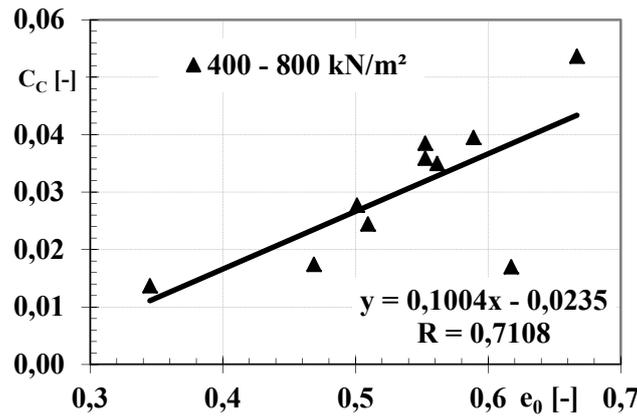


Bild 7.73: Kompressionsbeiwerte / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

sich mit $R=0,32$ und mit $R=0,46$ (Anh. B3) nur schlecht anpassen. Beim Mittleren Gipshorizont zeigt sich ein umgekehrter Trend: Bei zunehmendem C_s eine abnehmende Porenzahl. Standardmäßig steigen Kompressions- und Schwellbeiwerte bei zunehmender Porenzahl (vgl. Abschnitt 4.3.1 und 4.3.2).

Im Gegensatz zu den vergleichsweise schlechten Regressionen zum Kompressionsbeiwert aus dem Standardoedometer zeigen die Ergebnisse aus dem Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung am Mittleren Gipshorizont vergleichsweise gute Regressionen von C_C über e_0 mit $R = 0,71$ für die Spannung $400 - 800 \text{ kN/m}^2$.

Beim Schwellbeiwert des Mittleren Gipshorizontes in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung zeigt sich zwar der „richtige“ Trend, jedoch streuen die Ergebnisse mit Regressionen zwischen $0,285$ und $0,429$ vergleichsweise stark (vgl. Anhang C.1 Abb. C.1 f)).

Gipskeuper im K_0 -Triaxialgerät

Aus den Versuchsergebnissen am Dunkelroten Mergel im K_0 -Triaxialversuch lassen sich für den Kompressionsbeiwert C_C mit $R = 0,766$ für $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$ und mit $R = 0,786$ für $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ gute Regressionen berechnen. Für den Rekompansionsbeiwert C_r der Wiederbelastung ergeben sich gute bis sehr gute Regressionen für den DKM und den MGH zwischen $R = 0,84$ und $R = 0,88$ im Spannungsbereich $\sigma_1 = 100 - 300 \text{ kN/m}^2$.

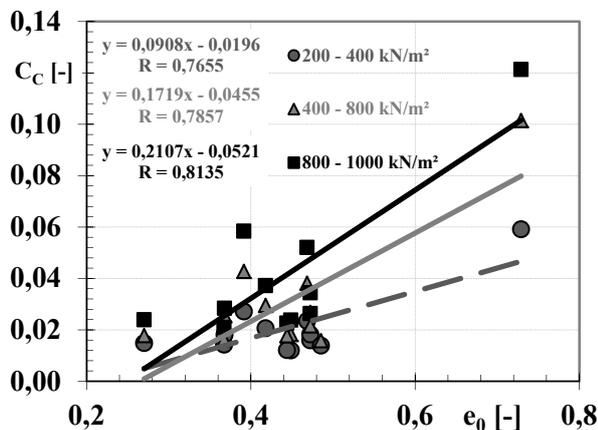


Bild 7. 74: Kompressionsbeiwerte K_0 -Triax

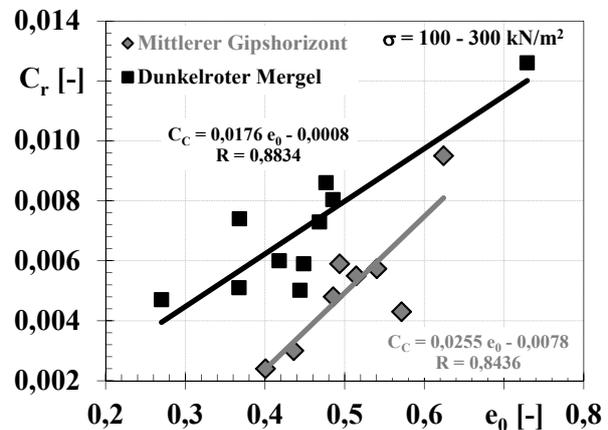


Bild 7.75: Vergleich $C_r - e_0 / K_0$ -Triax

Wie schon bei den im Standard-Oedometer untersuchten Gipskeuperböden zeigen sich beim Mittleren Gipshorizont auch im K_0 -Triaxialversuch für den Kompressionsbeiwert deutlich schlechtere Regressionen mit $R = 0,294$ bis $0,403$ gegenüber dem Dunkelroten Mergel (vgl. Anhang C.2 Abb. C.2 b)).

7.7.3.2 Vergleichsböden

Vergleichsböden im Oedometer

Bei den ungestörten Vergleichsböden, dem Auelehm, dem Lösslehm und dem Filderlehm handelt es sich bei der Bodenart und bei den mechanischen Eigenschaften um gut vergleichbare Böden (vgl. Abschnitt 5.3 und 5.4). Auch sind sie vergleichsweise homogen.

Mit Regressionen zwischen $R = 0,73$ und $R = 0,87$ lassen sich die Kompressionsbeiwerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl aus den Standardoedometerversuchen und aus den Oedometerversuchen mit kontinuierlicher Laststeigerung noch gut bis sehr gut anpassen.

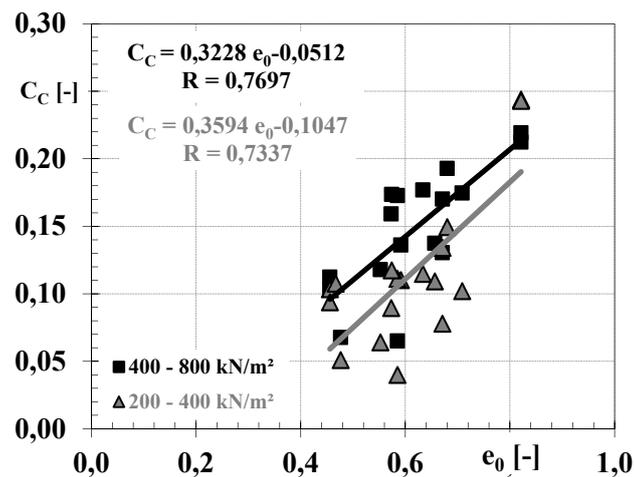


Bild 7.76: Vergleich $C_C - e_0$ / Standard-Oedometer

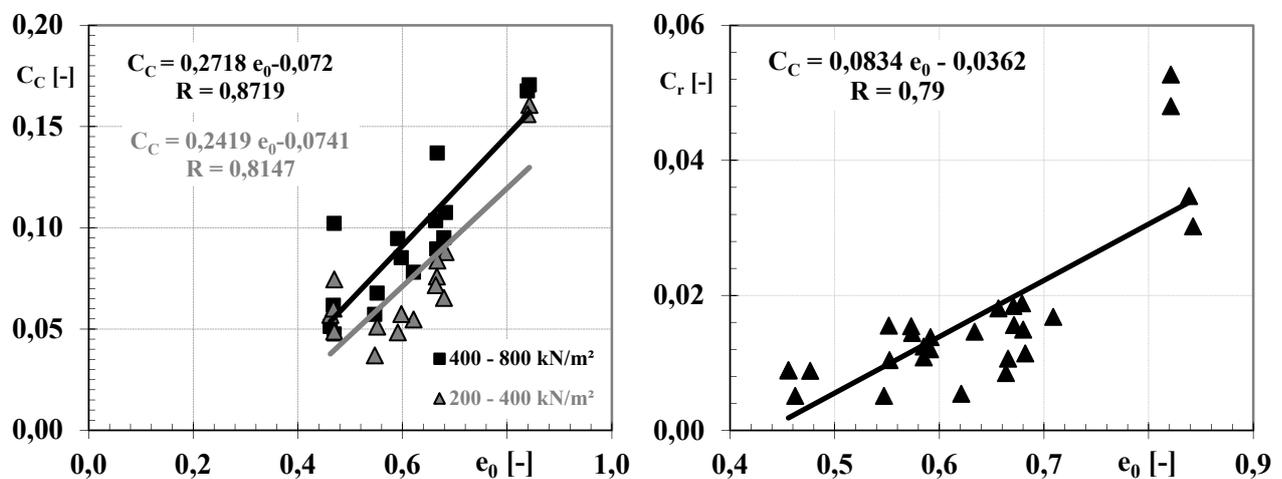
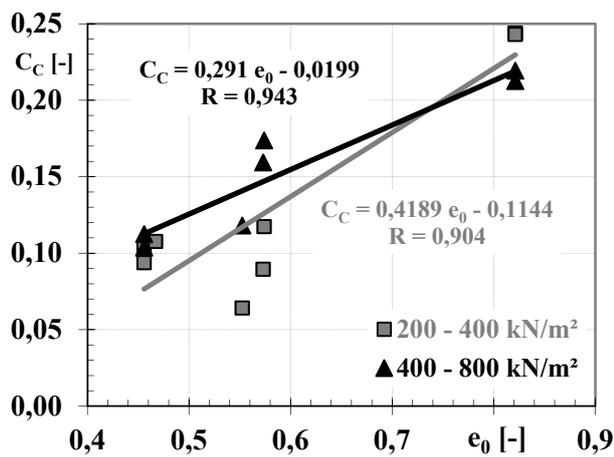
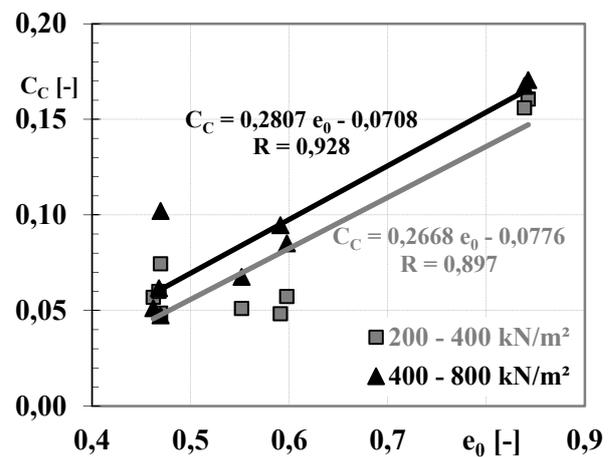


Bild 7.77: u 7.78: Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte / Vergleichsböden
Kraftgesteuerter-Oedometer / Oedometer allgemein

Bild 7.79: Vergleich $C_C - e_0$ / S-OedometerBild 7.80: Vergleich $C_C - e_0$ / F-Oedometer

Demgegenüber gelang die Anpassung für den Rekompansionsbeiwert im Standard-Oedometer und im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung für alle Vergleichsböden mit einer mittleren Regression von 0,79 gut (vgl. Bild 7.78).

In den Bildern 7.79 und 7.80 sind die Kompressionsbeiwerte in Abhängigkeit von der Einbauporenzahl an sehr homogenen, aufbereiteten, bzw. künstlich hergestellten Böden dargestellt. Hierbei handelt es sich um die in den Abschnitten 5.3, 5.5, 5.6 und 7.6.2 beschriebenen Lösslehm, Opalinuston und Sand-Opalinuston.

Für die Kompressionsbeiwerte in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl lassen sich an den aufbereiteten Böden für beide Versuchsarten im Oedometer sehr gute Anpassungen zwischen $R = 0,94$ und $R = 0,9$ berechnen.

Der Schwellbeiwert C_S in Abhängigkeit von e_0 lässt sich an den Vergleichsböden aus den Untersuchungen in den zwei verschiedenen Arten von Oedometerversuchen mit $R = 0,4$ bzw. $R = 0,48$ nur schlecht anpassen (vgl. Anh. C.3 Abb. C.3 c + d)).

Vergleichsböden im K_0 -Triaxialgerät unter Erdruchdruckbedingungen

An den Selben, wie im Oedometer untersuchten, ungestörten und aufbereiteten bzw. künstlich hergestellten Vergleichsböden wurden auch Abhängigkeiten des Kompressions- und Rekompansionsbeiwertes von der Einbauporenzahl im K_0 -Triax ermittelt. Aus den Versuchsdaten der K_0 -Triaxialversuche lassen sich die Kompressionsbeiwerte in Abhängigkeit von der Porenzahl für alle (UP+GP) Vergleichsböden gut mit $R = 0,88$ und mit $R = 0,89$ anpassen.

Beim Schwellbeiwert C_S in Abhängigkeit von e_0 zeigen sich bei den ungestörten Vergleichsböden aus den Untersuchungen im K_0 -Triaxialversuch mit $R = 0,29$ nur sehr schlechte bzw. mit $R = 0,56$ nur schlechte Anpassungen, wobei im Spannungsbereich $\sigma = 200-400 \text{ kN/m}^2$ auch noch ein „un-typischer“ umgekehrter Trend für $C_S - e_0$ ermittelt wurde (vgl. Anhang C.1 Abb. C.1 d). Bei den sehr homogenen, ungestörten und künstlich hergestellten Böden konnten für die Abhängigkeiten des Kompressions- und des Rekompansionsbeiwertes von der Anfangsporenzahl gute Regressionen zwischen $R = 0,876$ und $R = 0,894$ ermittelt werden.

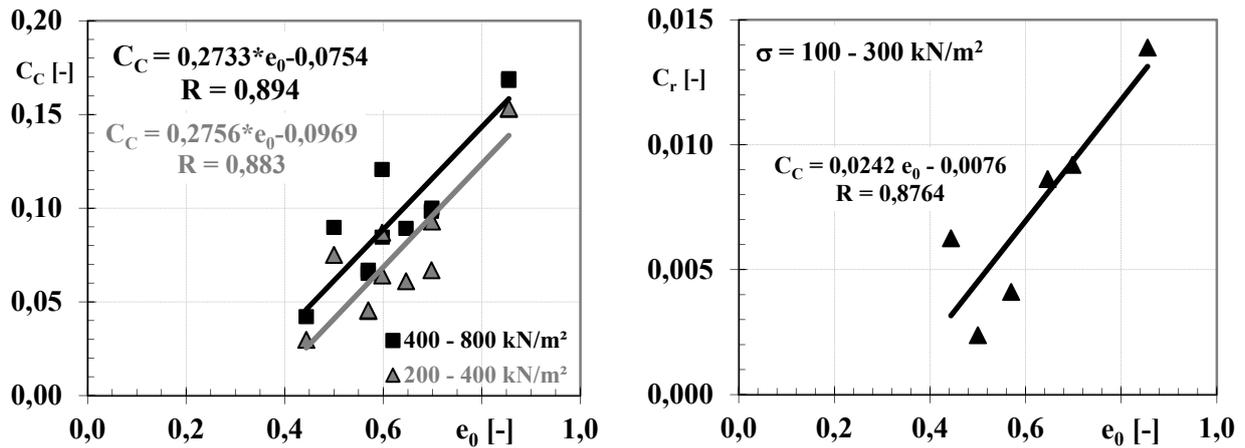


Bild 7.81 und 7.82: Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte / K₀-Triaxialversuch

7.7.4 Steifemodul als Tangentenmodul nach JANBU

7.7.4.1 Gipskeuper

Die Steifebeiwerte m des in dieser Arbeit im K₀-Triaxialgerät untersuchten Gipskeupers gliedern sich sehr gut in die von JANBU (1963) gefundene Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n zwischen Schluff/Sand und Moräne/Fels ein. Die Werte m für den Gipskeuper aus dem kraftgesteuerten Oedometer liegen erwartungsgemäß niedriger und die Werte aus dem Standardoedometer liegen deutlich niedriger als die Steifebeiwerte aus den K₀-Triaxversuchen. Zudem liegen die Werte aus dem Standardoedometer zum Teil auch außerhalb des von Janbu definierten „unteren“ Vertrauensbereichs und sind damit teilweise deutlich zu klein.

Bei den Verdichtungsexponenten n des Gipskeupers lässt sich bezüglich der Versuchsmethode keine Tendenz bezüglich der Lage in der von JANBU (1963) gefundenen Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil erkennen. Der im Oedometer und im K₀-Triax untersuchte Gipskeuper liegt mit 61 % der ermittelten Verdichtungsexponenten im Vertrauensbereich im Gebiet von Sand und Schluff zwischen Ton und Fels. Die außerhalb des Vertrauensbereichs liegenden Werte für a befinden sich zu 79 % im Bereich zwischen 0 und 0,22 und sind damit sehr klein bzw. sind nahe bei 0.

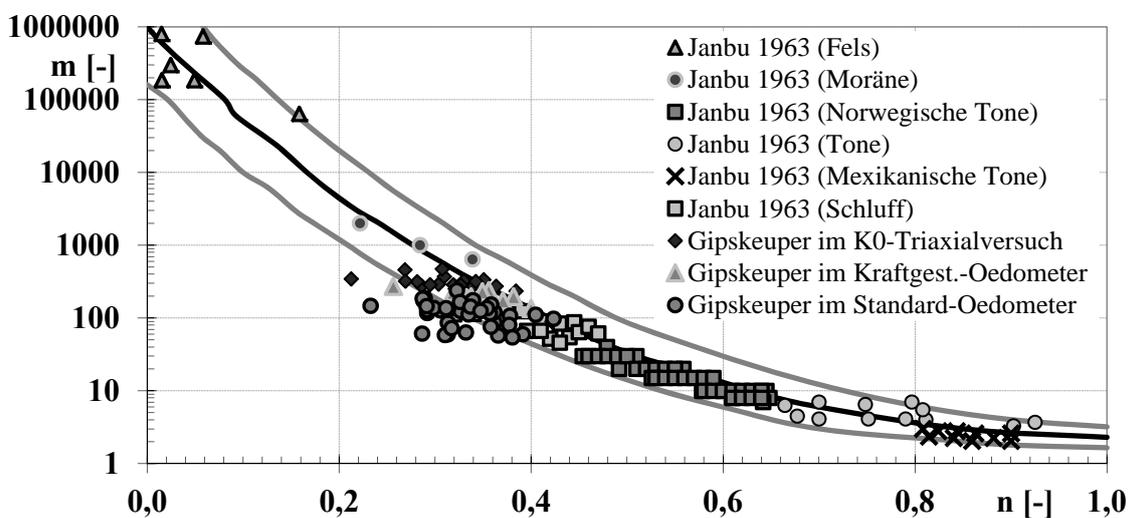


Bild 7.83: Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / EB

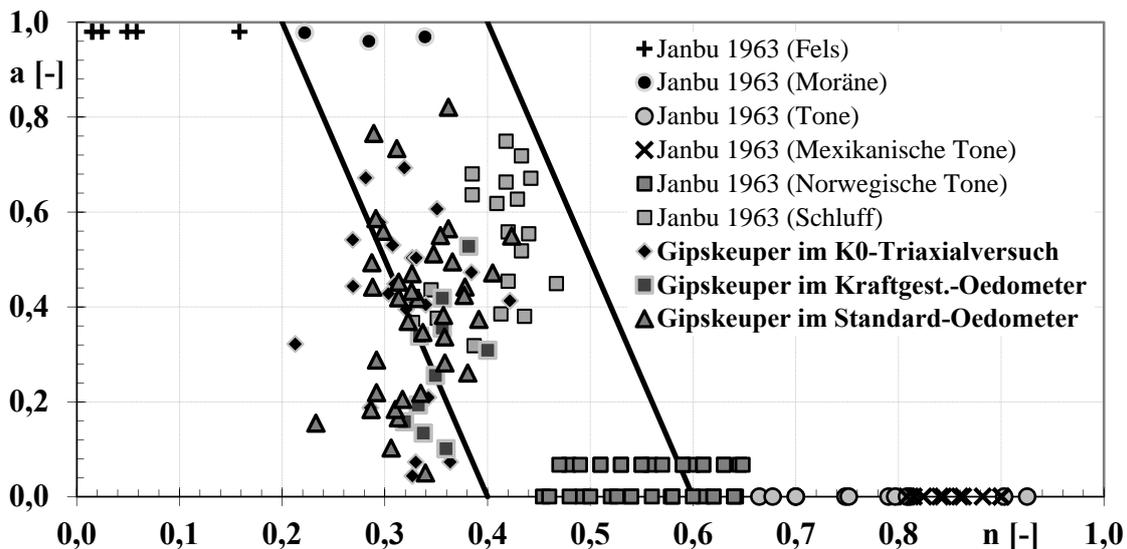


Bild 7.84: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / EB

Hieraus ergeben sich für die Werte des Exponenten Zahlen zwischen 0,78 und 1. Damit verliert der Exponent an Bedeutung und die Potenzgleichung für die Erstbelastung kann in diesem Bereich zu einer Geradengleichung angenähert werden.

Im Oedometer und im K₀-Triaxialgerät

Die Bilder 7.85 und 7.86 zeigen lineare Abhängigkeiten der nach JANBU (1963) ermittelten Moduluszahl *m* vom Porenanteil *n* für die Erstbelastung (siehe Abschnitt 4.2.5). Dargestellt sind die Ergebnisse aus Oedometer- und K₀-Triaxialversuchen an Gipskeuperböden.

Die lineare Anpassung von *m* in Abhängigkeit von *n* bei den Gipskeuperböden im Standardoedometer gelingt mit $R = 0,359$ nur schlecht. (vgl. Anhang D.1 Abb. D.1 a).

Gegenüber der schlechten Anpassung im Standardoedometer lässt sich die am Gipskeuper im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung bestimmte Moduluszahl in Abhängigkeit vom Porenanteil mit $R = 0,7$ gut linear angleichen (Bild 7.85).

Auch aus den Ergebnissen der Triaxialversuche unter Erdruchdruckbedingungen an den Gipskeuperböden lässt sich für den Bezug *n* zu *m* eine lineare Regression mit $R = 0,674$ bestimmen (vgl. Bild 7.86).

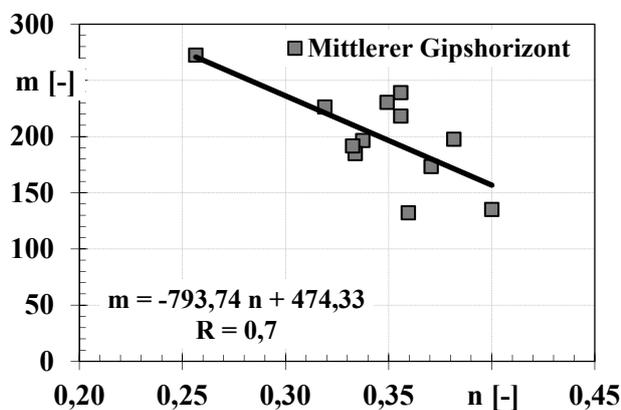


Bild 7.85: $m - n$ / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

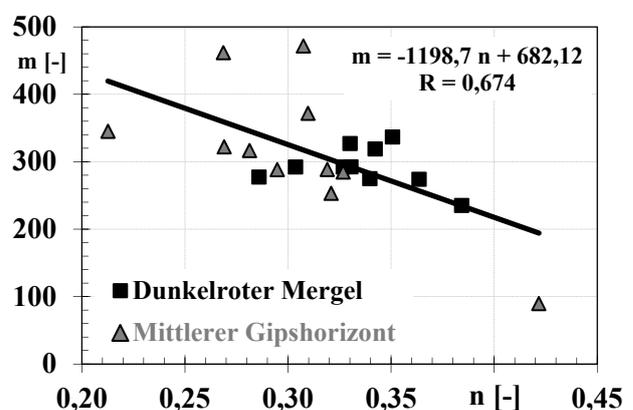


Bild 7.86: Moduluszahl in Abhängigkeit des Porenanteils / K₀-Triaxialversuche

7.7.4.2 Vergleichsböden

Bei den künstlich aufbereiteten und ungestörten Vergleichsböden liegen die Steifebeiwerte m aus den K_0 -Triaxialversuchen und die aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen gut in der von JANBU (1963) gefundenen Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n im selben Bereich wie die von Janbu dargestellten Schluffe und Sande. Die aus den Standardoedometerversuchen ermittelten Steifebeiwerte m der künstlich aufbereiteten Vergleichsböden (GP) liegen alle bis auf einen außerhalb bzw. unterhalb des von Janbu definierten Vertrauensbereichs. Die Werte für m der ungestörten Vergleichsböden (UP) aus dem Standardoedometer liegen im gleichen Bereich wie die aus den K_0 -Triaxialversuchen und den kraftgesteuerten Oedometerversuchen.

Die Verdichtungsexponenten n aller untersuchter Vergleichsböden liegen mit 87 % im Vertrauensbereich und im Bereich von Sand und Schluff.

Im Oedometer:

Die Bilder 7.89 bis 7.92 zeigen lineare Abhängigkeiten der nach JANBU (1963) ermittelten Moduluszahl m vom Porenanteil n für die Erstbelastung (Abschn. 4.2.5). Dargestellt sind die Ergebnisse aus Oedometer- und K_0 -Triaxversuchen an Vergleichsböden.

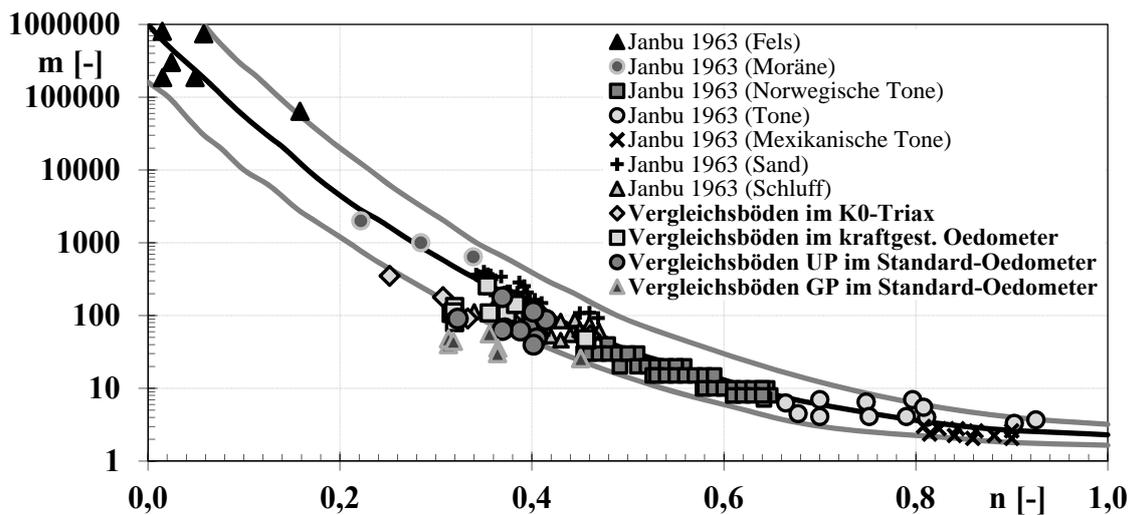


Bild 7.87: Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden

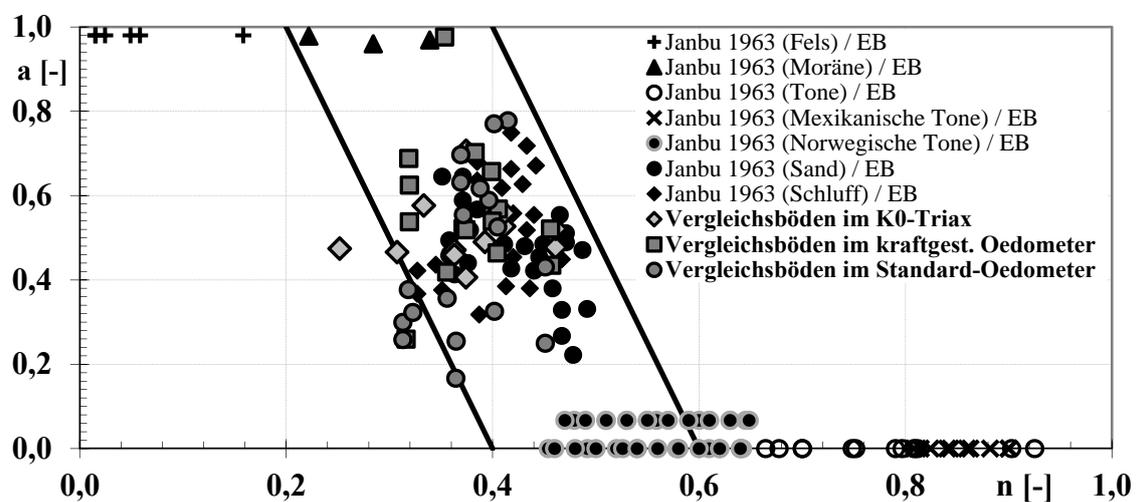


Bild 7.88: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden

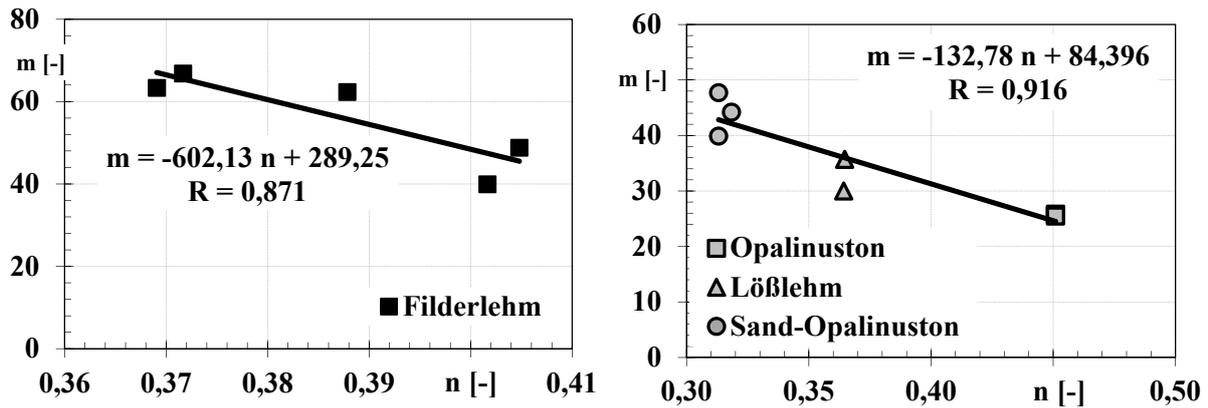


Bild 7.89 und 7.90: Moduluszahl in Abhängigkeit d. Porenanteils / Standardoedometer

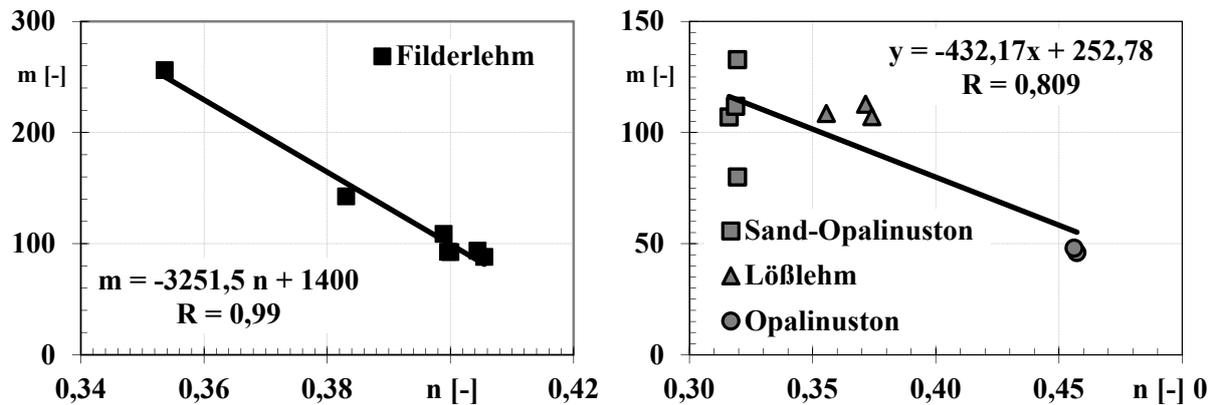


Bild 7.91 und 7.92: $m - n$ / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

An allen untersuchten ungestörten und künstlich hergestellten Vergleichsböden konnte aus beiden unterschiedlichen Oedometerversuchen eine sehr gute lineare Regression zwischen $R = 0,81$ und $R = 0,99$ für die Beziehung Moduluszahl zu Porenanteil ermittelt werden.

Im K_0 -Triaxialgerät:

Vergleichbar gute Anpassungen wie im Oedometer für die Abhängigkeit m von n konnten aus den Versuchsdaten der Vergleichsversuche im K_0 -Triaxialversuch mit $R = 0,85$ und $R = 0,895$ bestimmt werden.

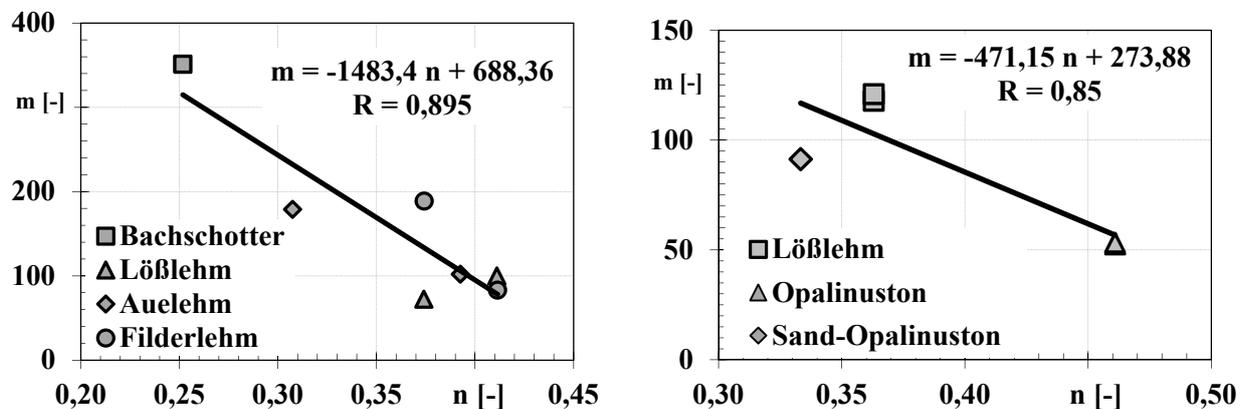


Bild 7.93 und Bild 7.94: $m - n$ / K_0 -Triaxialversuche

7.7.5 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT und FRITSCHÉ

7.7.5.1 Gipskeuper

Bei der Entlastung liegen, unabhängig von der Versuchsart, 84 % der Steifebeiwerte des Gipskeupers im Vertrauensbereich der Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n zwischen der nach Janbu dargestellten Steifebeiwerte der Erstbelastung von Schluff/Sand und Moräne/Fels. Die Steifebeiwerte aus den K_0 -Triaxialversuchen und aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen liegen überwiegend im „oberen“ Vertrauensbereich. Die Werte m aus den Standardoedometerversuchen verteilen sich nahezu gleichmäßig über beide Vertrauensbereiche, liegen aber unterhalb der Daten aus K_0 -Triax und kraftgesteuerten Oedometer und sind damit nach Werten kleiner. Janbus Abhängigkeit $m - n$ passt gut.

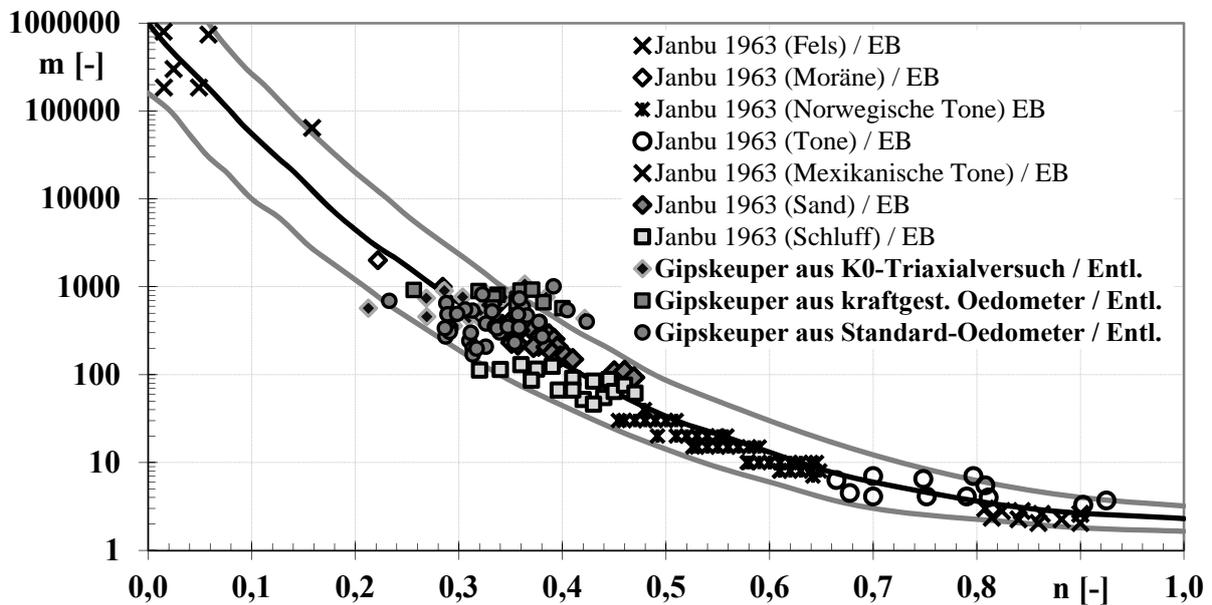


Bild 7.95: Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Entlastung / Gipskeuper

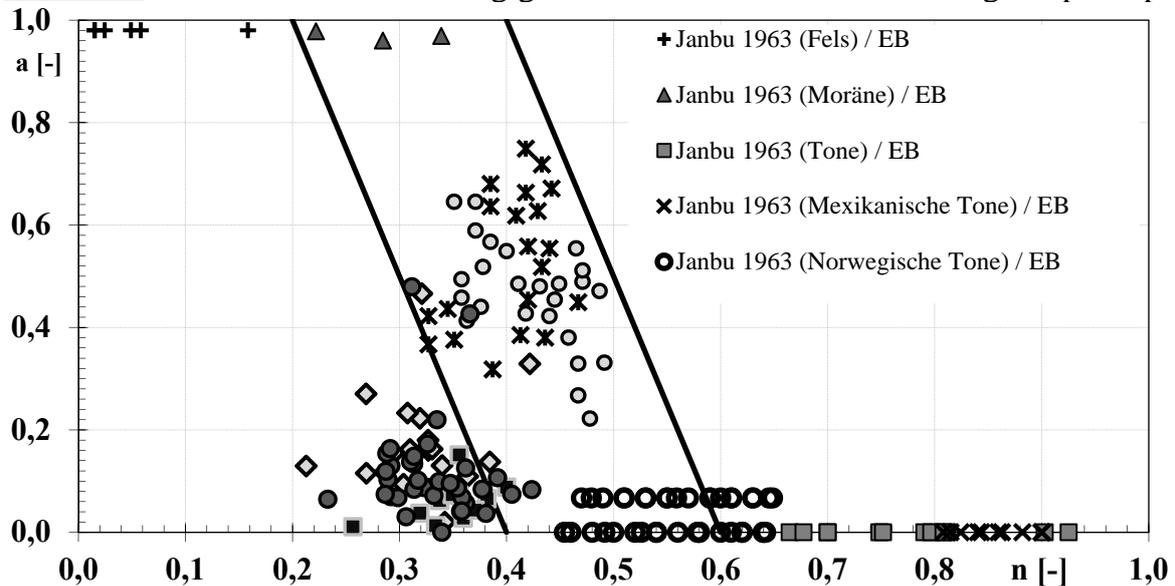
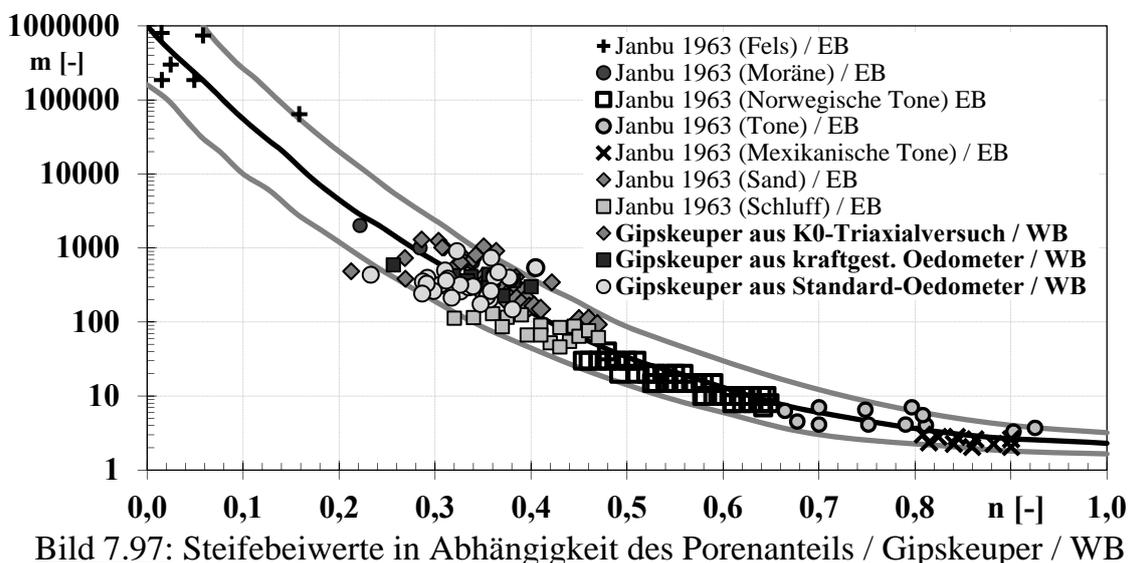


Bild 7.96: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Entl. / Gipskeuper

Unabhängig von der Versuchsart liegen die Verdichtungsexponenten a der Entlastungen des Gipskeupers mit 87 % außerhalb der von JANBU (1963) gefundenen Abhängigkeit a vom Anfangsporenanteil n für die Erstbelastung. Damit hat die Abhängigkeit a von n der Erstbelastung nach Janbu keine Gültigkeit für die Entlastung des in dieser Arbeit untersuchten Gipskeupers. Da die Werte für a der Entlastung überwiegend zwischen 0 und 0,2 liegen und damit sehr klein sind bzw. nahe bei 0 liegen, ergeben sich für die Werte des Exponenten Zahlen zwischen 0,8 und 1. Damit wird der Exponent vernachlässigbar und aus der Potenzgleichung für die Entlastung wird näherungsweise eine Geradengleichung, so dass der Parameter a für die Entlastung des Gipskeupers hier keine bzw. eine zu vernachlässigende Bedeutung hat.

90 % der Steifebeiwerte des Gipskeupers aller Versuchsarten liegen, bei der Wiederbelastung, im Vertrauensbereich der Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n zwischen Schluff/Sand und Moräne/Fels für die Erstbelastung nach Janbu. Die Steifebeiwerte aus den K_0 -Triaxialversuchen und aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen befinden sich im „oberen“ Vertrauensbereich, wobei die Werte aus den kraftgesteuerten Oedometern kleiner sind als die aus den K_0 -Triaxversuchen. Wie schon aus der Erstbelastung, wurden auch hier aus der Wiederbelastung die größeren Steifebeiwerte mit den K_0 -Triaxialversuchen ermittelt. Die Werte m aus den Standardoedometerversuchen liegen eher im „unteren“ Vertrauensbereich. Sie liegen unterhalb der Daten aus den K_0 -Triaxversuchen und auf gleicher Höhe wie die Daten aus dem kraftgesteuerten Oedometer und sind damit wertemäßig deutlich kleiner als m aus den K_0 -Triaxversuchen. Janbus Abhängigkeit $m - n$ passt sehr gut.

Bei den Verdichtungsexponenten a der Wiederbelastung des Gipskeupers lässt sich bezüglich der Versuchsmethode keine Tendenz bezüglich der Lage in der von JANBU (1963) gefundenen Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil erkennen. Der im Oedometer und im K_0 -Triax untersuchte Gipskeuper liegt mit 66 % der ermittelten Verdichtungsexponenten im Vertrauensbereich im Gebiet von Sand und Schluff zwischen Ton und Fels. Von den außerhalb des Vertrauensbereichs liegenden Werten für a , liegen 47 % im Bereich zwischen 0 und 0,21 und sind damit sehr klein bzw. sind



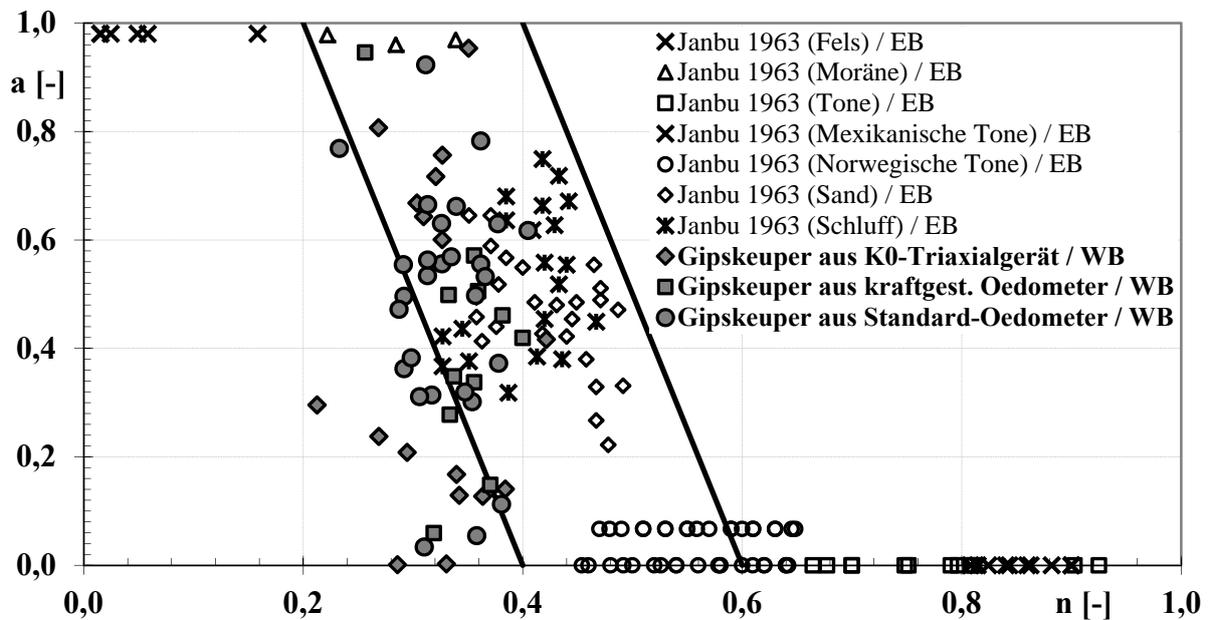


Bild 7.98: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / WB

nahe bei 0. Für die außerhalb liegenden Werte a aus den K_0 -Triaxversuchen liegen 75 % zwischen 0 und 0,21. Bei diesen vergleichsweise kleinen Werten für a ergeben sich Exponenten nahe 1 und die Potenzkurven nähern sich damit Geraden an. Damit verlieren diese Werte an Bedeutung.

Für den Übergangsbereich des Gipskeupers zwischen Wiederbelastung und sich anschließender Erstbelastung gilt für die Steifebeiwerte folgendes: Die Werte für m aus den Standardoedometerversuchen liegen mit nur 23 % „oben“ außerhalb des Vertrauensbereiches der Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n der nach Janbu dargestellten Steifebeiwerte der Erstbelastung für alle Bodenarten. Es liegen die Werte für m aus den K_0 -Triaxversuchen mit 71 % und die Werte m aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen mit 75 % „oben“ außerhalb des Vertrauensbereichs. Damit können die am Gipskeuper aus den K_0 -Triaxversuchen und aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen ermittelten Steifebeiwerte des Übergangsbereichs nicht mehr in die von Janbu

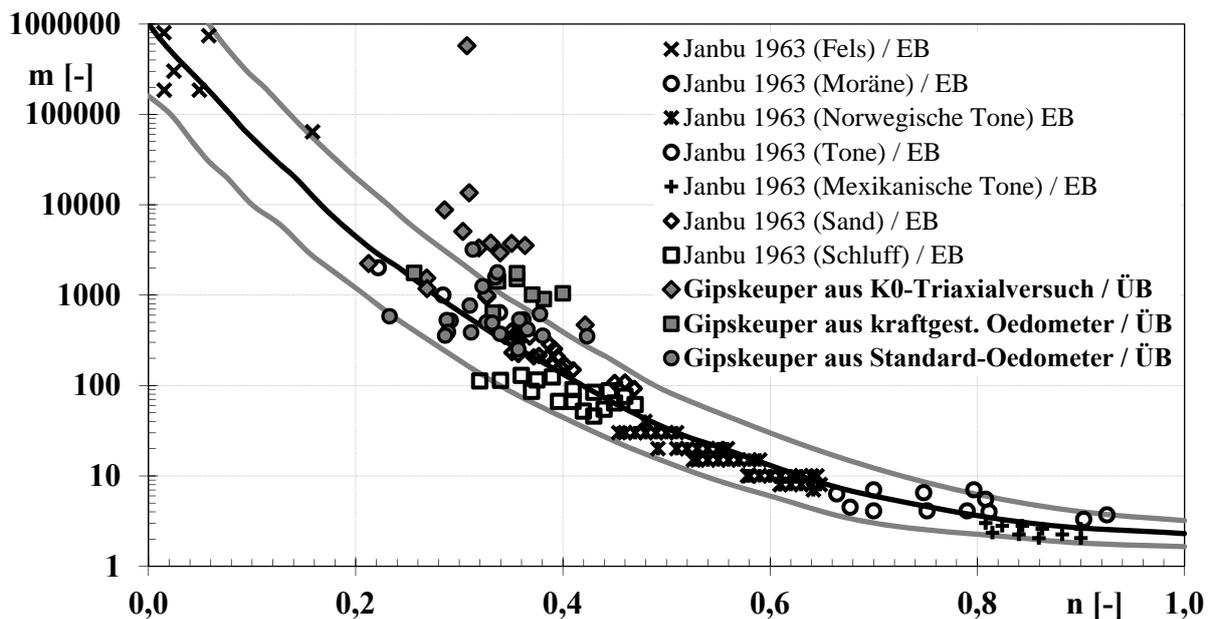


Bild 7.99: Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / ÜB

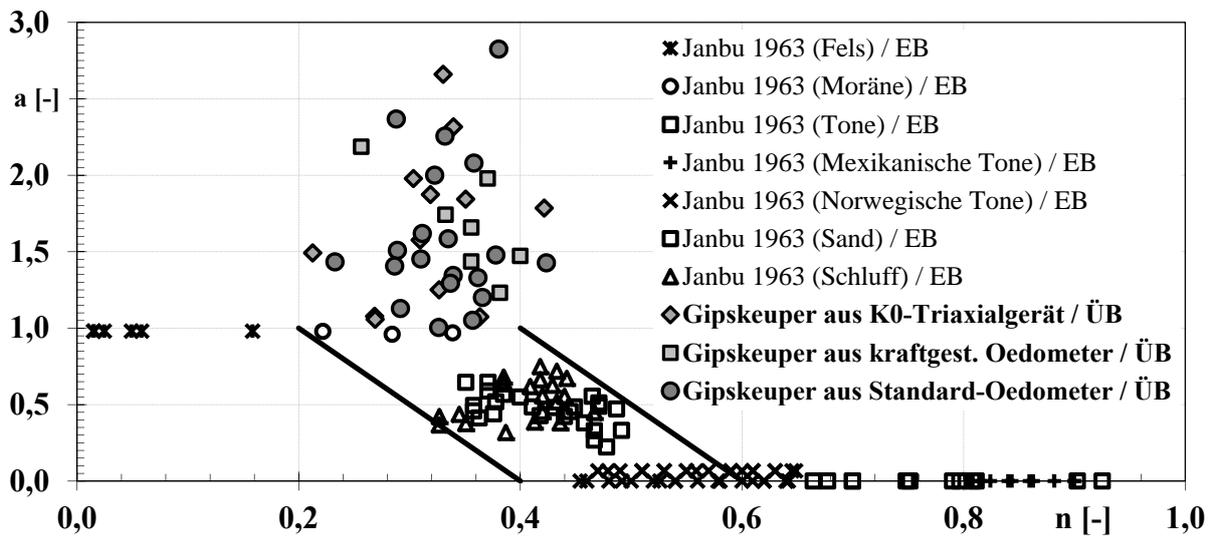


Bild 7.100: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit des Porenanteils / Gipskeuper / ÜB

gefundene Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n für die Erstbelastung „eingesortiert“ werden.

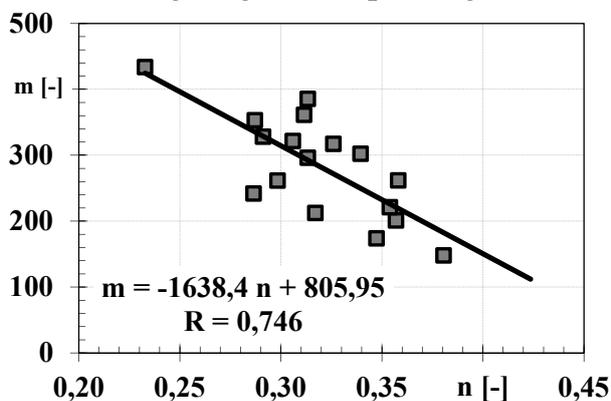
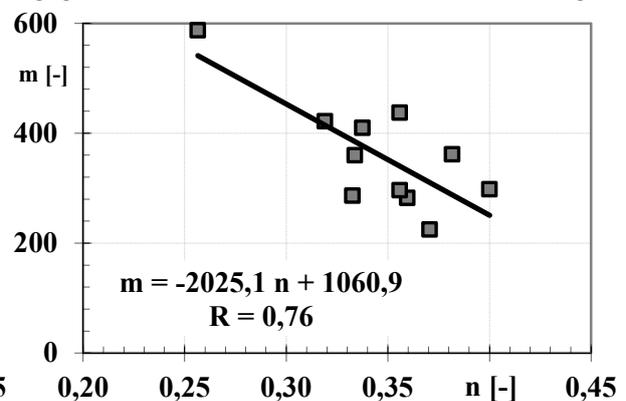
Da die Potenzfunktion des Übergangsbereiches für die Abhängigkeit des Steifemoduls von der Auflastspannung streng monoton fallend verläuft, d.h. bei steigender Spannung nimmt der Steifemodul ab, muss der Exponent negativ sein und damit sind die Verdichtungsexponenten a größer als 1. Deshalb lassen sich die Verdichtungsexponenten a der Übergangsbereiche nicht in der Beziehung a zur Anfangsporenzahl n für die Erstbelastung nach Janbu darstellen.

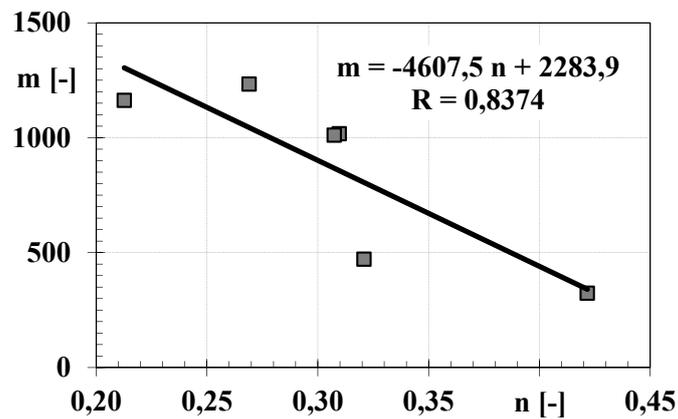
Gipskeuper im Oedometer

Die Bilder 7.101 bis 7.103 zeigen lineare Abhängigkeiten der nach JANBU (1963) ermittelten Moduluszahl m vom Anfangsporenanteil n für die Wiederbelastung. Dargestellt sind die Ergebnisse aus Oedometer- und K_0 -Triaxial-versuchen an Gipskeuperböden.

Die lineare Anpassung von m in Abhängigkeit von n beim Mittleren Gipshorizont im Standardoedometer ist mit $R = 0,53$ nur schlecht (vgl. Anhang B6 Abb. B6 c).

Gegenüber der schlechten Regression von m und n des MGH im Standard-Oedometer gelingt die Anpassung der Abhängigkeit der Moduluszahl m vom Anfangs-

Bild 7.101: $m - n$ / Wiederbelastung StandardoedometerBild 7.102: $m - n$ / WB / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung

Bild 7.103: $m - n$ / Wiederbelastung / K_0 -Triax

porenanteil n für die Wiederbelastung am Dunkelroten Mergel im Standardoedometer und am Mittleren Gipschizont im Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung mit Regressionen von $R = 0,75$ und $R = 0,76$ gut (Bilder 7.101 u 7.102).

Gipskeuper im K_0 -Triaxialgerät

Aus den Ergebnissen der Triaxialversuche unter Erdruhedruckbedingungen an den Gipskeuperböden lässt sich für den Bezug n zu m eine gute lineare Regression mit $R = 0,837$ bestimmen (vgl. Bild 7.103).

7.7.5.2 Vergleichsböden

Bei der Entlastung liegen 79 % der Steifebeiwerte der Vergleichsböden unabhängig von der Versuchsart überwiegend im „oberen“ Vertrauensbereich der Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n , im Bereich von Sand und Moräne der Erstbelastung nach Janbu. Die Steifebeiwerte aus den K_0 -Triaxialversuchen und aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen liegen überwiegend über den Werten aus den Standardoedometerversuchen und sind damit zum Teil erheblich größer als diese. Auch bestehen die außerhalb des Vertrauensbereiches liegenden Werte, bis auf einen, aus Daten aus den K_0 -Triaxversuchen und aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen. Janbus grafische Korrelation $m - n$ passt gut.

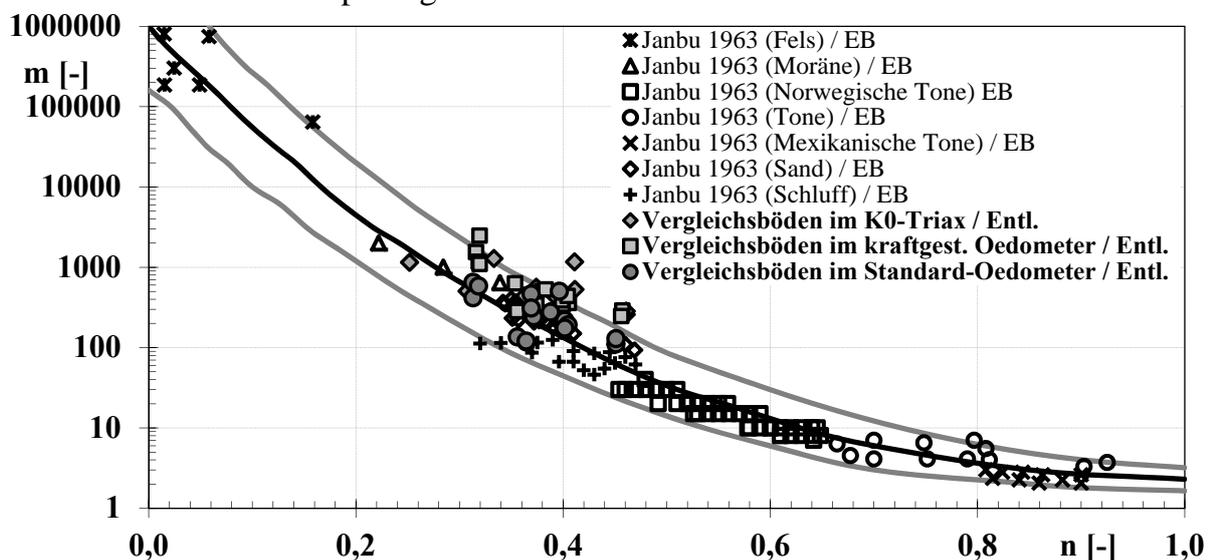


Bild 7.104: Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden / Entl.

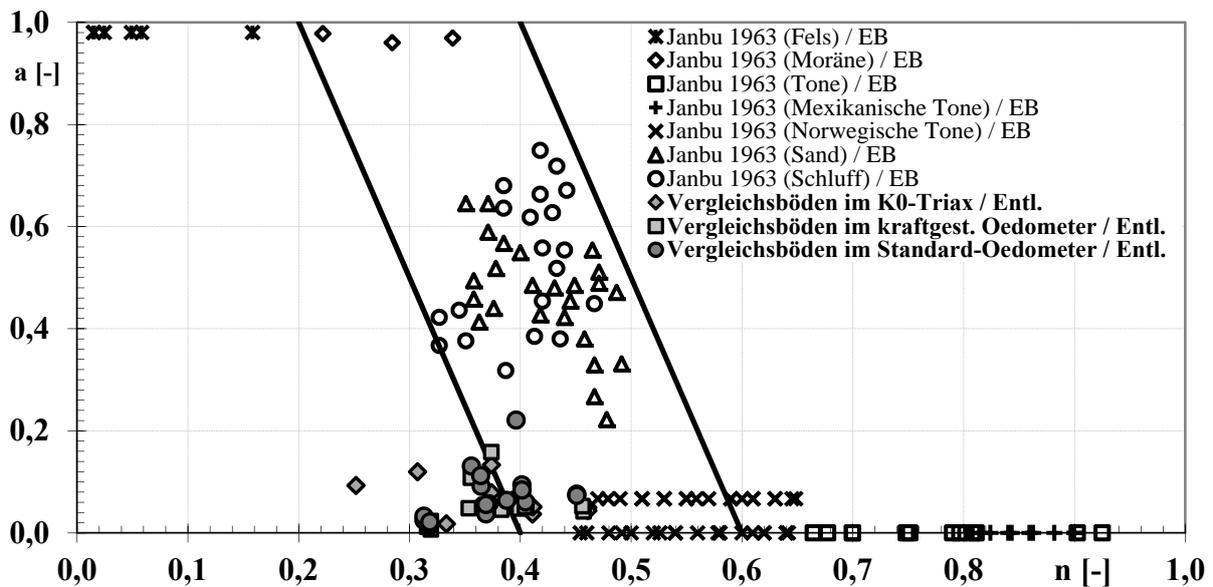


Bild 7.105: Verdichtungsexponenten in Abhängigk. v. Porenanteil / Vergleichsböden / Entl.

Unabhängig von der Versuchsart liegen die Verdichtungsexponenten a der Entlastungen der Vergleichsböden mit 52 % außerhalb der von JANBU (1963) gefundenen Abhängigkeit a vom Anfangsporenanteil n für die Erstbelastung. Damit ist die Abhängigkeit a von n der Erstbelastung nach Janbu für die Entlastung der in dieser Arbeit untersuchten Vergleichsböden in Frage zu stellen. Da die Werte für a der Entlastung mit 98 % zwischen 0 und 0,16 liegen und damit sehr klein sind bzw. nahe bei 0 liegen, ergeben sich für die Werte des Exponenten Zahlen zwischen 0,84 und 1. Damit wird der Exponent vernachlässigbar und aus der Potenzgleichung für die Entlastung wird näherungsweise eine Geradengleichung, so dass der Parameter a für die Entlastung hier so gut wie keine Bedeutung hat.

Bei der Wiederbelastung liegen 18 % der Steifebeiwerte der Vergleichsböden deutlich „oben“ außerhalb des Vertrauensbereiches der Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n . Hier handelt es sich ausschließlich um Daten aus den K₀-Triaxialversuchen und aus den kraftgesteuerten Oedometerversuchen. Die innerhalb

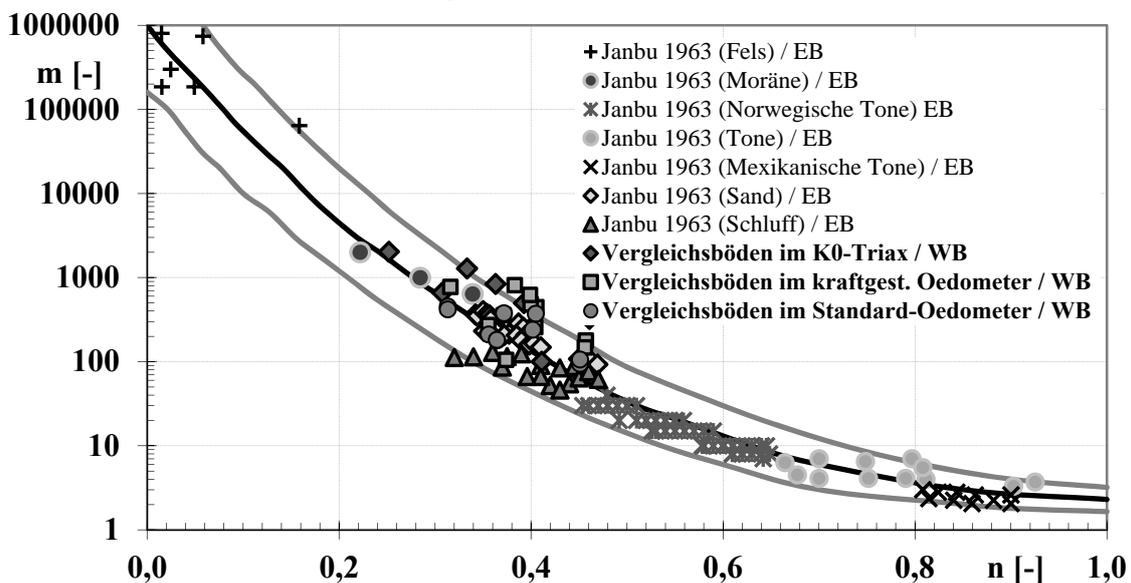


Bild 7.106: Steifebeiwerte in Abhängigkeit d. Porenanteils / Vergleichsböden / WB

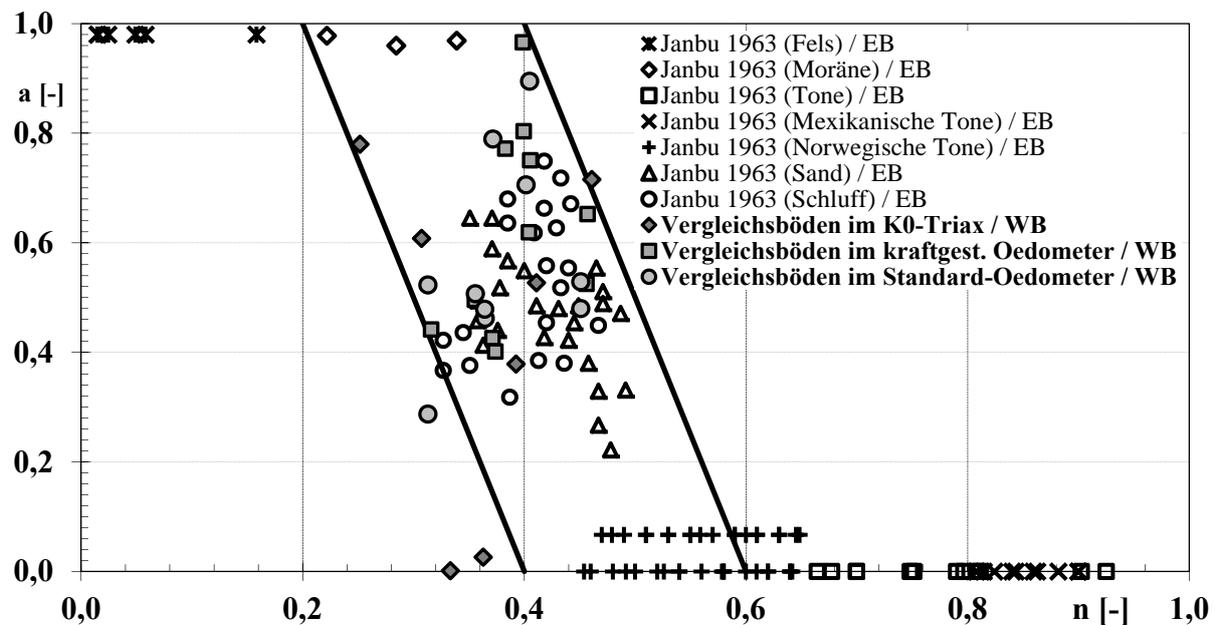


Bild 7.107: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit d. Porenanteils / Vergleichsböden / WB

des Vertrauensbereichs liegenden 82 % befinden sich überwiegend mit 2/3 der Werte im „oberen“ Vertrauensbereich und auf dem Rand im Bereich Sand und Moräne für die Erstbelastung nach Janbu. Janbus Abhängigkeit $m - n$ passt gut.

Bei den Verdichtungsexponenten a der Wiederbelastung der Vergleichsböden lässt sich bezüglich der Versuchsmethode keine Tendenz bezüglich der Lage in der von JANBU (1963) gefundenen Abhängigkeit vom Anfangsporenanteil erkennen. Die im Oedometer und im K_0 -Triax untersuchten Vergleichsböden liegen mit 89 % der ermittelten Verdichtungsexponenten im Vertrauensbereich im Gebiet von Sand und Schluff bis zur Moräne zwischen Ton und Fels. 86 % der Werte für a sind größer als 0,4.

Ähnlich wie beim Übergangsbereich des Gipskeupers, liegen bei den Vergleichsböden die meisten Steifebeiwerte mit 83 % „oben“ außerhalb des Vertrauensbereiches der Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n der nach Janbu dargestellten Steifebeiwerte der Erstbelastung für alle Bodenarten. Die Daten im Einzelnen: 55%

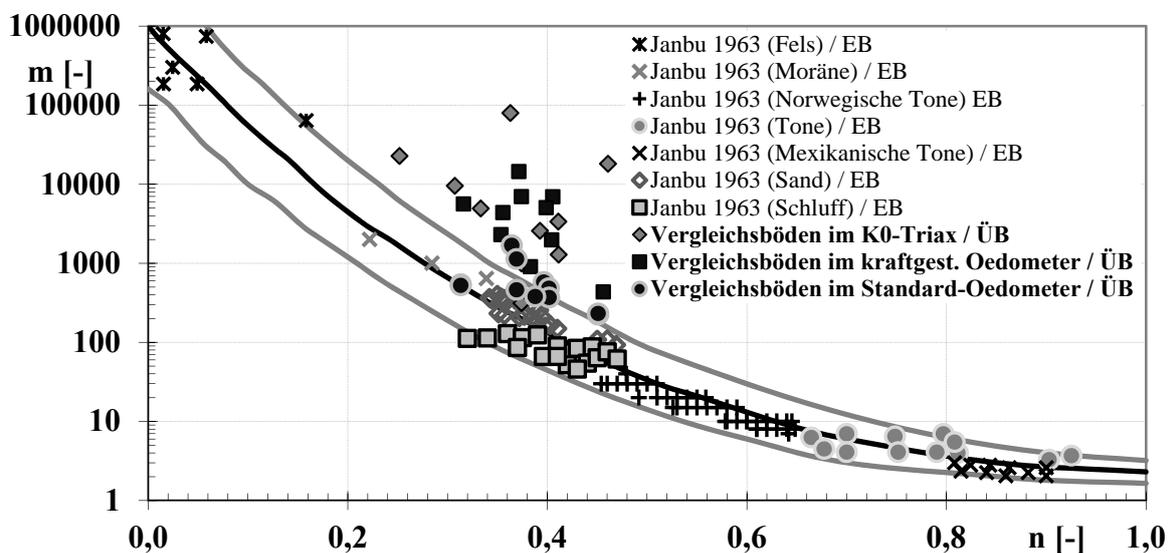


Bild 7.108: Steifebeiwerte in Abhängigkeit des Porenanteils / Vergleichsböden / ÜB

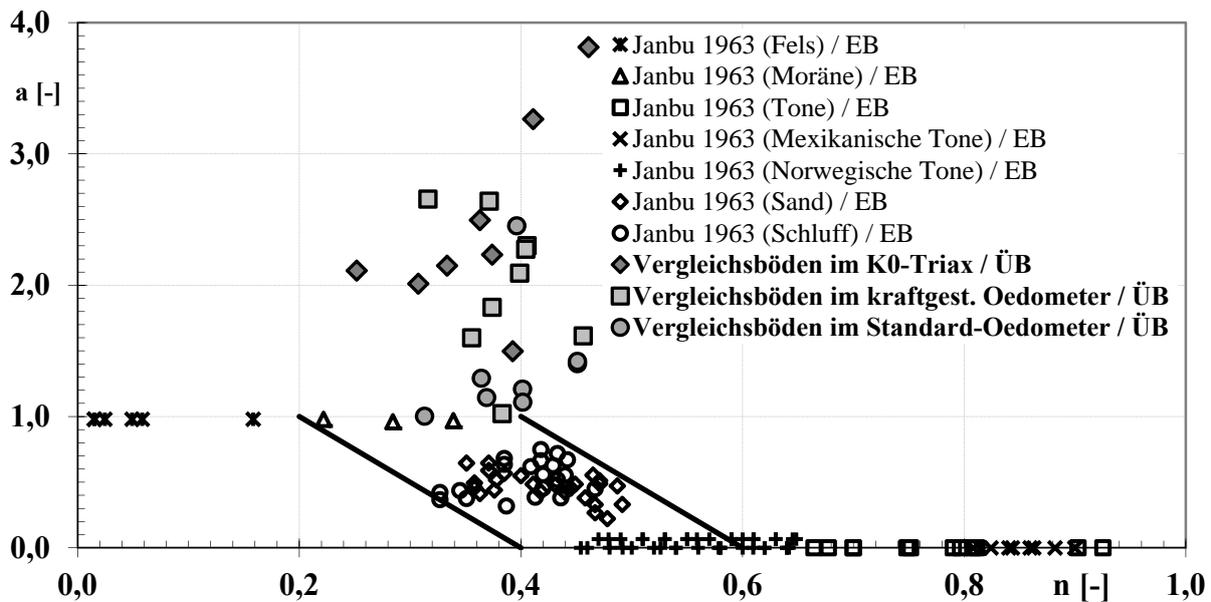


Bild 7.109: Verdichtungsexponenten in Abhängigkeit d. Porenanteils / Vergleichsböden / ÜB

außerhalb beim Standardoedometerversuch, 90 % außerhalb beim K₀-Triaxversuch und 100 % außerhalb beim kraftgesteuerten Oedometerversuch. Damit können die an den hier untersuchten Vergleichsböden aus allen in dieser Arbeit verwendeten Versuchsarten ermittelten Steifebeiwerte des Übergangsbereiches nicht mehr in die von Janbu gefundene Abhängigkeit m vom Anfangsporenanteil n für die Erstbelastung „eingeordnet“ werden.

Der gleiche Zusammenhang für a im Übergangsbereich, wie beim Gipskeuper in Bild 7.100 gilt natürlich auch für die Vergleichsböden. Auch hier lassen sich die Verdichtungsexponenten a nicht in der von Janbu für die Erstbelastung gefundene Beziehung darstellen.

Vergleichsböden im Oedometer

Die Bilder 7.110 bis 7.116 zeigen lineare Abhängigkeiten der nach JANBU (1963) ermittelten Moduluszahl m vom Anfangsporenanteil n für die Wiederbelastung. Dargestellt sind die Ergebnisse aus Oedometer- und K₀-Triaxialversuchen an Vergleichsböden.

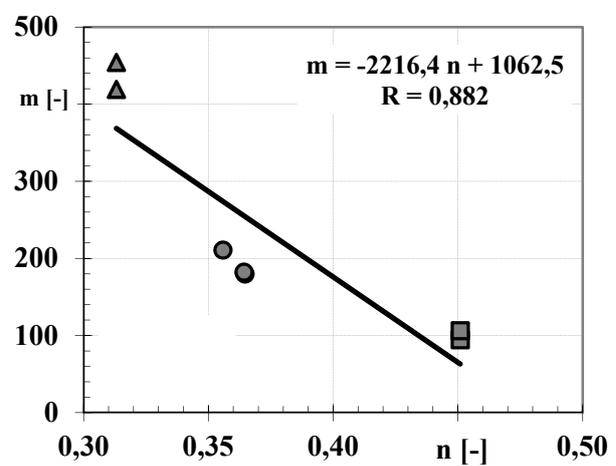
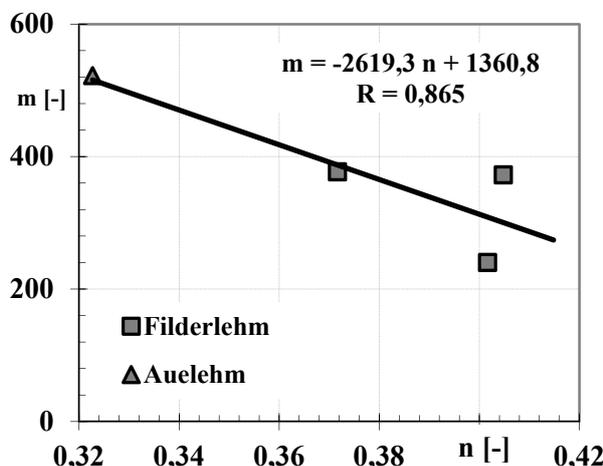


Bild 7.110 und Bild 7.111: $m - n$ / WB / Standard-Oedometer / Vergleichsböden

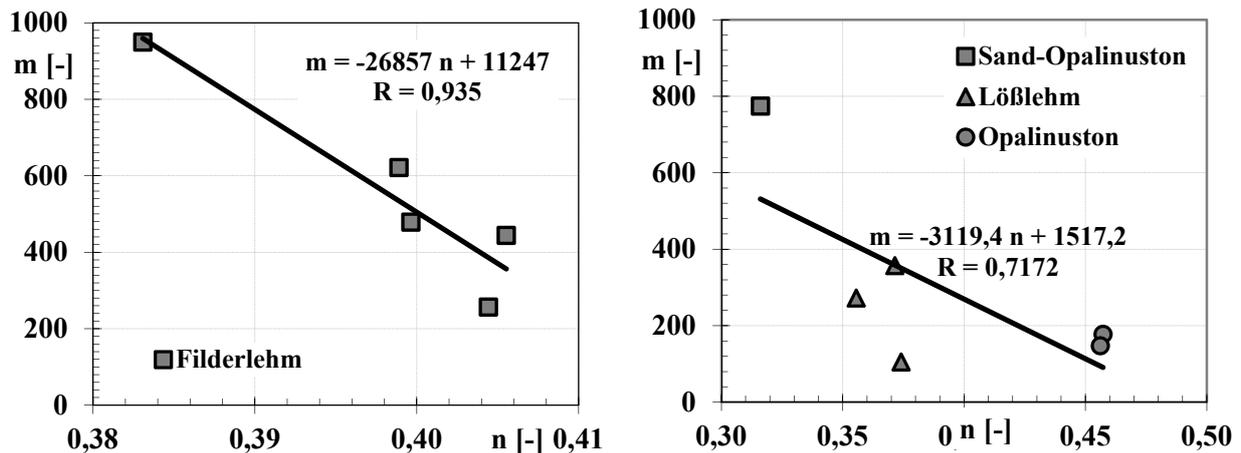


Bild 7.112: u 7.113: $m - n$ / Wiederbelastung / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Vergleichsböden

Vergleichbar mit der Erstbelastung konnten auch in der Wiederbelastung an allen untersuchten, ungestörten und künstlich hergestellten, Vergleichsböden aus beiden unterschiedlichen Oedometerversuchen gute bis sehr gute lineare Regressionen zwischen $R = 0,72$ und $R = 0,94$ für die Beziehung Moduluszahl zu Porenanteil ermittelt werden.

Vergleichsböden im K_0 -Triaxialgerät

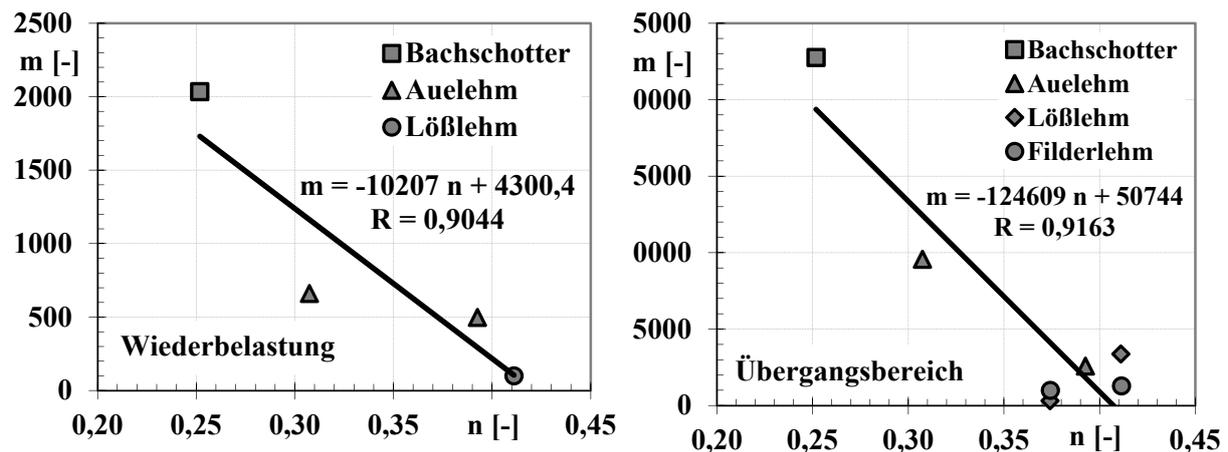


Bild 7.114: u 7.115: $m - n$ / Wiederbelastung und Übergangsbereich K_0 -Triaxialversuche / Vergleichsböden

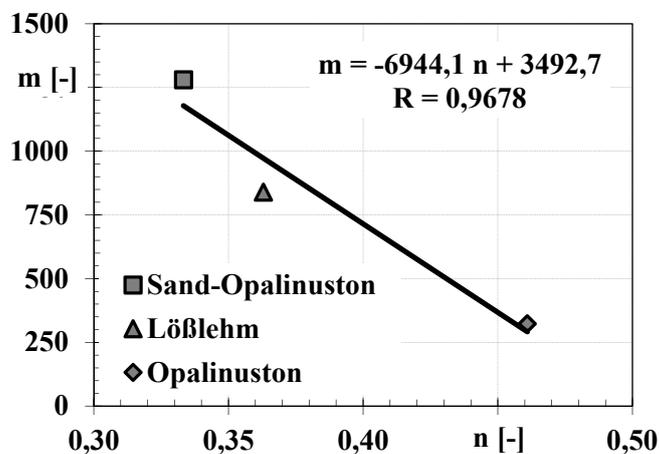


Bild 7.116: $m - n$ / Wiederbelastung / K_0 -Triaxialversuche / Vergleichsböden

Noch besser als im Oedometer fallen die Regressionen der Beziehung $m - n$ für die Wiederbelastung an den Vergleichsböden im K_0 -Triaxialversuch aus. Sie liegen bei $R=0,9$ für die ungestörten Proben (Bild 7.114) und bei $R = 0,97$ für die aufbereiteten Vergleichsböden (Bild 7.116).

In Bild 7.115 sind noch die Abhängigkeiten der Moduluszahl m vom Anfangsporenanteil n für den Übergangsbereich im K_0 -Triaxialversuch an ungestörten Vergleichsböden aufgetragen. Hier lässt sich eine lineare Regression mit $R = 0,92$ angeben.

Im Anhang sind noch eine Reihe von Diagrammen mit Moduluszahlen m und dazugehörigen Anfangsporenzahlen n aus Gipskeuperböden und Vergleichsböden für Wiederbelastungen und für Übergangsbereiche aus Oedometer- und K_0 -Triaxialversuchen dargestellt. Auch in diesen Diagrammen wurde versucht Abhängigkeiten zwischen m und n zu finden. Da jedoch die Regressionen deutlich unter $R = 0,7$ lagen können für diese Beziehungen keine brauchbaren Gleichungen angegeben werden.

8 FELDVERSUCHE

8.1 Allgemeines

Um die Anwendbarkeit der Laborwerte aus Kapitel 7 bei Setzungs- und Verformungsprognosen für Flachgründungen zu überprüfen, werden bei sehr festen und sehr weichen Böden neben Bauwerksmessungen (vgl. Kapitel 9) Feldversuche in Form von Plattendruckversuchen und Fundamentprobelastungen empfohlen. Ideal sind Fundamentprobelastungen wegen des größeren Einflussbereiches über die Tiefe mit begleitenden Verformungsmessungen am, neben und unter dem Fundament.

8.2 Plattendruckversuche

8.2.1 Beschreibung der Versuchseinrichtung

Im Vorfeld der in Kapitel 9 beschriebenen Setzungsmessungen wurden insgesamt 4 Probelastungen in Form von Plattendruckversuchen in Anlehnung an DIN 18134 (1990) durchgeführt. Die Lastplatte hatte einen Durchmesser von 30 cm. Die Lage der Versuche ist in HORNIG (2000) und in MARTIN (2000) dargestellt.

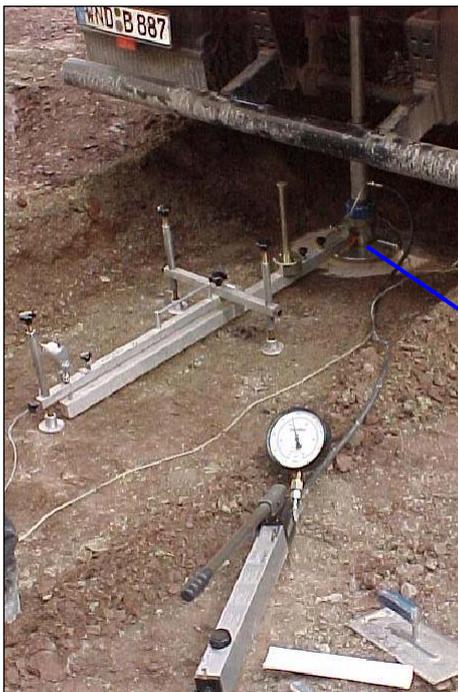


Bild 8.1: Versuchsaufbau (PDV)
Plattendruckversuch

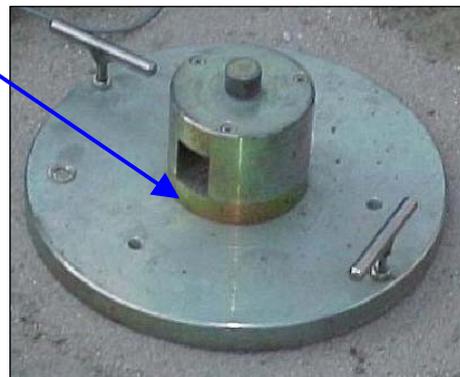


Bild 8.2: Lastplatte $d = 30$ cm (PDV)

In Bild 8.1 ist der Versuchsaufbau auf der Baustelle dargestellt. Bevor die Lastplatte auf eine sehr dünne Ausgleichsschicht aus Feinsand aufgelegt wurde, sind die oberen 10 cm der Baugrubensohle eben abgetragen worden. So konnten die Versuche auf dem gewachsenen Gipskeuper durchgeführt werden. Damit war die Versuchsebene ca. 10 cm unter geplanter Oberkante der Bodenplatte bzw. ca. 1 m über der Sohle der Einzelfundamente.

Bild 8.1 zeigt die komplette Versuchseinrichtung während des Versuchs ohne Computer zur Datenspeicherung. Als Gegengewicht diente hier ein voll beladener Lastwagen. In Bild 8.2 ist die für die Versuche verwendete Lastplatte mit einem Durchmesser von $d = 30$ cm auf der Sandschicht über dem Gipskeuper kurz vor der Versuchsdurchführung zu sehen.

8.2.2 Versuchsdurchführung, Darstellung und Beschreibung der Ergebnisse

Bei der Durchführung der Plattendruckversuche standen spätere Nachrechnungen der gemessenen Setzungen mit den aus Laborversuchen ermittelten Steifemoduln, und nicht die Verdichtungsprüfung, im Vordergrund.

Im folgenden Bild 8.3 sind die Ergebnisse von drei Plattendruckversuchen (PDV), P1/1 und P1/2 bei Fundament 1 und P3/1 bei Fundament 3 (vgl. HORNIG (2000) und MARTIN (2000)), dargestellt. Es sind die gemessenen Setzungen s in mm über den Sohlspannungen σ_0 in kN/m^2 der einzelnen Laststufen aufgetragen.

Wie in Bild 8.3 ersichtlich, wurde abweichend von den Vorgaben der DIN 18134 (1990), bei der Zweitbelastung über die Sohlspannung $\sigma_0 = 450 \text{ kN/m}^2$ weiter bis $\sigma_0 = 800 \text{ kN/m}^2$ belastet. Mit der Spannung $\sigma_0 = 800 \text{ kN/m}^2$ wurde die Grenze der Versuchseinrichtung erreicht. Darüber hinaus wurde noch eine zweite Entlastung gefahren.

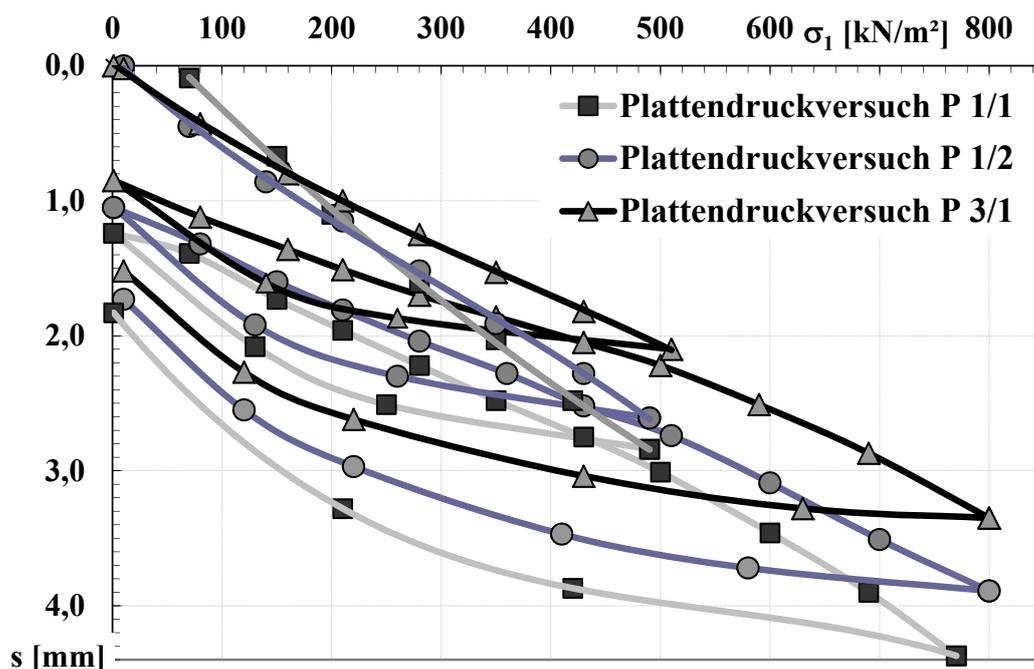


Bild 8.3: Drucksetzungslinie der Plattendruckversuche P 1/1, P 1/2 und P 3/1

Vergleicht man in Bild 8.3 die maximalen Setzungen der Plattendruckversuche P 1/1 und P 3/1 wurden bei Versuch P 1/1 um 1,02 mm größere Setzungen als bei Versuch P 3/1 gemessen. Damit unterscheiden sich die Setzungen der Versuche um ca. 23%, wodurch die Versuche gut vergleichbar sind.

Im Gebrauchslastbereich zwischen $\sigma_0 = 210 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma_0 = 430 \text{ kN/m}^2$ wurden beim PDV P 1/1 um 9 % bis 26,6 % größere Setzungen als beim PDV P 3/1 gemessen.

Damit sind die Versuche gut reproduzierbar.

8.3 Fundamentprobelastung

Im Oktober 1998 konnte auf einer Baustelle der Daimler-Chrysler AG in Sindelfingen ein Großversuch in Form einer Fundamentprobelastung durchgeführt werden. Das Versuchsfundament wurde direkt auf dem dort in geringer Tiefe anstehenden verwitterten Gipskeuper errichtet. (Siehe auch HORNIG (1999))

8.3.1 Vorüberlegungen

Bei der Planung des Großversuchs wurden im Wesentlichen zwei Gesichtspunkte berücksichtigt:

Zum einen sollte es möglich sein, das Fundament bis zum Grundbruch zu belasten. Zum anderen sollten sowohl die Auflager für die Meßbrücken der Setzungsmessungen als auch die Anker außerhalb des Einflußbereichs des Fundamentes liegen um unbeeinflusst von den sich bis in einen bestimmten Abstand ausbreitenden Oberflächenverformungen die Setzungen am Fundament messen zu können und keinen Kraftkurzschluss zu bekommen.

Die Grundbruchlast wurde klassisch nach DIN 4017 (1979) ermittelt. Die Scherparameter sind aus einem vorliegenden Baugrundgutachten für den Bereich des Großversuchs entnommen, da zur Zeit der Planung der Versuchseinrichtung noch keine eigenen Ergebnisse aus Laborversuchen vorlagen.

Der Abstand der Auflager für die Messbrücken war zum Einen durch die Länge der vorhandenen Messbrücken und zum Anderen durch die beengten Platzverhältnissen auf der laufenden Baustelle vorgegeben. Da die Unverschieblichkeit der Auflager zwingend für korrekte Messungen war, wurde dies im Vorfeld rechnerisch mit der Setzungsberechnung unter Verwendung der Lösung nach GRASSHOFF (1955, 1959) überprüft. An den Messbrücken wurden noch 6 % der Fundamentsetzungen rein rechnerisch nachgewiesen. Inwieweit sich dieser Wert tatsächlich bei der Versuchsdurchführung einstellen würde und zu berücksichtigen wäre, sollten versuchsbegleitende Höhenmessungen der Auflagerpunkte zeigen (siehe K. 8.3.4).

Die Lage der Krafteinleitungsbereiche der Anker wurde mit Hilfe einer FEM-Simulation so ermittelt, dass sie außerhalb des Einflussbereichs des Fundamentes lagen.

8.3.2 Versuchsaufbau und Messgeräte

Für die Probelastung wurde ein Kreisfundament aus Ortbeton C35/45 mit einem Durchmesser von 1,8 m und einer Höhe von 0,8 m verwendet. Die radialsymmetrische Geometrie des Versuchsfundamentes wurde wegen einer besseren numerischen Simulation mit FE-Programmen gewählt.

Das Fundament war direkt auf dem verwitterten Gipskeuper, hier der Dunkelrote Mergel, aufgestellt. Damit gab es keine Einbindetiefe.

Aus der Grundbruchberechnung ergab sich eine Grundbruchlast von 9000 kN, wonach drei Hydraulikpressen mit je 3000 kN Pressenkraft gewählt wurden. Die Pressen waren auf dem Fundament so angeordnet, dass während des Versuchs eine gleichmäßige Bodenpressung aufgebracht werden konnte.

Die ins Fundament und damit in den Untergrund eingeleiteten Pressenkräfte wurden durch drei Kraftmessdosen (jeweils zwischen Presse und Ankerkrone) kontrolliert.

Um die Reaktionskräfte der Pressen sicher ableiten zu können, war auf den Kraftmessdosen eine Ankerkrone mit 10 symmetrisch angeordneten Einstabankern aufgesetzt. Die Einstabanker waren mit 15° geneigt und hatten im Untergrund eine Länge von 10,5 m. Die untersten 5 m der Anker waren vor- und nachverpreßt. Diese Anordnung und Abmessungen ergaben sich aus den oben beschriebenen Vorüberlegungen, um eine Beeinflussung der Verformungen am Fundament zu minimieren oder gar einen „Kurzschluß“ durch die Rückverankerung auszuschließen.

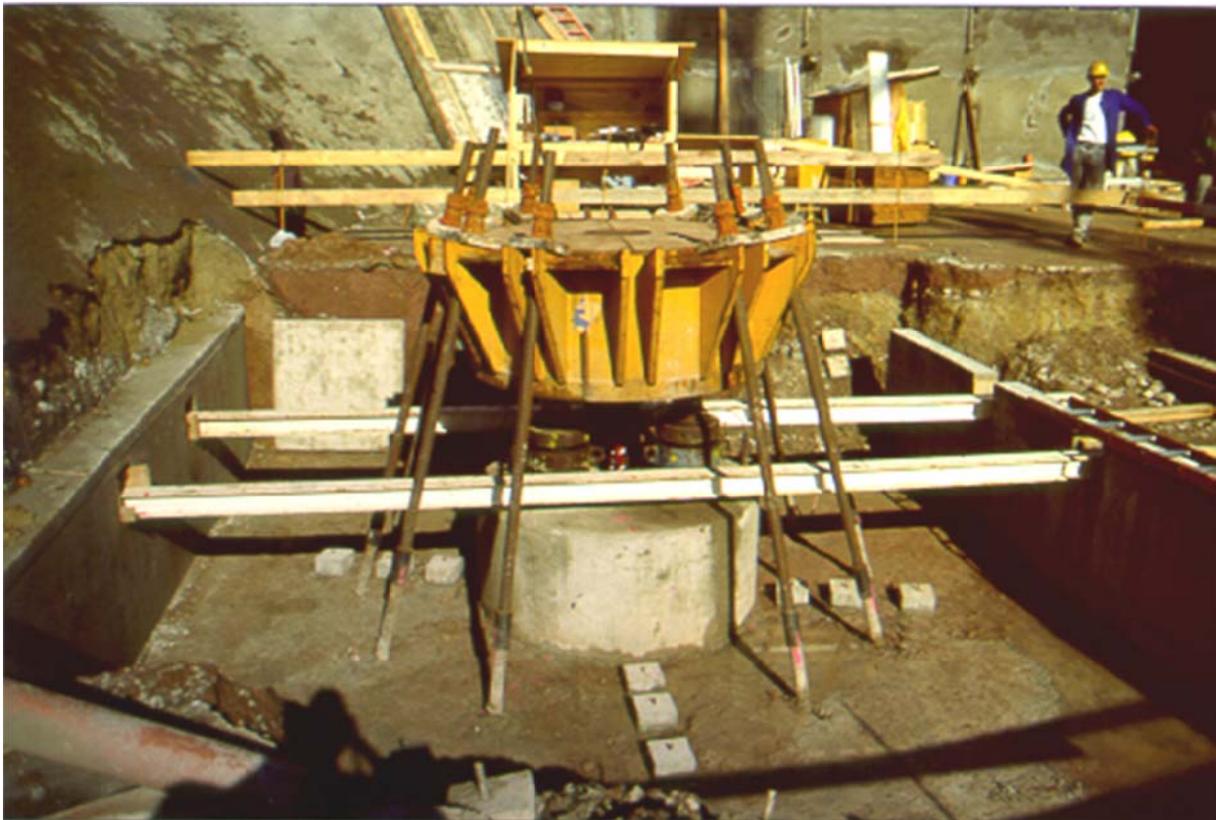


Bild 8.4: Foto Versuchsaufbau Fundamentprobelastung

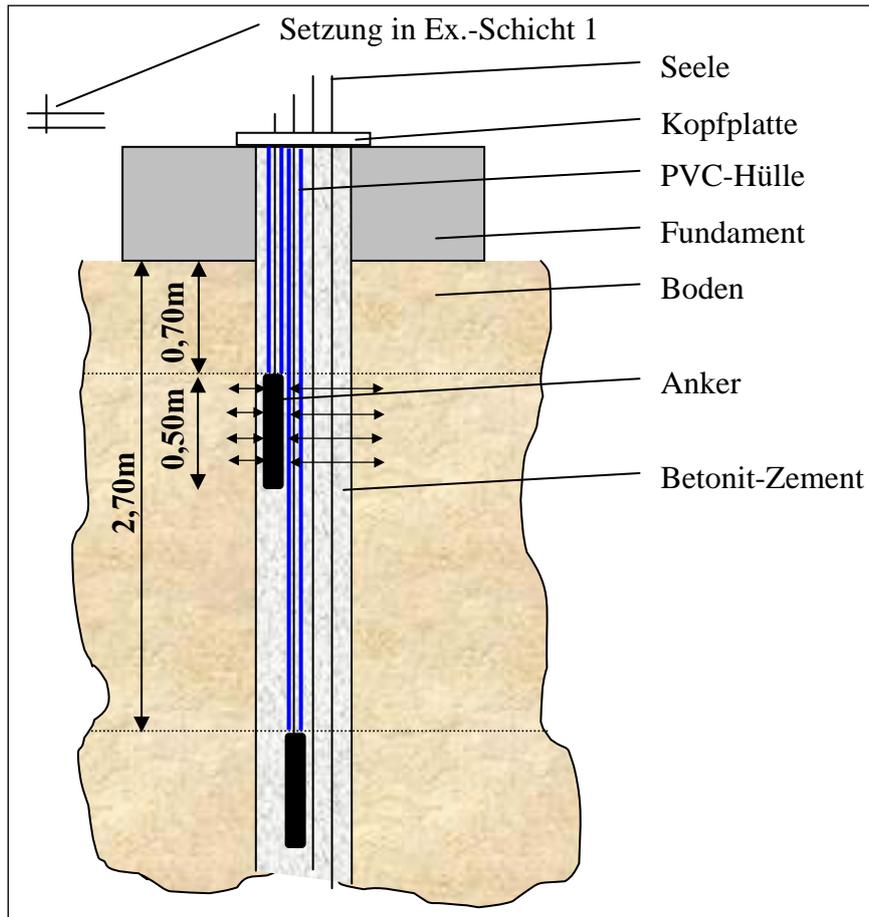


Bild 8.7: Prinzipskizze Mehrfach-Stangenextensometer aus SCHNÜRCH (1999)

Um die Vertikalverformungen unterhalb der Fundamentsohle über die Tiefe während des Versuchs erfassen zu können, war unter dem Mittelpunkt des Fundaments ein 4-fach Stangenextensometer eingebaut.

Zum Einbau des Extensometers wurde in der Mitte des Fundamentes eine Bohrung bis 8,0 m unter Fundamentsohle niedergebracht, die gleichzeitig einem weiteren Bodenaufschluß diente. Bis 3,5 m Tiefe steht der Dunkelrote Mergel an. Darunter schließt sich der Bochinger Horizont an. Die Bohrung ist in Kapitel 5 beschrieben. Die Verankerungspunkte der einzelnen Extensometer waren in Abständen von je zwei Metern angeordnet (vgl. Bild 8.7). Der oberste Extensometer wurde zwischen 0,7 und 1,2 m unter der Fundamentsohle verankert. Der tiefste Verankerungspunkt befand sich zwischen 6,7 und 7,2 m unter dem Fundament.



Bild 8.8: Vermessungspunkte

Um die Setzungen seitlich des Fundamentes (Setzungsmulde) erfassen zu können, waren in zwei Achsen Vermessungspunkte (in kleine Betonfundamente einbetonierte Stahlstäbe) angeordnet. Diese Punkte wurden parallel zum Versuch höhenmäßig durch Feinnivellements aufgenommen (Bild 8.8).

Weitere Angaben zum Versuchsaufbau und zu den Messgeräten sind in SCHNÜRCH (1999) beschrieben.

8.3.3 Versuchsdurchführung und Meßwerterfassung

Es wurden mehrere Be-, Ent- und Wiederbelastungsstufen gefahren. Die Belastung des Fundaments wurde bis zum Grundbruch gesteigert.

Die einzelnen Laststufen wurden schnell aufgebracht und so lange konstant gehalten, bis die Zeitsetzungen weitgehend abgeklungen waren. Erst danach wurde die nächste Laststufe aufgebracht.

Dabei wurde das Ende einer Laststufe als erreicht angesehen, wenn die Setzungsgeschwindigkeit einen kleineren Wert als 0,02 mm/min annahm. Dieses Abbruchkriterium für Laststufen bei Großversuchen wird in der Regel bei Pfahlprobebe-

Das gesamte Belastungs- und Entlastungsprogramm gliederte sich wie folgt auf:

Tabelle 8.1: Versuchsprogramm

	Laststufe	Bodenpressung im Mittel in kN/m ²	Bemerkung
1. Tag	Eigengewicht	80	Versuchsaufbau komplett
2. Tag	System anfahren	110	Beginn der Messungen
2. Tag	1. Erstbelastung	440	
2. Tag	2. Erstbelastung	590	systembedingter Abbruch
2. Tag	1. Entlastung	80	Eigengewicht
3. Tag	1. Wiederbelastung	650	Anfahren der 2. Erstbelastung
3. Tag	3. Erstbelastung	830	
3. Tag	4. Erstbelastung	1260	
3. Tag	2. Entlastung	600	
3. Tag	3. Entlastung	80	Eigengewicht
4. Tag	2. Wiederbelastung	470	
4. Tag	3. Wiederbelastung	670	
4. Tag	4. Wiederbelastung	880	
4. Tag	5. Erstbelastung	1550	
4. Tag	4. Entlastung	844	
4. Tag	5. Entlastung	80	Eigengewicht
5. Tag	5. Wiederbelastung	1260	
5. Tag	6. Wiederbelastung	1550	Grundbruch
5. Tag	6. Entlastung	80	Eigengewicht
6. Tag	6. Entlastung	80	zusätzl. Verformungsmessungen

lastungen angewendet. Die in der Vergangenheit durchgeführten Großversuche von RILLING (1994) und WEIBMANTEL (1994) belegen die Anwendbarkeit dieses Abbruchkriteriums für Fundamentprobelastungen. Insbesondere bei vorbelasteten, teilgesättigten Böden, wie der in Sindelfingen anstehende Gipskeuper, klingen die Setzungen schnell ab.

8.3.4 Störungen und Fehlerquellen

Unverzichtbar für eine unbeeinflusste Setzungsmessung am Fundament ist ein über die gesamte Dauer des Großversuchs vertikal unverschiebliches Messgerüst.

Da die Fundamentprobelastung auf einer laufenden Baustelle durchgeführt wurde, konnte eine Beeinflussung durch den laufenden Baubetrieb nicht ausgeschlossen werden. Darüber hinaus sollten die rechnerisch ermittelten (vernachlässigbaren) Setzungen der Auflager für die Messbrücken überprüft werden. Ein weiterer Einfluss auf die Setzungsmessungen während des Versuchs kann eine ungleichmäßige Verformung der Messbrücken aus Stahl durch unterschiedliche Temperaturen an der Ober- und Unterseite, z.B. durch Sonneneinstrahlung, sein.

Um ein Auftreten der beschriebenen, möglichen Einflüsse erfassen und ggf. berücksichtigen zu können, wurden das gesamte Messgerüst und das Fundament selbst durch unabhängige geodätische Messungen an verschiedenen Tageszeiten während des Versuchs überprüft.

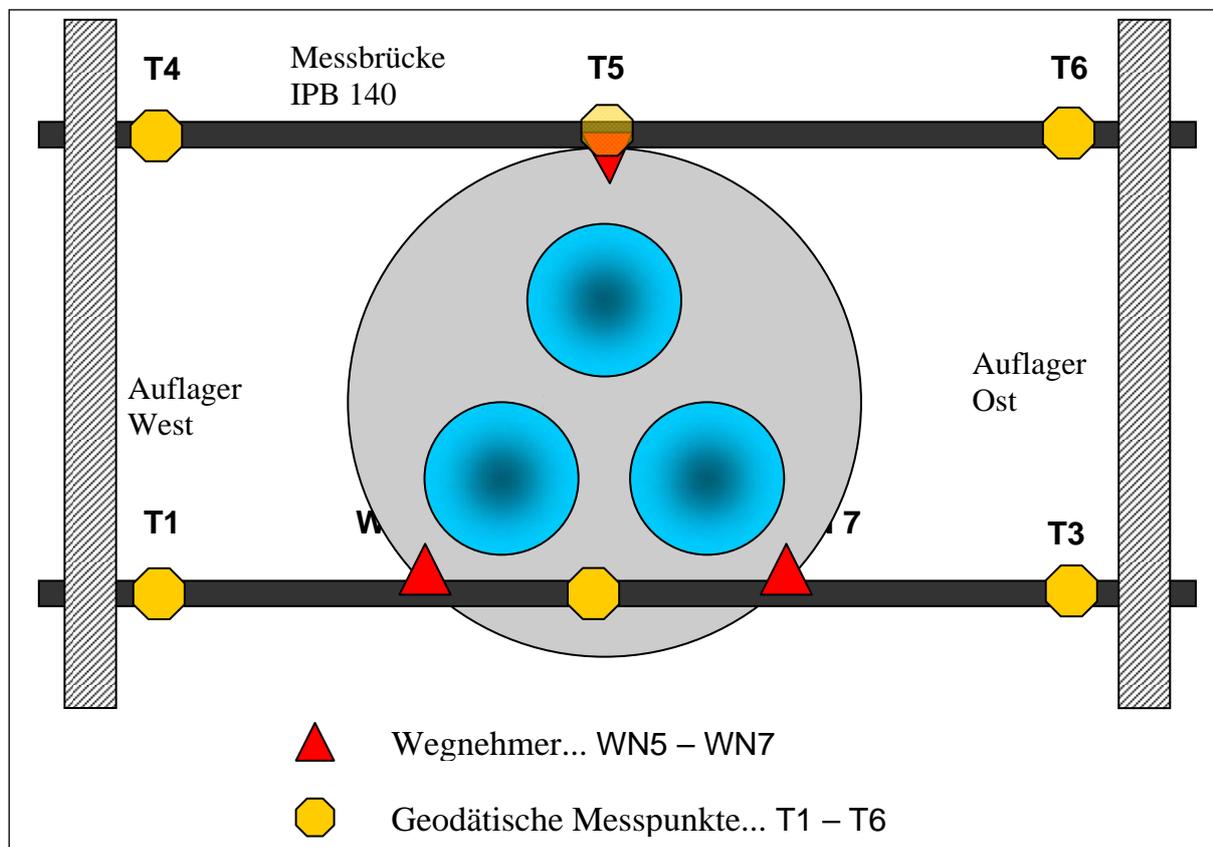


Bild 8.9: Draufsicht Fundament und Messgerüst mit geodätischen Messpunkten

Das Fundament selbst wurde auch in die geodätischen Messungen einbezogen, um eventuelle Fehler bei der eigentlichen Setzungsmessung sicher auszuschließen.

Eine unabhängige Kontrolle der Extensometermessungen während des Versuchs wäre nur durch mindestens einen weiteren Extensometer mit gleicher Verankerungshöhe möglich gewesen. Da keine weiteren Extensometer eingebaut wurden, konnten die Extensometermessungen während des Versuchs nicht überprüft werden. Es war nur möglich die ausgewerteten Daten auf Plausibilität zu überprüfen.

8.3.5 Darstellung und Beschreibung der Versuchsergebnisse

Im folgenden Bild 8.10 sind die durch die drei Wegnehmer gemessenen Setzungen s als Durchschnittswert an der Fundamentsohle linear über den mittleren Bodenpressungen (Sohlspannungen) σ_0 in kN/m^2 der einzelnen Laststufen logarithmisch aufgetragen.

Deutlich sichtbar ist ein relativ flacher Verlauf der Spannungs-Verformungslinie bis zu einer Sohlspannung σ_0 von 600 kN/m^2 . Ab $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ wird die Spannungs-Verformungslinie immer steiler, bis sie nach der 3. Wiederbelastung auf $\sigma_0 = 1550 \text{ kN/m}^2$ in eine vertikale Linie übergeht. Bei der Sohlspannung von $\sigma_0 = 1550 \text{ kN/m}^2$ wurde die Grenzlast erreicht.

In Bild 8.11 sind die Setzungen des Fundamentes und die seitlichen Hebungen in einem Schnitt (10-fach überhöht) aufgetragen.

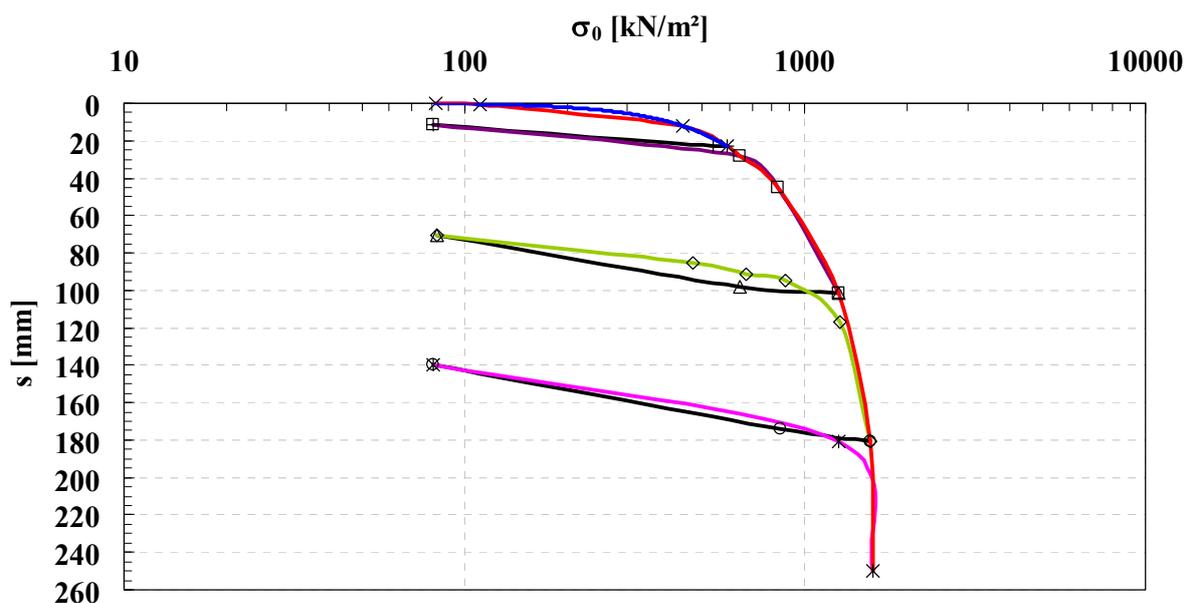


Bild 8.10: Gesamtsetzung des Versuchsfundamentes

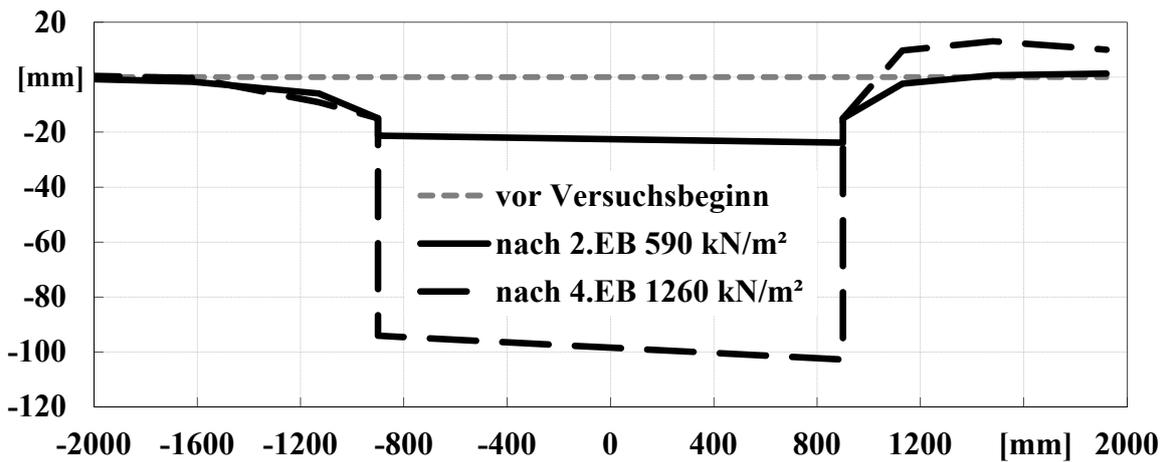


Bild 8.11: Setzungs- Hebungsverlauf der Fundamentprobelastung

Bei einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 590 \text{ kN/m}^2$ zeigt sich eine typische Setzungsmulde. Gleichzeitig sieht man bei dieser Sohlspannung eine sich leicht einstellende Verkantung des Versuchsfundamentes. Bei zunehmender Belastung vergrößert sich diese Schiefstellung, und es stellt sich eine deutliche Horizontalverschiebung im Zentimeterbereich ein, welche durch Messungen mit einem Meterstab sichtbar waren. Ursachen für solche Schiefstellungen und Horizontalverschiebungen können zum Beispiel Inhomogenitäten des Bodens unter der Fundamentsohle, leicht unterschiedliche Ankerneigungen und damit leicht unterschiedliche Ankerkräfte, nicht exakt symmetrische Anordnung der Hydraulikpressen auf dem Fundament und leicht differierende Pressenkräfte sein. Die seitlichen Hebungen rechts vom Fundament zwischen $r = 900 \text{ mm}$ und 2000 mm (vgl. Bild 8.11) bei der Sohlspannung von $\sigma_0 = 1260 \text{ kN/m}^2$ deuten den Übergang zum Grundbruch an.

Bild 8.12 zeigt die mittleren Sohlspannungen σ_0 in kN/m^2 bis zur zweiten Belastungsstufe von $\sigma_0 = 830 \text{ kN/m}^2$ mit den dazugehörigen gemessenen Vertikalverschiebungen in 1, 3, 5 und 7 m Tiefe unter der Fundamentsohle in mm.

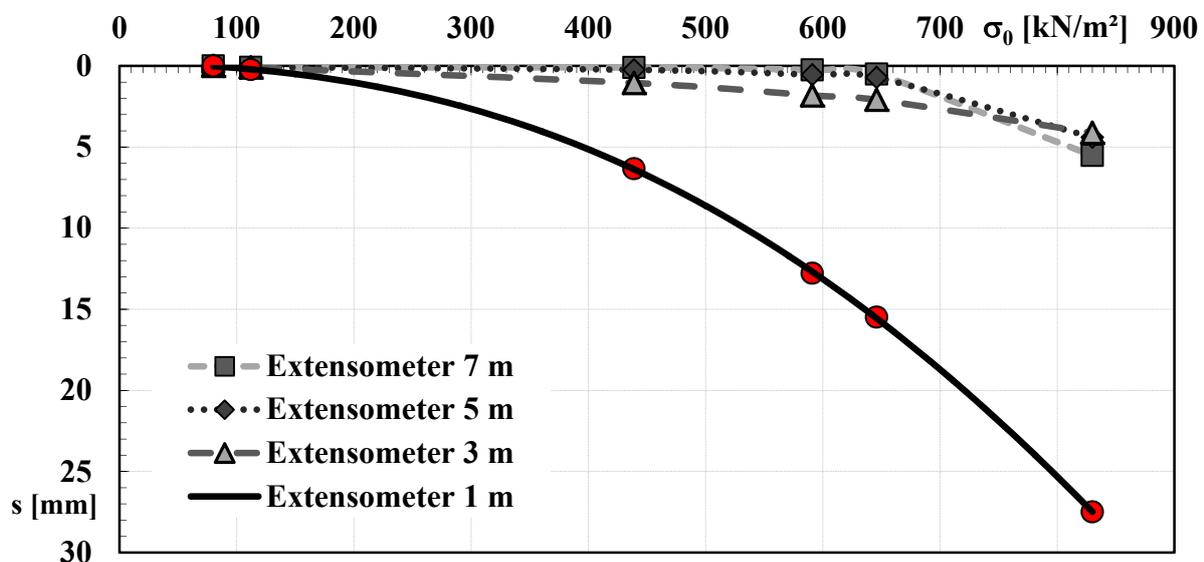


Bild 8.12: Vertikalverschiebungen der Extensometer unter dem Fundament

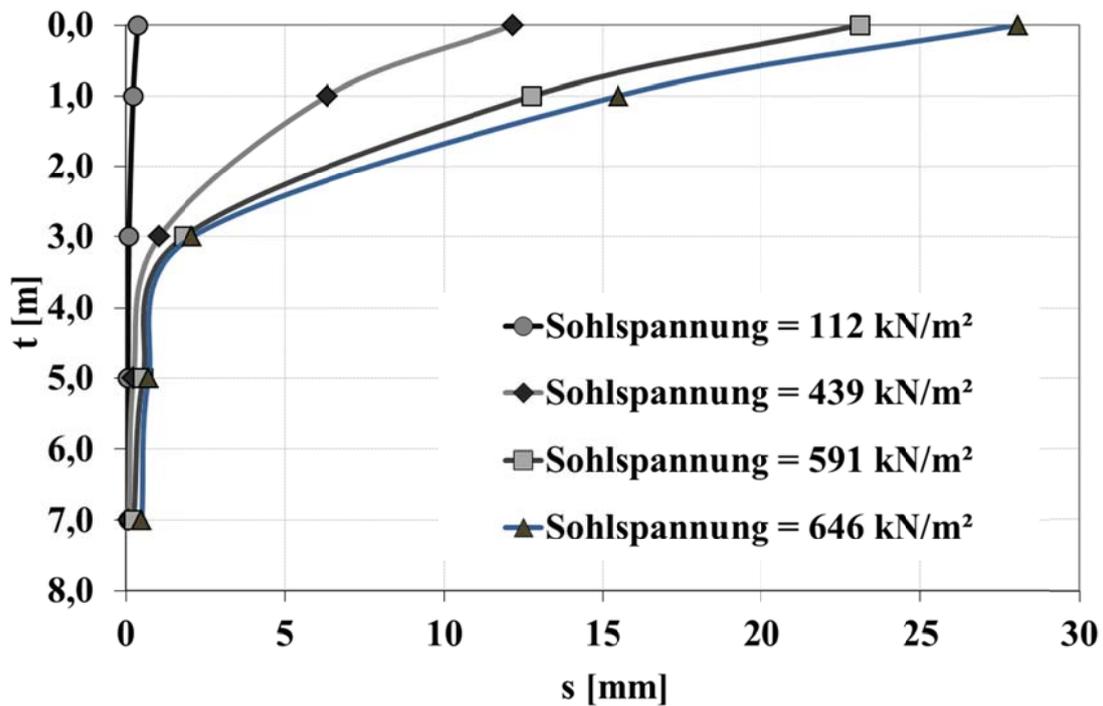


Bild 8.13: Vertikalverschiebungen bei verschiedenen Laststufen unter dem Fundament

Deutlich zu erkennen ist der Knick der Extensometermessungen in 5 und 7 m Tiefe bei einer mittleren Sohlspannungen von $\sigma_0 = 650 \text{ kN/m}^2$. Ab dieser Spannung macht sich zunehmend die oben beschriebene Horizontalverschiebung und Verkantung des Fundamentes bemerkbar, was eine zu große Vertikalverformung vortäuscht. Aus diesem Grund werden im Folgenden nur noch die Extensometermessungen bis zu einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 650 \text{ kN/m}^2$ betrachtet.

In Bild 8.13 sind die Vertikalverschiebungen einzelner Laststufen in mm über die Tiefe in m ab der Fundamentsohle bis 7 m unter dem Fundament dargestellt.

Aus Bild 8.13 und Tabelle 8.2 ist eine rasche Abnahme der Vertikalverschiebungen über die Tiefe für den Gebrauchslastbereich ersichtlich. Bis in 1 m Tiefe unter

Tabelle 8.2: Anteile der Vertikalverschiebungen bei verschiedenen Laststufen unter dem Fundament

Sohlspannung $\sigma_0 = 439 \text{ kN/m}^2$					
Tiefe [m]	0,0	1,0	3,0	5,0	7,0
Verschiebung [mm]	12,2	6,3	1,05	0,24	0,1
Verschiebung [%]	100	51,6	8,6	2,0	0,8
Sohlspannung $\sigma_0 = 591 \text{ kN/m}^2$					
Tiefe [m]	0,0	1,0	3,0	5,0	7,0
Verschiebung [mm]	23,1	12,78	1,82	0,54	0,25
Verschiebung [%]	100	55,3	7,9	2,3	1,1
Sohlspannung $\sigma_0 = 646 \text{ kN/m}^2$					
Tiefe [m]	0,0	1,0	3,0	5,0	7,0
Verschiebung [mm]	28,05	15,49	2,09	0,72	0,5
Verschiebung [%]	100	55,0	7,45	2,5	1,78

der Fundamentsohle ist in etwa die Hälfte der Setzungen abgeklungen. Über 90 % der Setzungen klingen in der oberen ca. 3 m mächtigen Schicht des Dunkelroten Mergels ab. Somit kann, in dem vorliegenden Fall, einerseits der Übergangsbereich vom Dunkelroten Mergel zum festeren Bochinger Horizont als Grenzsicht angesehen werden (vgl. Abschnitt 5.1). Andererseits reicht der Einflussbereich des Kreisfundamentes bei flächengleichem Rechteck mit einer umgerechneten Kantenlänge von $a/b = 1,6\text{m}/1,6\text{m}$ ebenfalls bis ca. $2b = 3,2\text{ m}$ Tiefe. So konnte die Annahme der über 90%-tigen Spannungsabnahme bis in diese Tiefe unter Rechteckfundamenten bestätigt werden.

8.4 Bewertung und Vergleich der Versuchsergebnisse

Aus den **Plattendruckversuchen** lassen sich nach DIN 18134 (1990) Verformungsmoduln (E_V) für die Erst- und Wiederbelastung bestimmen.

In Bild 8.14 sind die aus den Messungen der Erstbelastung und in Bild 8.15 die aus der Wiederbelastung ermittelten Setzungen s mit den dazugehörigen Spannungen σ_0 aus drei Plattendruckversuchen dargestellt. Aus den Punktreihen der Belastungen wurden nach DIN 18134 (1990) Polynome 2. Grades ermittelt.

Aus den unten dargestellten Spannungs-Verformungskurven wurden für den Spannungsbereich zwischen $\sigma_0 = 150 - 350\text{ kN/m}^2$ nach DIN 18134 (1990) die Verformungsmoduln in Tabelle 8.3 ermittelt.

Unter Berücksichtigung der Querdehnungszahl entsprechen die E_{V1} -Werte den Erstbelastungsmoduln aus den K_0 -Triaxialversuchen. Die E_{V2} -Werte lassen sich bei

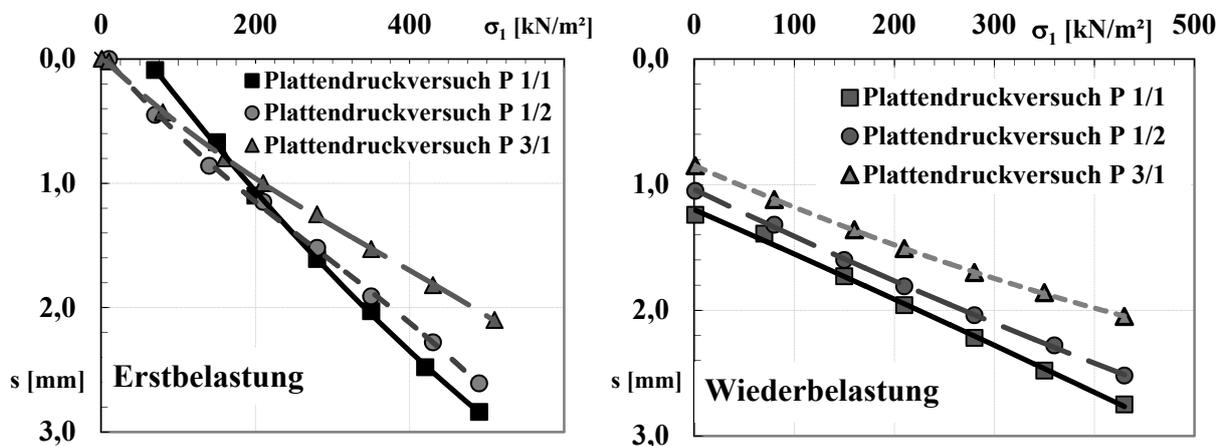


Bild 8.14 und 8.15: Spannungs-Setzungsverhalten aus Plattendruckversuchen

Tabelle 8.3: Vergleich der Verformungsmoduln

Versuch	E_{V1} [MN/m^2]	E_{V2} [MN/m^2]	E_{V2}/E_{V1} [-]
PDV P 1/1	35.0	54.1	1.55
PDV P 1/2	44.3	64.6	1.46
PDV P 3/1	55.7	71.8	1.29
<i>Mittelwert</i>	<i>45</i>	<i>63.5</i>	<i>1.41</i>

entsprechender Umrechnung sehr gut mit den Steifemoduln der Wiederbelastung aus den Oedometern mit kontinuierlicher Laststeigerung vergleichen.

Wie in Abschnitt 8.2.2 beschrieben, wurden die Plattendruckversuche über die Sohlspannung von $\sigma_0 = 450 \text{ kN/m}^2$ weiter bis $\sigma_0 = 800 \text{ kN/m}^2$ belastet. In Bild 8.16 sind die Messpunkte der Erstbelastung von drei Plattendruckversuchen dargestellt.

Für die vergleichende Darstellung der Messpunkte in Bild 8.16 wurden die Daten der Entlastung und der "echten" Wiederbelastung nicht dargestellt. Die Messwerte der Zweitbelastung wurden ab einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 550 \text{ kN/m}^2$ an die Erstbelastung angehängt. Dadurch erhält man eine durchgehende Last-Setzungskurve der Erstbelastung von $\sigma_0 = 0$ bis 800 kN/m^2 , welche sich ohne Ent- und Wiederbelastung direkt ergeben hätte.

Beim Betrachten des Verlaufs der Last-Setzungskurven fällt auf, dass sich der Boden unter der Platte bis zu einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ verfestigt. Ab einer Sohlspannung von über 600 kN/m^2 deutet sich langsam eine Entfestigung des Bodens an, was durch eine leichte konvexe Krümmung der Kurve ab dieser Spannung sichtbar wird.

Im Folgenden werden nun die Ergebnisse des **Großversuchs** mit den Daten der **Plattendruckversuche** verglichen.

Für den Großversuch war nur die Bestimmung des Verformungsmoduls der Erstbelastung in Anlehnung an die DIN 18134 (1990) möglich, da bei der Wiederbelastung die für die Auswertung erforderlichen Zwischenpunkte fehlen.

Um die Bodenverformungen unter den sehr unterschiedlich großen Kreisflächen der beiden Feldversuche grafisch vergleichen zu können, wurden die gemessenen

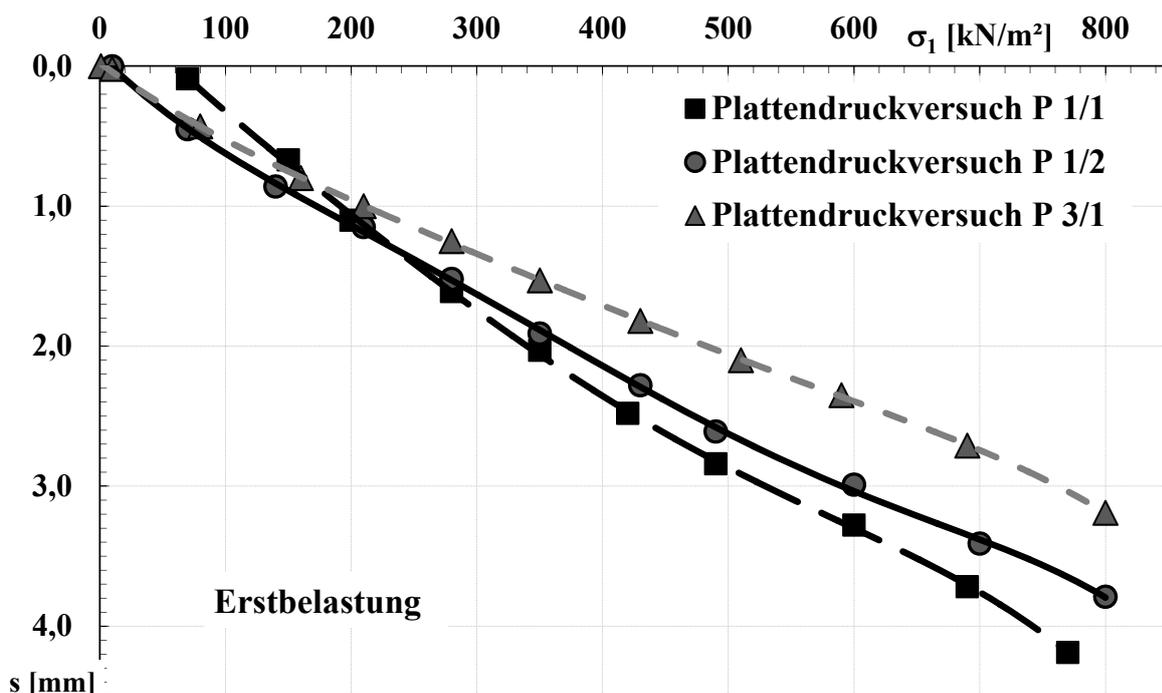


Bild 8.16: Spannungs-Setzungsverhalten aus Plattendruckversuchen / σ_1 bis 800 kN/m^2

Setzungen s nach folgender Gleichung 8.1 in dimensionslose bezogene Setzungen s' umgerechnet.

$$s' = \frac{s}{1,5 \cdot r} \quad (\text{Gl. 8.1})$$

Es bedeuten:

- $s' [-]$ = bezogene Setzung
- $s [\text{mm}]$ = gemessene Setzung
- $r [\text{mm}]$ = Radius der Kreisfläche aus Plattendruckversuch bzw. Großversuch

Die Gleichung 8.1 entspricht der theoretischen Lösung für Plattendruckversuche nach DIN 18134 (1990).

Im Folgenden wird die Erstbelastungskurve des Großversuchs mit denen der Plattendruckversuche verglichen und die Verformungsmoduln E_{V1} nach DIN 18134 (1990) bestimmt.

In Bild 8.17 sind die aus den Messungen, wie oben beschrieben, ermittelten bezogenen Setzungen s' mit den dazugehörigen Spannungen dargestellt. Aus der Punktreihe der Plattendruckversuche wurden Polynome 2. Grades ermittelt. Für den Großversuch wurden die Messpunkte mit geglätteten Linien verbunden.

Aus den Linien der Messpunkte in Bild 8.17 wurden für den Spannungsbereich $\sigma_0 = 150$ bis 350 kN/m^2 Verformungsmoduln ermittelt. Für die Plattendruckversuche ergaben sich Moduln von $35,0 \text{ MN/m}^2$ aus PDV P 1/1, $44,3 \text{ MN/m}^2$ aus PDV P 2 und $55,7 \text{ MN/m}^2$ aus PDV P 3/1. Der aus den Messpunkten des Großversuchs ermittelte Verformungsmodul beträgt $39,2 \text{ MN/m}^2$. Er liegt damit ziemlich genau beim Verfor-

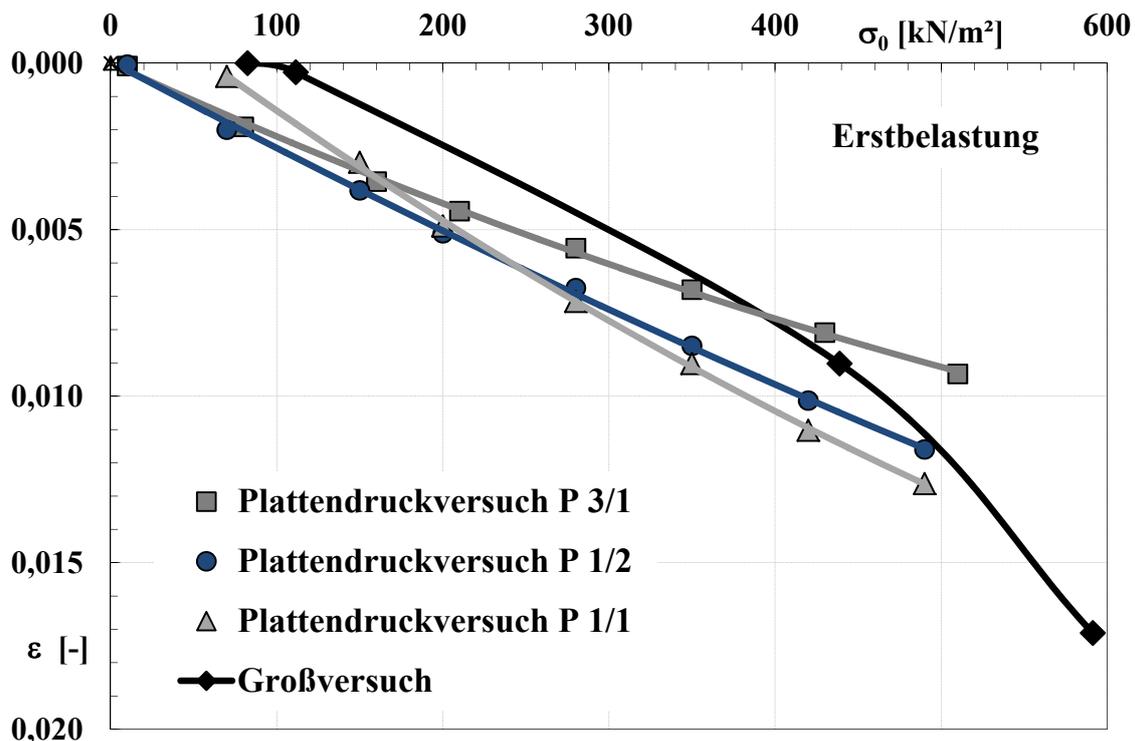


Bild 8.17: Vergleich der Erstbelastungen Plattendruckversuche – Großversuch

mungsmodul aus PDV P 1/2. Damit lassen sich die Ergebnisse der Erstbelastungen der beiden verschiedenen Arten von Feldversuchen gut vergleichen.

Im Folgenden Bild 8.18 sind die aus den Messungen der Wiederbelastung ermittelten bezogene Setzungen s' mit den dazugehörigen Spannungen dargestellt. Bei der Auswertung und Darstellung wurde wie bei der Erstbelastung verfahren.

Die Verformungsmoduln aus den Linien in Bild 8.18 betragen für die Plattendruckversuche 54,1 MN/m² aus PDV P 1/1, 64,6 MN/m² aus PDV P 1/2 und 71,8 MN/m² aus PDV P 3/1. Für den Großversuch ermittelt sich ein Wiederbelastungsmodul von 46,8 MN/m². Damit reagiert der Boden bei der Fundamentprobelastung etwas weicher als bei den Plattendruckversuchen.

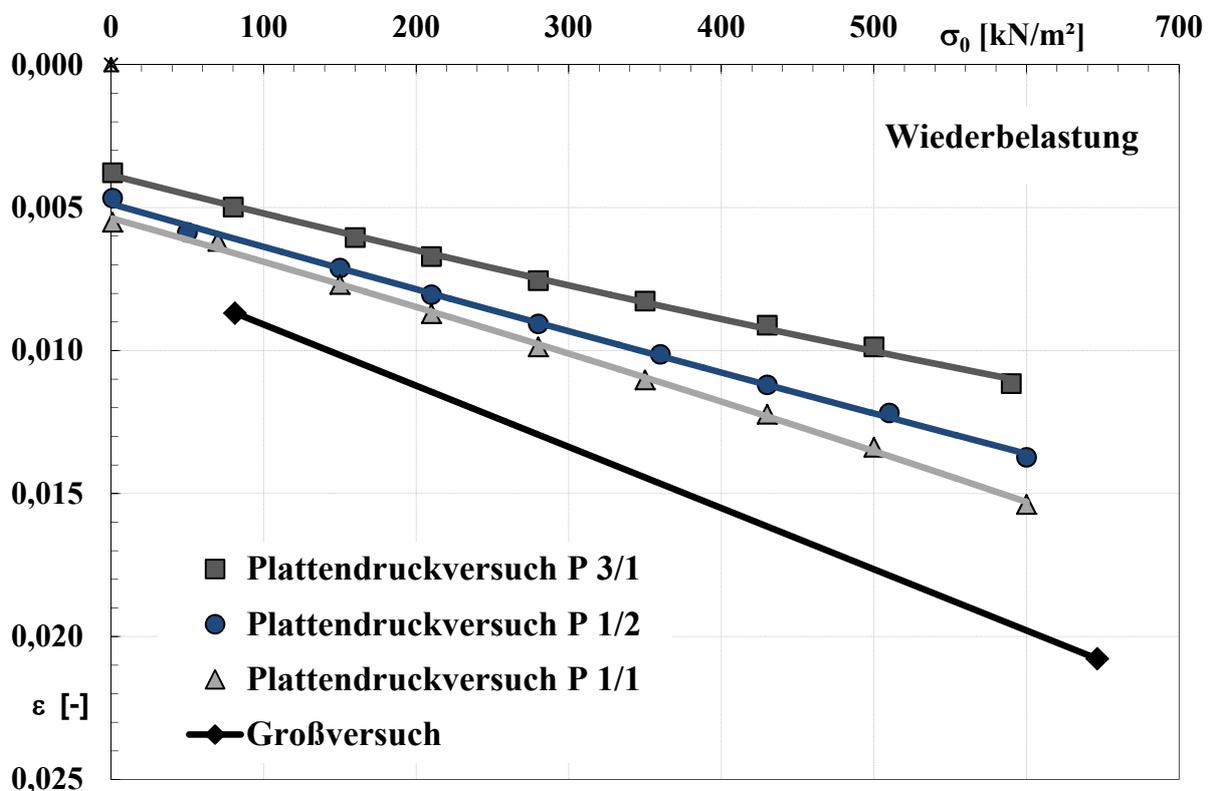


Bild 8.18: Vergleich der Wiederbelastungen Plattendruckversuche – Großversuch

9 BAUWERKSMESSUNGEN

9.1 Allgemeines

Die wohl beste Möglichkeit, um die Zuverlässigkeit von Spannungsverformungsrechnungen in der Natur zu überprüfen, sind Last-Setzungsmessungen am Bauwerk. Im Idealfall sollten für die Messungen Einzelfundamente, die nicht oder nur vernachlässigbar durch Nachbarfundamente beeinflusst werden, zur Verfügung stehen. Ein weiterer wesentlicher Punkt ist, dass die Lasten der Fundamente bzw. die Sohlspannungen der Fundamente zuverlässig und direkt gemessen werden können. Da die Lasten, die in der Statik berechnet wurden, nicht unbedingt vorhanden sein müssen, ist eine exakte Messung der tatsächlich vorhandenen Lasten, bzw. Spannungen erforderlich.

9.2 Messungen des Spannungs-Verformungsverhaltens von Fundamenten

Die Messungen wurden an zwei ausgewählten Einzelfundamenten mit den Abmessungen $a/b = 3,4/3,4$ m und $a/b = 3,2/3,2$ m eines Hochbaus im Stuttgarter Westen vorgenommen. Dazu wurden indirekte Last- und direkte Setzungsmessungen während des Baus durchgeführt. In Bild 9.1 ist der Rohbau kurz vor der Fertigstellung zu sehen.

9.2.1 Beschreibung der Messungen

Die indirekten Lastmessungen erfolgten durch jeweils in den Stützen über den Fundamenten einbetonierte sehr sensible Messsonden. Mit einer Auflösung im $1/1000$ μ m-Bereich wurden die Verformungen der Stützen unter der momentanen Last gemessen. Daraus lassen sich über die Sondenlänge und den tatsächlichen E-Modul der Stütze die



Bild 9.1: Rohbau

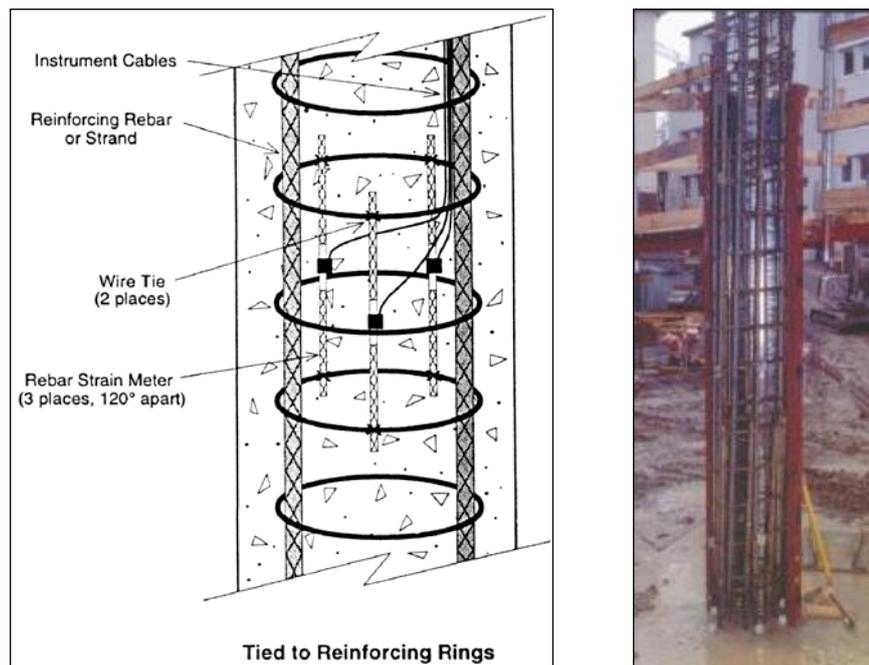


Bild 9.2 und 9.3: Eingebaute Meßsonden in der Stütze vor dem Betonieren

aktuell auf die Stütze und damit auf die Fundamente wirkenden Kräfte bzw. die Sohlspannungen unter den Fundamenten berechnen.

Der tatsächliche E-Modul der Stütze setzt sich aus dem E-Modul des verwendeten Betons, welcher im Labor bestimmt wurde und dem E-Modul des Betonstahls zusammen. Der E-Modul des Betonstahls wurde aus Tabellen entnommen und nach dem Bewehrungsgrad anteilig bei der Berechnung des tatsächlichen E-Moduls der Stütze berücksichtigt.

Die Fundamentsetzungen wurden mittels konventioneller Höhennivellements erfasst. Dazu waren über den Fundamenten Höhenbolzen an den Stützen befestigt.

Weitere Beschreibungen zu den Messungen sind in MARTIN (2000) zu finden.

9.2.2 Störungen und Fehlerquellen

Insbesondere das Kriechen und Schwinden des Betons nach dem Betonieren kann einen maßgeblichen Einfluss auf die Verformungsmessungen der Stützen haben. Im vorliegenden Fall wurden nach dem Betonieren mehrmals die Verformungen und die Innentemperaturen der Stützen gemessen. Mit den eigentlichen Messungen wurde erst begonnen, nachdem sich die durch den Korrekturfaktor der Temperatur berichtigten Verformungsmesswerte stabilisiert hatten, ohne dass die Stützen belastet wurden. Dies war 2 Monate nach dem Betonieren der Stützen der Fall. Nach diesem Zeitraum kann davon ausgegangen werden, dass das Schwinden des Betons abgeschlossen ist und das Kriechen nur noch einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die Messungen hat. Dies konnte durch Messungen bestätigt werden.

Um den Ausfall bzw. Fehlmessungen einer Sonde zu kompensieren, wurden in die Stützen jeweils 2 bzw. 3 Sonden eingebaut. So konnte eine Sonde, welche Zeitweise unbrauchbare Messwerte lieferte vom Messprogramm ausgeschlossen werden, ohne

Unterbrechung der Gesamtmessungen. Nicht vertikal eingebaute Sonden liefern verzerrte Messwerte der Stützenverformungen unter den entsprechenden Vertikallasten. Deshalb wurde beim Einbau und beim Betonieren darauf geachtet, dass die Sonden in vertikaler Lage blieben.

Der häufigste Fehler bei Höhenmessungen ist die falsche Ablesung einer Zwischenhöhe. Aus diesem Grund sollte bei Nivellements immer eine Vorwärts- und eine Rückwertsmessung gemacht werden, um eine falsche Ablesung auszuschließen. Dies wurde bei den vorliegenden Messungen konsequent durchgeführt. Am Ende einer jeden Messung wurde noch eine Fehlerkorrektur vorgenommen.

9.2.3 Darstellung der Messergebnisse

Im Bild 9.4 sind die indirekt gemessenen Sohlspannungen mit den dazugehörigen gemessenen Setzungen dargestellt.

9.3 Bewertung und Vergleich der Messergebnisse

In Diagramm 9.5 werden die Spannungs-Setzungslinien der Fundamente 2 und 3 mit den Daten der Fundamentprobelastung aus Abschnitt 8.3.5 verglichen.

Beim Vergleich der Spannungs-Setzungslinien in Bild 9.5 fällt auf, dass bei Fundament 2 der Setzungsbetrag von 12 mm bei einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 270$ kN/m² erreicht ist. Beim Großversuch wird dieser Betrag erst bei einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 430$ kN/m² erreicht. Unter der Voraussetzung, dass der Mittlere Gipshorizont und der Dunkelrote Mergel vergleichbare Steifemoduln haben (siehe Abschnitt 11.1.1), kann dieser Unterschied nur mit der unterschiedlichen Fundamentgröße, d.h.

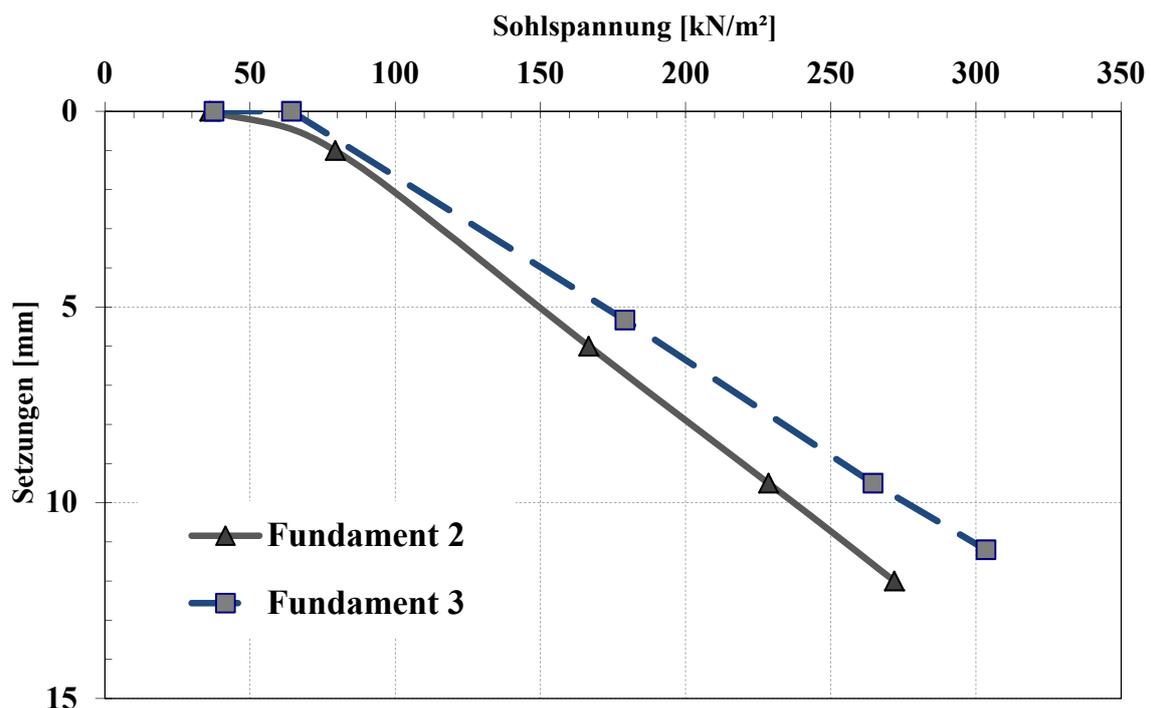


Bild 9.4: Spannungs-Setzungslinien der zwei Fundamente

mit der größeren Einflusstiefe von Fundament 2 erklärt werden. Zum Vergleich: Die Sohlfläche A von Fundament 2 beträgt $11,6 \text{ m}^2$ und die Sohlfläche A des Versuchsfundamentes waren $2,5 \text{ m}^2$.

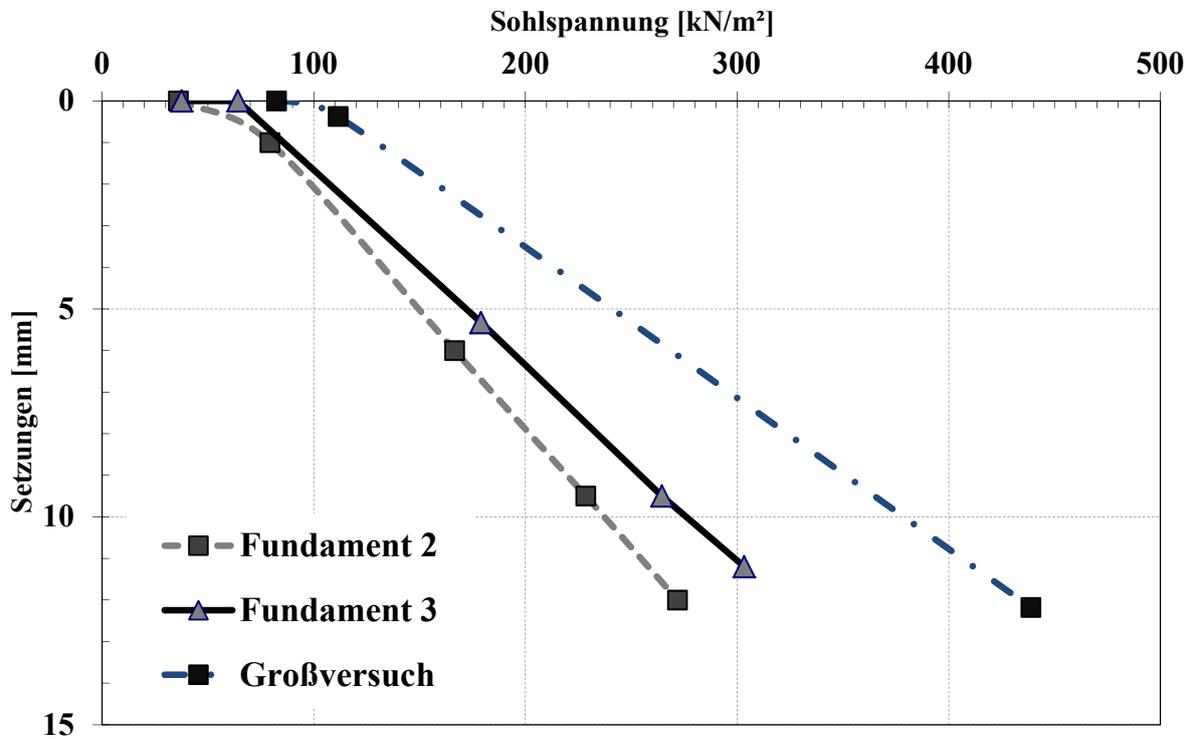


Bild 9.5: Spannungs-Setzungslinien der Fundamente und des Großversuchs

10 NACHRECHNUNG DER FELDVERSUCHE UND DER BAUWERKSMESSUNGEN

10.1 Nachrechnung mit Standardverfahren nach DIN 4019 (1979)

10.1.1 Allgemeines

Verwendete Verformungs- und Steifemoduln

Für die Setzungsberechnungen wurden aus den Sekantenmoduln der Erst- und Wiederbelastung nach Gleichung 4.8 berechnete Verformungsmoduln E_V verwendet.

Der Verformungsmodul wurde zur Berechnung der Setzungen gewählt, da dieser, nach Meinung des Autors, die Verhältnisse unter den in dieser Arbeit betrachteten Einzelfundamente der Plattendruckversuche, der Fundamentprobelastung und der Quadratfundamente des Gebäudes, zutreffender beschreibt als der Steifemodul E_S mit verhinderter Seitendehnung. Streng genommen ist E_S nach SIEVERING (1980) nur gültig unter langen Streifenfundamenten bzw. für dünne Schichtmächtigkeiten. Nach DIN 4019 Teil 1 (1979) treten Verhältnisse wie im Kompressionsversuch zur Bestimmung von E_S nur unter im Vergleich zur Schichtdicke weit ausgedehnten Belastungsflächen (Gründungskörpern) auf.

Die Sekantenmoduln wurden aus den Standard-Oedometerversuchen und aus den K_0 -Triaxialversuchen bestimmt. Je nach Belastungsgeschichte des Baugrundes (z. B. vorbelasteter Baugrund nach tiefem Baugrubenaushub) wurden Erst- und/oder Wiederbelastungsmoduln aus den Oedometer- und aus den Triaxialversuchen benutzt.

Setzungsermittlung mit Hilfe lotrechter Spannungen

Bei diesem Verfahren wurde nach DIN 4019 vorgegangen. Die lotrechten Zusatzspannungen für den kennzeichnenden Punkt infolge Vertikalspannungen unter gleichmäßig belasteten Kreisplatten wurden für die Plattendruckversuche und den Großversuch nach GRASSHOFF (1955, 1959) ermittelt. Für die quadratischen Bauwerksfundamente ergaben sich die lotrechten Spannungen unter dem kennzeichnenden Punkt nach KANY (1974). Unter Anwendung der Keplerschen Fassformel wurden für mehrere Bodenschichten unter den Lastflächen die Spannungsintegrale gelöst. Zunächst wurden die für die einzelnen Bodenschichten maßgebenden spannungsabhängigen Steifemoduln als Mittelwerte aus den unter den jeweiligen Fundamenten entnommenen Proben bestimmt. Die Moduln wurden aus den durch Eigenverformung der Geräte korrigierten

und angepassten Spannungs-Dehnungslinien der Laborversuche für den jeweils maßgebenden Spannungsbereich ermittelt (vgl. Kapitel 7.4.3). Danach wurden die Steifemoduln nach Gl. 4.8 in Verformungsmoduln umgerechnet und mit E_V die Setzungen bestimmt. Eine Tiefenabhängigkeit der Moduln konnte bei allen in dieser Arbeit untersuchten Bodenproben nicht festgestellt werden.

Setzungsermittlung mit Hilfe von geschlossenen Formeln

Mit Hilfe der Setzungsbeiwerte für den kennzeichnenden Punkt unter kreisförmigen Lastflächen nach LEONHARDT (1963) und mit den Setzungsbeiwerten für schlanke Rechtecklasten im kennzeichnenden Punkt nach KANY (1974) wurden die Setzungen für die Plattendruckversuche, den Großversuch und für die Bauwerksfundamente berechnet. Hierfür wurden die aus den entsprechenden Mittelwerten der Steifemoduln bestimmten maßgebenden Verformungsmoduln für die gesamte Bodenschicht verwendet. Die Mittelwerte wurden aus den beim Verfahren mit lotrechten Spannungen verwendeten Moduln bestimmt. So wurde ebenfalls indirekt eine Spannungsabhängigkeit der Steifemoduln berücksichtigt.

10.1.2 Berechnungsbeispiele

Im Folgenden werden die Ergebnisse aus den Setzungsmessungen der Plattendruckversuche aus Kapitel 8.2, der Fundamentprobelastung aus Kapitel 8.3 und der Fundamente aus Kapitel 9 mit den aus Gl. 4.8 bestimmten Verformungsmoduln nachgerechnet und mit den Messungen verglichen. Die hierfür verwendeten Steifemoduln wurden in Kapitel 7 bestimmt.

Die Berechnungen wurden einerseits mit den Moduln aus den Standard-Oedometerversuchen aus Kapitel 7.4.3.1 durchgeführt, andererseits wurden die Moduln aus den K_0 -Triaxialversuchen für die Berechnungen verwendet.

Nachrechnung der Plattendruckversuche:

In den folgenden Bildern 10.1 und 10.2 werden die Setzungsmessungen der Plattendruckversuche mit den Ergebnissen aus Setzungsberechnungen verglichen. Für die Berechnungen wurden die Steife- bzw. die Verformungsmoduln der Erst- und Wiederbelastung aus den K_0 -Triaxialversuchen und aus den Standard-Oedometerversuchen verwendet.

Die geringsten Abweichungen zwischen den Messungen aus den Feldversuchen und den Berechnungen zeigt sich in den Bildern 10.1 und 10.2 bei der Nachrechnung mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuchen. Hier zeigen sich Abweichungen zwischen Rechnungen und Messung zwischen 0,5 und maximal 11 %.

Aus den Bildern 10.1 und 10.2 wird deutlich, dass Berechnungen unter Verwendung der Steife- bzw. Verformungsmoduln aus Standard-Oedometerversuchen viel zu große Setzungen ergeben als die im Feld tatsächlich auftretenden. Es werden die gemessenen Setzungen der Plattendruckversuche mit den Moduln aus den Oedometerversuchen um 124 bis 126 % zu groß berechnet. Dies bedeutet, dass die Setzungen um

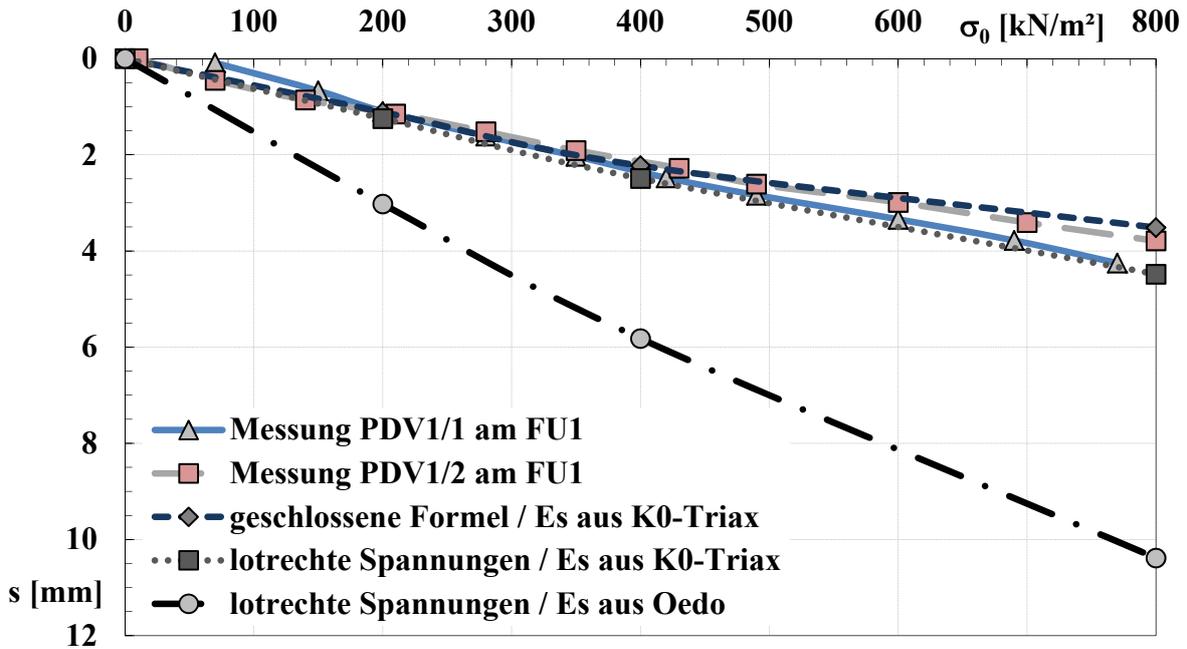


Bild 10.1: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV1 / 1 + 2

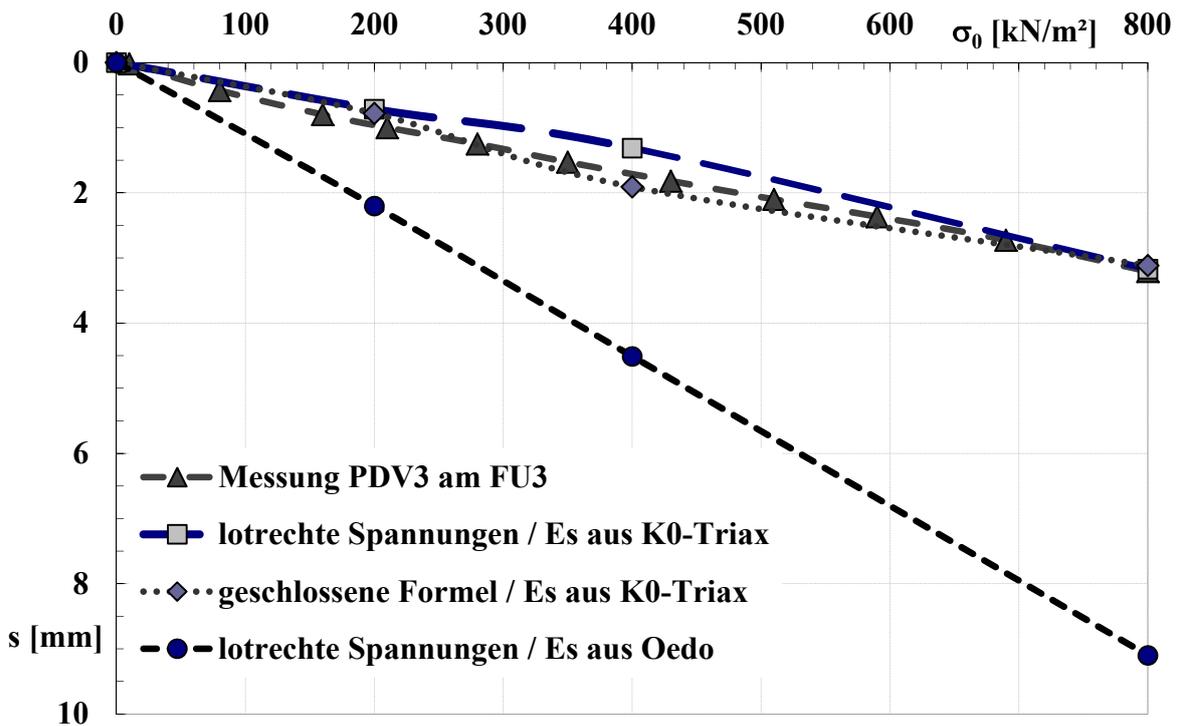


Bild 10.2: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV3

mehr als das Doppelte zu groß ermittelt werden als sie im Feld gemessen wurden (vgl. Faktoren in Kapitel 11.1 Tab. 11.5).

Damit können die Plattendruckversuche PDV 1/1, PDV 1/2 und PDV 3 sehr gut mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen und mit der geschlossenen Formel unter Verwendung der Erst- und Wiederbelastungsmoduln aus K_0 -Triaxialversuchen nachgerechnet werden (vgl. Bilder 10.1 und 10.2). Mit Moduln aus den Standard-Oedometerversuchen werden viel zu große Setzungen berechnet.

Nachrechnung des Großversuchs:

Im vorliegenden Fall können die Setzungen im Gebrauchslastbereich bis zu einer Bodenpressung von $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ mit Steife- bzw. Verformungsmoduln der Erst- und Wiederbelastung aus den K_0 -Triaxialversuchen für baupraktische Zwecke mit einer gut ausreichenden Genauigkeit berechnet werden.

Ab Sohlspannungen von $\sigma_0 = 550 \text{ kN/m}^2$ weichen die berechneten von den gemessenen Setzungen immer mehr voneinander ab. Dies ist auf den dann immer größer werdenden Einfluss der Scherverformungen zurückzuführen. Dieses kann nicht mehr mit konventionellen Berechnungsverfahren (z.B. DIN 4019) erfasst werden. Auf diese Problematik wird in Kapitel 10.2 eingegangen.

In Bild 10.3 werden die gemessenen Setzungen zusätzlich zu den schon beschriebenen Berechnungen noch mit berechneten Setzungen unter Verwendung von Steife- bzw. Verformungsmoduln der Erst- und Wiederbelastung aus Standard-Oedometerversuchen verglichen.

In Bild 10.3 sieht man deutlich, dass Berechnungen unter Verwendung der Moduln aus Standard-Oedometerversuchen für den Gebrauchslastbereich bis zu einer Bodenpressung von $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ viel größere Setzungen ergeben als die im Feld tatsächlich auftretenden. Die Faktoren zwischen den berechneten und den gemessenen Setzungen betragen zwischen 2.7 bei $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ und 2,5 bei $\sigma_0 = 300 \text{ kN/m}^2$. Dies entspricht im Mittel in etwa den Vergleichsfaktoren $F_{K0/SO}$ aus Kapitel 11.1 Auch werden hierdurch die Ergebnisse aus Bild 10.1 und 10.2 bestätigt.

Hiermit lassen sich die tatsächlich auftretenden Setzungen im Gebrauchslastbereich bis zu Sohlspannungen von $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ sehr gut mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen und gut mit der geschlossenen Formel unter Verwendung der Moduln aus K_0 -Triaxialversuchen nachrechnen.

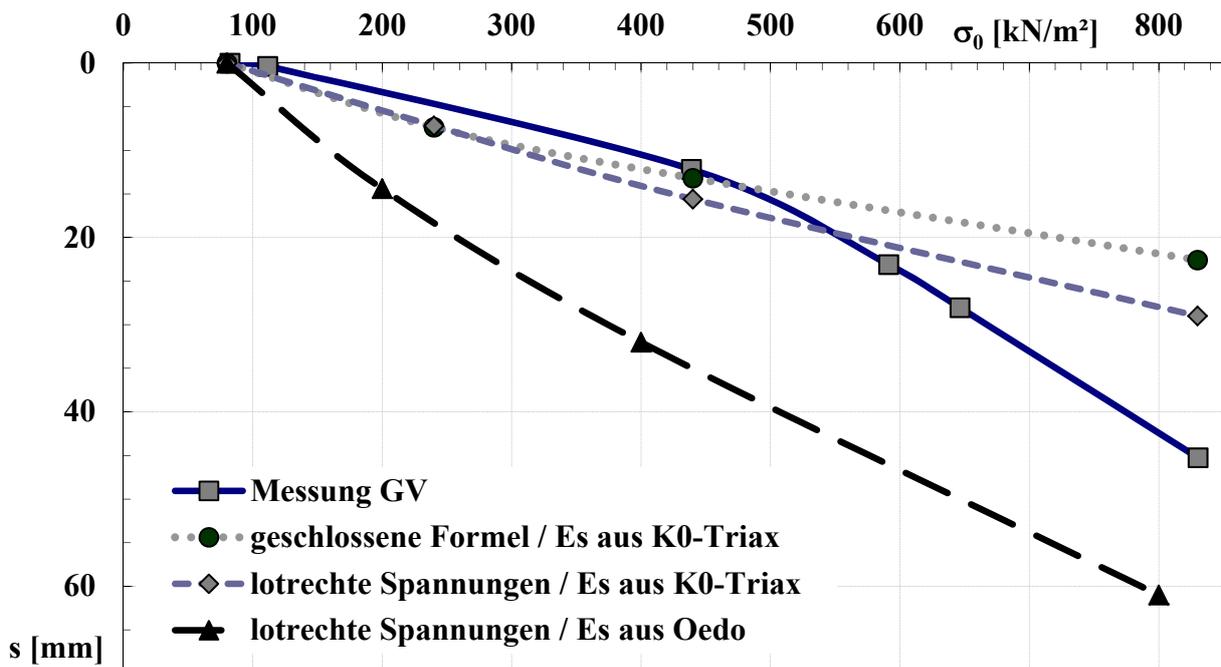


Bild 10.3: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Großversuch

Nachrechnung der Fundamentsetzungen:

Am zutreffendsten lassen sich die gemessenen Setzungen von Fundament 2 in Bild 10.4 bei der im Feld maximal auftretenden Bodenpressung von $\sigma_0 = 270 \text{ kN/m}^2$ mit einer Abweichung 3 % nachrechnen. Bei einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 200 \text{ kN/m}^2$ beträgt die Differenz zur Messung 17 %.

Damit lassen sich bei Fundament 2 die tatsächlichen Setzungen unter Verwendung der Moduln aus K_0 -Triaxialversuchen sehr gut nachrechnen.

In den folgenden Bildern 10.4 und 10.5 sind vergleichend dargestellt: Die im Feld gemessenen Setzungen und die mit Hilfe des Verfahrens der lotrechten Spannungen und mit der geschlossenen Formel berechneten Setzungen. Aufgetragen sind die Ergebnisse der Berechnungen mit Steife- bzw. Verformungsmoduln der Erst- und Wiederbelastung aus den K_0 -Triaxialversuchen und aus den Standard-Oedometerversuchen.

Beim Vergleich der Spannungs-Setzungskurven in den Bildern 10.4 und 10.5 sieht man, dass bei Verwendung der Moduln aus Standard-Oedometerversuchen für die Berechnungen sich viel zu große Setzungen ergeben, als die an den Fundamenten gemessenen.

Die Faktoren zwischen den mit Moduln aus Standard-Oedometerversuchen berechneten und den gemessenen Setzungen betragen bei einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 200 \text{ kN/m}^2$ 2.1 für Fundament 2 und 2.2 für Fundament 3. Bei den maximalen Bodenpressungen von $\sigma_0 = 270 \text{ kN/m}^2$ für Fundament 2 bzw. $\sigma_0 = 300 \text{ kN/m}^2$ bei Fundament 3 wurden um die Faktoren 1.9 (FU 2) bzw. 2.1 (FU 3) zu große Setzungen ermittelt. Aus diesen Werten ergibt sich ein mittlerer Faktor von 2,0. Dies entspricht der Größenordnung der Vergleichsfaktoren $F_{K_0/SO}$ aus Kapitel 11.1 Auch werden hierdurch die Ergebnisse aus den Bildern 10.1, 10.2 und 10.3 bestätigt.

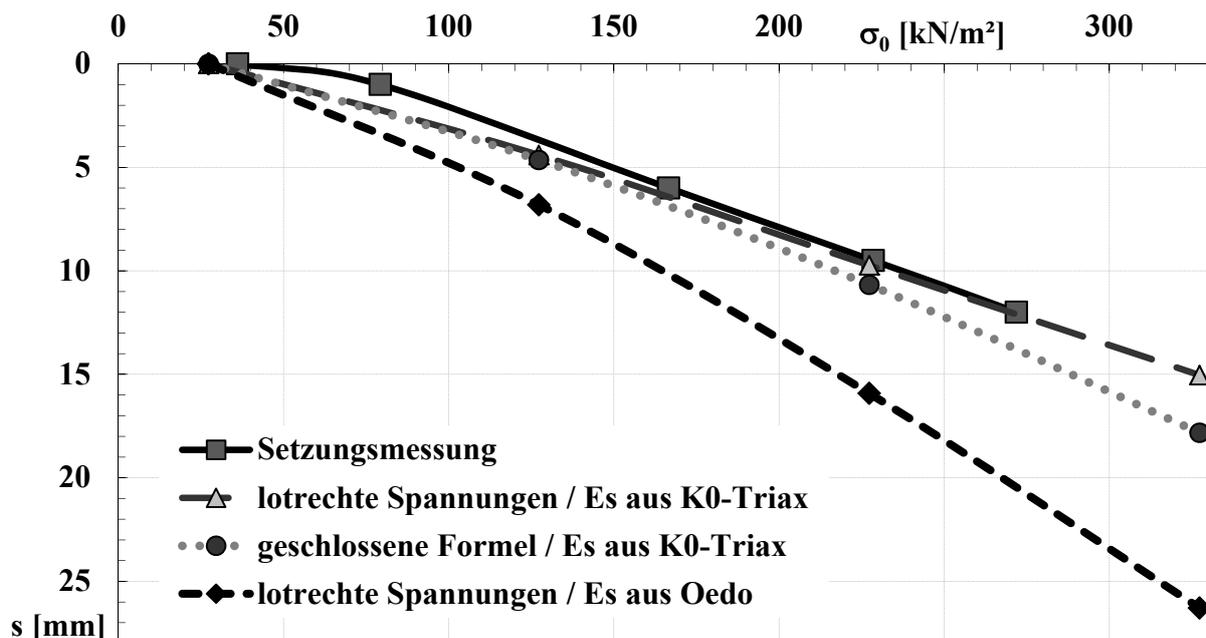


Bild 10.4: Vergleich: Setzungsberechnungen mit den Messungen an Fundament 2

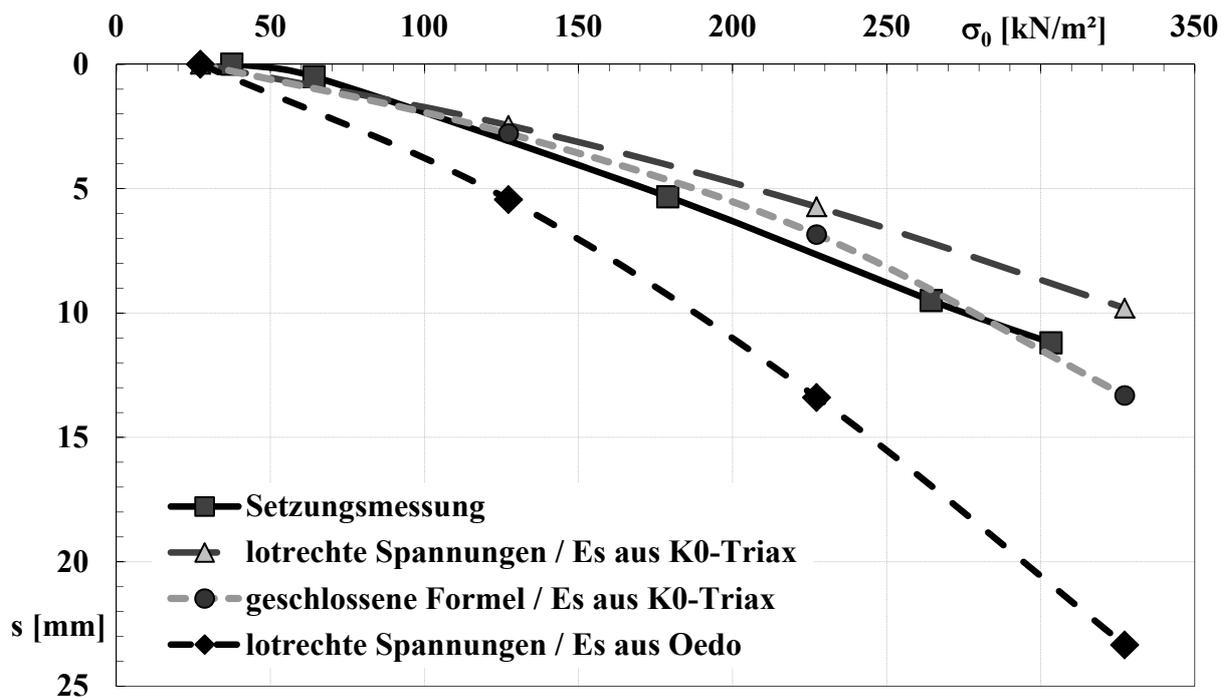


Bild 10.5: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Fundament 3

10.2 Nachrechnungen mit numerischen Verfahren

10.2.1 Allgemeines

Im Regelfall können für baupraktische Zwecke Bodenverformungen unter Zusatzlasten mit ausreichender Genauigkeit mit den linear-elastischen Berechnungsansätzen, welche auf Hooke zurückgehen, bestimmt werden. Die verträglichen Setzungsbeträge liegen im Normalfall in Größenordnungen, bei denen der Boden noch dementsprechend beschrieben modelliert werden kann und für die Berechnungen der Steifemodul bzw. Verformungsmodul als einziger Bodenparameter ausreicht. Dies bedeutet, dass man mit den Berechnungsverfahren der DIN 4019, der geschlossenen Formel und mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen die Setzungen von Flachgründungen in den am meisten auftretenden Fällen zutreffend vorhersagen kann.

Will man jedoch, beispielsweise auf ein Einzelfundament, die halbe Grundbruchlast aufbringen, was bezüglich der Sicherheit durchaus möglich wäre, so kann man nicht ausschließen, dass bereits die plastischen Bodenverformungen einen maßgebenden Einfluss auf den Setzungsbetrag haben. Dies wurde bei der Nachrechnung der Fundamentprobelastung aus Kapitel 8.3 in Kapitel 10.1.2 deutlich. Da man dann die Bodenverformungen nicht mehr allein mit dem Verformungs- bzw. Steifemodul erfassen kann und die Scherverformungen eine erhebliche Rolle spielen, muss man bei den nichtlinearen Berechnungen die entsprechenden Scherparameter beachten.

Es gibt für die nichtlinearen, elastisch-idealplastischen Ansätze keine geschlossenen Lösungen. Man bedient sich hier numerischer Lösungsverfahren. Das in der Geotechnik am häufigsten verwendete Verfahren ist die Methode der finiten Elemente.

Grundlagen, Aufbau und Beschreibung der FEM können beispielsweise aus POTTS (1999, 2001) entnommen werden. Im Folgenden werden kurz das für die Berechnungen benutzte FEM-Programm und die verwendeten Stoffgesetze beschrieben.

10.2.2 Rechenprogramm

Die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wurden mit dem FEM-Programm PLAXIS durchgeführt. Mit diesem EDV-Programm können die Verformungen in einem rotationssymmetrischen Halbraum linear-elastisch, mit einem einfach elastisch-idealplastischen Stoffmodell mit Bruchbedingung (Mohr-Coulomb) und einem elastoplastischen, hyperbolischen Modell mit Reibungssteigerungsplastizität (Hardening Soil) ermittelt werden. Einzelheiten und Beschreibungen zu diesem Programm können aus VERMEER/BRINKREVE (1998) entnommen werden.

10.2.3 Verwendete Stoffmodelle (aus VERMEER/BRINKREVE (1998))

Linear-elastisches Modell:

Dieses Modell folgt dem Hookeschen Gesetz der isotropen linearen Elastizität. Das Modell enthält zwei elastische Seifigkeitsparameter: den Steifemodul E und die Querdehnzahl ν . Das linear-elastische Modell ist nur sehr begrenzt für die Modellierung des Bodenverhaltens einzusetzen. Es wird hauptsächlich für steife, massive Bauteile (z.B. Betonfundament) im Boden verwendet.

Mohr-Coulomb-Modell:

Dieses bekannte Modell wird für eine erste Näherung des allgemeinen Bodenverhaltens verwendet. Das Modell verwendet 5 Parameter: den Elastizitätsmodul E , die Querdehnzahl ν , die Kohäsion c , den Reibungswinkel φ und den Dilatanzwinkel ψ .

Hardening Soil-Modell:

Dies ist eine elastoplastische Art eines hyperbolischen Modells, formuliert im Zusammenhang mit einer Reibungssteigerungsplastizität. Mit diesem hochwertigen Modell kann das Verhalten von Sand, Kies und überkonsolidierten Tonen simuliert werden. Genauere Beschreibungen und die mathematischen Formulierungen zu den verwendeten Stoffmodellen können aus VERMEER/BRINKREVE (1998) entnommen werden.

10.2.4 Berechnungsbeispiel

Im Folgenden wird der Großversuch mit dem Programm Plaxis nachgerechnet. Es wird versucht das vollständige Versuchsprogramm mit Be-, Ent- und Wiederbelastung bis zum Grundbruch mit dem Mohr-Coulomb-Modell und dem Hardening Soil-Modell zu simulieren. Den nachfolgenden Berechnungen liegen die Voruntersuchungen aus Arbeiten von MAYER (1999), EPHERER (2000) und HORNIG (2000, 2002) zu Grunde.

Da das Fundament des Großversuchs eine kreisförmige Grundfläche mit einem Durchmesser von $d = 1.8 \text{ m}$ hatte, konnten die Berechnungen ohne weiteres rotations-symmetrisch durchgeführt werden.

In Bild 10.19 ist das für die Berechnungen verwendete FE-Netz im Schnitt dargestellt. Da es sich um ein rotationssymmetrisches Problem handelt, braucht nur ein Teil des Fundaments mit der Bogenlänge von 1 und der darunter befindliche Boden, diskretisiert in Form eines Kreisabschnittes, betrachtet werden. Dadurch ist eine zweidimensionale Berechnung möglich. Zu sehen sind noch die Einteilungen der Bodenschichten und der Aushub für die Baugrube. Die horizontalen und vertikalen Abmessungen wurden nach Parametervariationen so gewählt, dass die Ränder keinen Einfluss auf die Berechnung hatten. Ein weiteres Kriterium für die vertikale Ausdehnung des betrachteten Bodenkörpers war die Lage der Extensometer, um die gemessenen Verformungen über die Tiefe mit der FEM nachrechnen zu können.

Bei der Wahl der Lastschritte für die Berechnung wurde analog zum Feldversuch verfahren (siehe Tabelle 8.1 auf Seite 134).

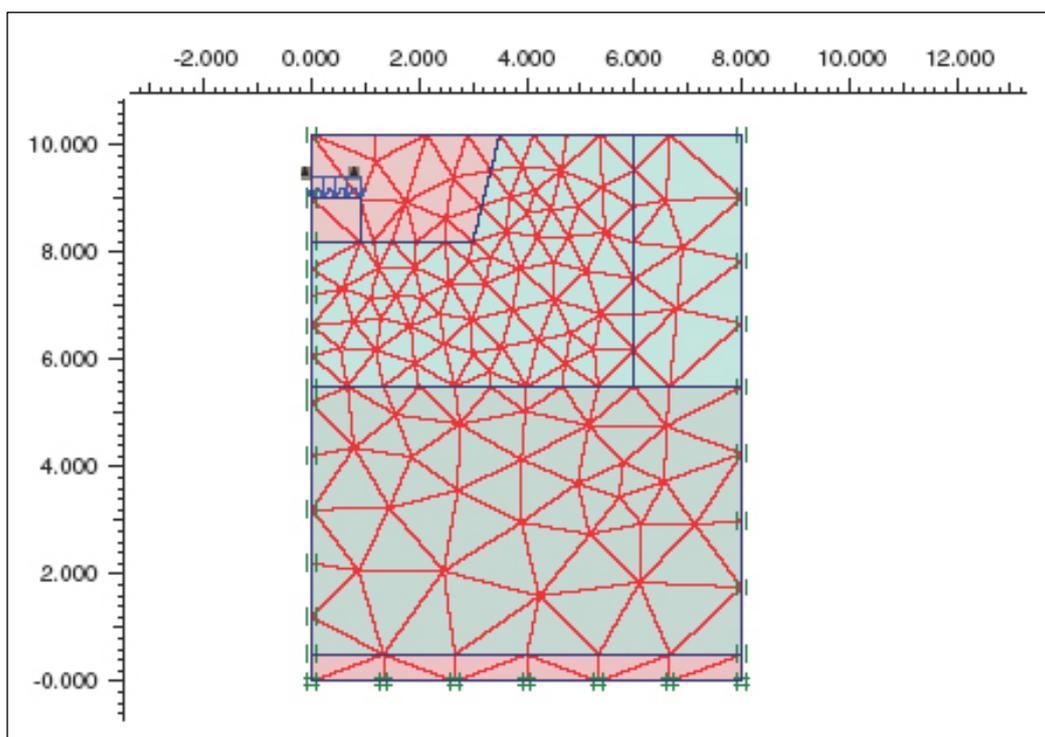


Bild 10.6: Finite-Elemente-Netz

Tabelle 10.1: Eingabeparameter für die Berechnung mit PLAXIS

	Mohr-Coulomb	Hardening Soil
φ' [°]	30	30
c' [kN/m ²]	30	35
E_{50} [MN/m ²]	-	38
E_{Oed} [MN/m ²]	-	30
E_{ur} [MN/m ²]	-	80
E_{ref} [MN/m ²]	46	-
ν_{ur} [-]	-	0,2
ν [-]	0,315	-
p_{ref} [kN/m ²]	-	150
m [-]	-	0,5
ψ [°]	0	0

In der obigen Tabelle 10.1 sind die Eingabeparameter der maßgebenden Bodenschicht für die Berechnungen mit den beiden Stoffmodellen dargestellt.

Darin bedeuten:

- φ' = effektiver Reibungswinkel
- c' = effektive Kohäsion
- E_{50} = Sekantenmodul aus Standard-Triaxialversuch (CD-Versuch)
- E_{Oed} = Tangentenmodul der Erstbelastung aus Standard-Oedometerversuch bzw. aus K_0 -Triaxialversuch
- E_{ur} = Entlastungs- / Wiederbelastungsmodul (voreingestellt: $E_{ur} = 3 E_{50}$)
- E_{ref} = Referenzmodul (Steifemodul aus Standard-Oedometerversuch bzw. K_0 -Triaxialversuch) abhängig von p_{ref}
- ν_{ur} = Querdehnzahl für Entlastung / Wiederbelastung (voreingestellt: $\mu_{ur} = 0.2$)
- ν = Querdehnzahl
- p_{ref} = Referenzspannung für Steifemodul (voreingestellt: 100)
- m = Exponent für Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit
- ψ = Dilatanzwinkel

Die Steifemoduln in Tabelle 10.1 wurden aus den K_0 -Triaxialversuchen gewonnen.

In den folgenden Bildern werden die Ergebnisse der numerischen Simulationen mit den Feldmessungen verglichen.

Bild 10.7 zeigt die Berechnungs- und Messergebnisse an der Geländeoberfläche unter Verwendung des Mohr-Coulomb-Modells.

Beim Vergleich in Diagrammen 10.7 und 10.8 zeigt sich, dass sich die Verformungen der Erstbelastung sowohl mit dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb als auch mit dem erweiterten Hardening Soil-Modell bis zur Grundbruchlast von ca. $\sigma_0 = 1500$ kN/m² gut berechnen lassen. Bei der Simulation der Ent- und Wiederbelastungen

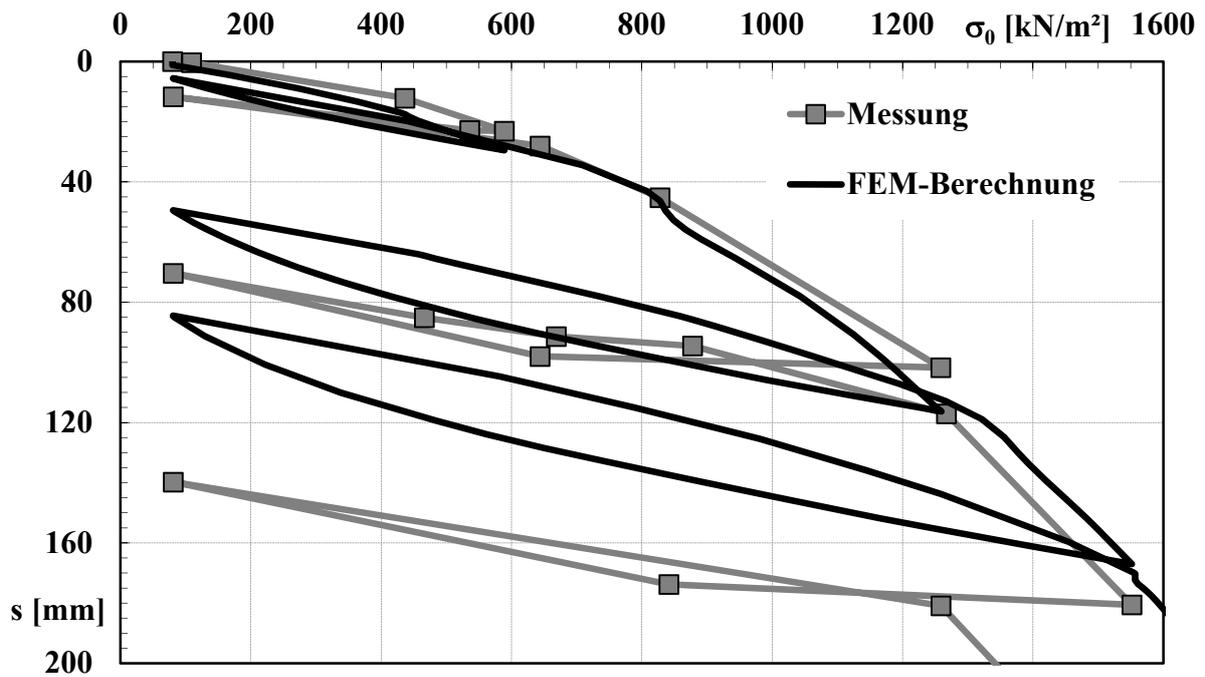


Bild 10.7: Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen an der Geländeoberfläche / Mohr-Coulomb-Modell

zeigen sich unter Verwendung des Stoffgesetzes nach Mohr-Coulomb unrealistische Verformungen. Hier lassen sich die Verformungen mit dem Hardening Soil-Modell mit Verfestigung deutlich realistischer beschreiben.

Bei der halben Grundbruchlast mit einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 750 \text{ kN/m}^2$ können die Verformungen mit dem Mohr-Coulomb-Modell in der Erstbelastung ohne Abweichungen zu den Messungen berechnet werden. Unter Anwendung des Harde-

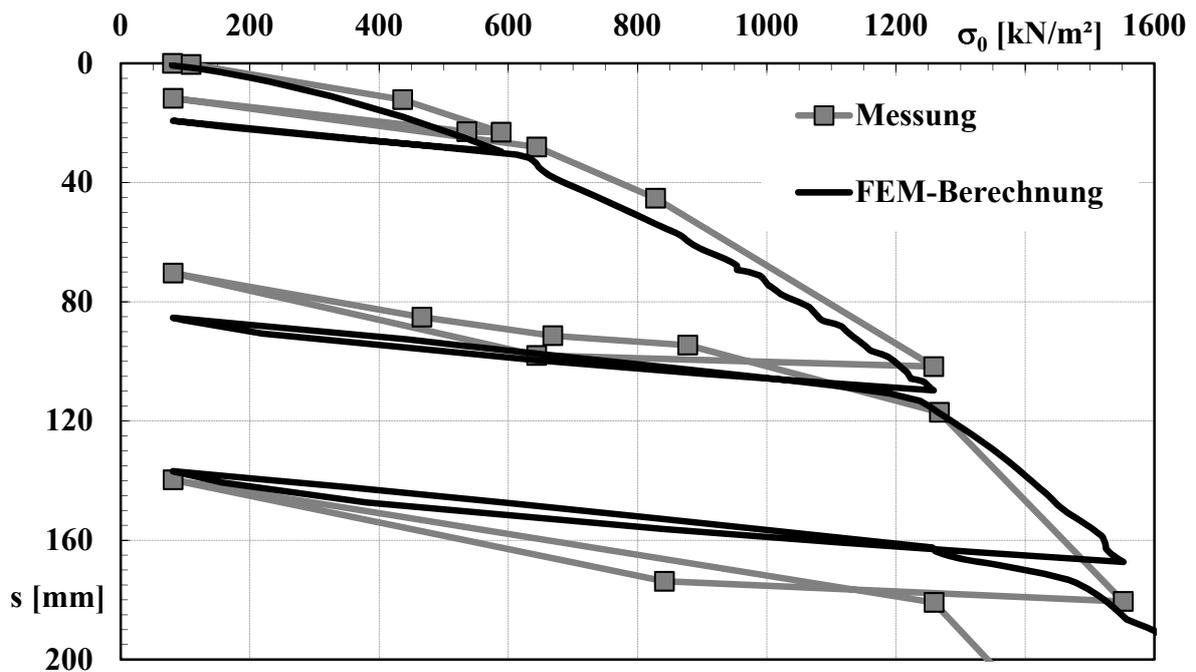


Bild 10.8: Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen an der Geländeoberfläche / Hardening Soil-Modell

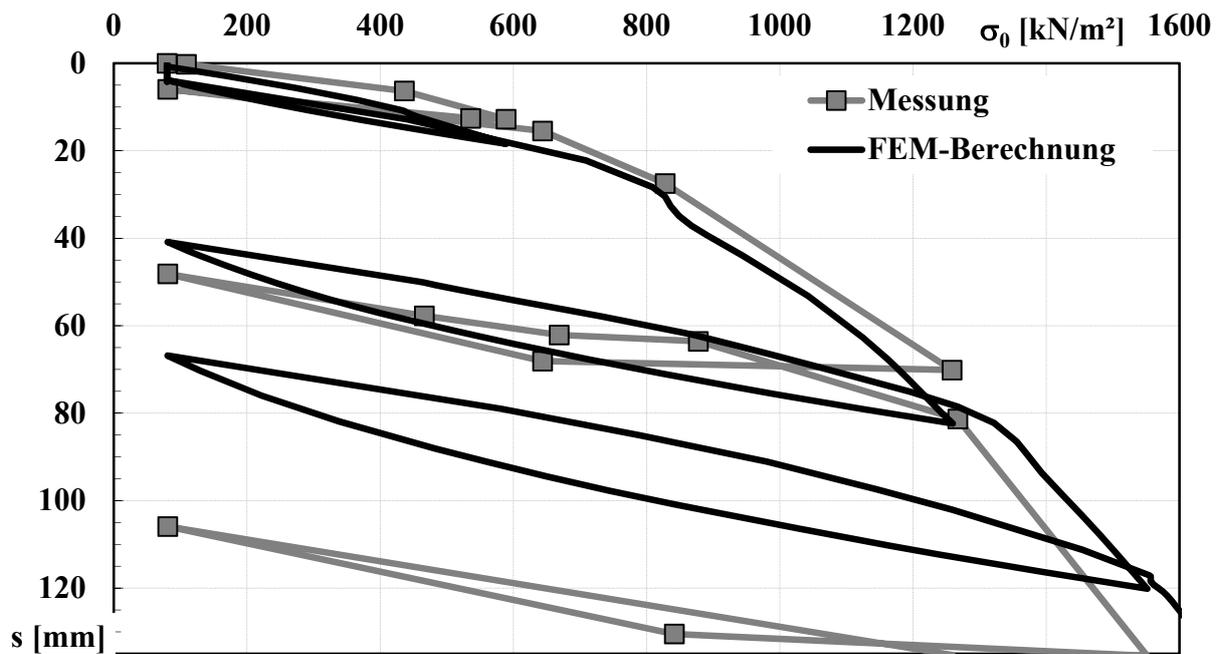


Bild 10.9: Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen 1 m unter GOK / Mohr-Coulomb-Modell

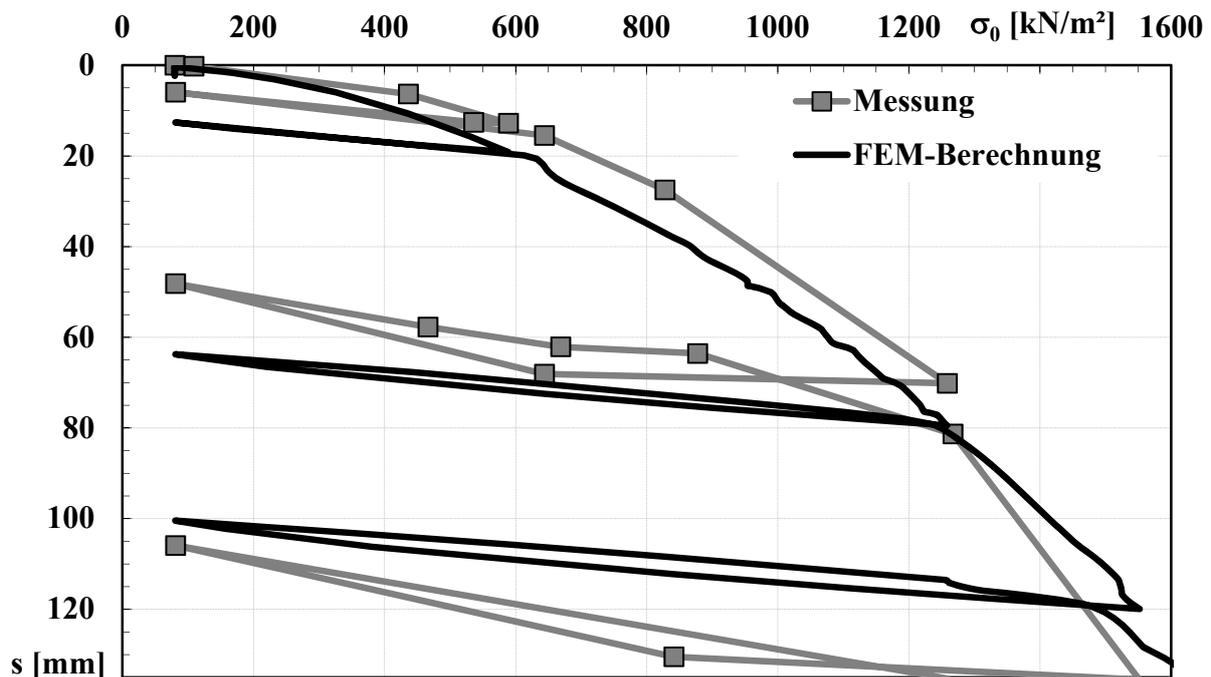


Bild 10.10: Vergleich der numerischen Setzungsberechnungen mit den Messungen 1 m unter GOK / Hardening Soil-Modell

ning Soil-Modells werden die lotrechten Verformungen bei dieser Bodenpressung um 21 % zu groß errechnet.

In obigen Bildern 10.9 und 10.10 sind die Berechnungsergebnisse unter Verwendung des Mohr-Coulomb-Modells und des Hardening Soil-Modells mit den Messergebnissen in 1 m Tiefe unter der Fundamentsohle vergleichend dargestellt.

Auch die Messungen der lotrechten Verformungen in 1 m Tiefe unter dem Fundament lassen sich für die Erstbelastung mit beiden verwendeten Stoffgesetzen bis zur Bruchlast von ca. 1500 kN/m² gut numerisch nachrechnen. Die Verformungen der Ent- und Wiederbelastungen können am Besten mit dem Hardening Soil-Modell beschrieben werden.

Unter Anwendung des Mohr-Coulomb-Modells werden in der Erstbelastung bei der halben Grundbruchlast von $\sigma_0 = 750$ kN/m² die lotrechten Verformungen um 15 % und mit dem Hardening Soil-Modell um 42 % zu groß ermittelt.

Bild 10.11 zeigt den Verlauf der Verformungen unter dem Fundament bei einer Sohldruckspannung von $\sigma_0 = 590$ kN/m². Verglichen werden die Extensometermessungen mit den numerischen Berechnungen.

Mit dem Mohr-Coulomb-Modell lassen sich die Verformungen an der Geländeoberfläche und in 1 m Tiefe mit geringen Abweichungen zwischen 2 und 5 % gut nachrechnen. Dagegen weichen die Berechnungsergebnisse mit dem Hardening Soil-Modell bei 0 m um 26 % und bei 1 m um 41 % von den Messungen ab. In der Tiefe von 3 m dreht sich das Bild um, hier liefern die Berechnungen mit dem HS-Modell mit einem Unterschied von 23 % gegenüber den Ergebnissen unter Verwendung des MC-Modells mit 72 % die besseren Werte. 5 m unter der Fundamentsohle werden die Verformungen mit dem HS-Modell um 52 % zu niedrig und mit dem MC-Modell um 124 % zu groß berechnet.

Für baupraktische Zwecke können die Bodenverformungen über die Tiefe mit beiden Stoffmodellen mit ausreichender Genauigkeit simuliert werden. Im oberflächennahen Bereich liefert das Mohr-Coulomb-Modell die genaueren Ergebnisse. In den tieferen Bereichen sind die mit dem Hardening Soil-Modell berechneten Werte realistischer.

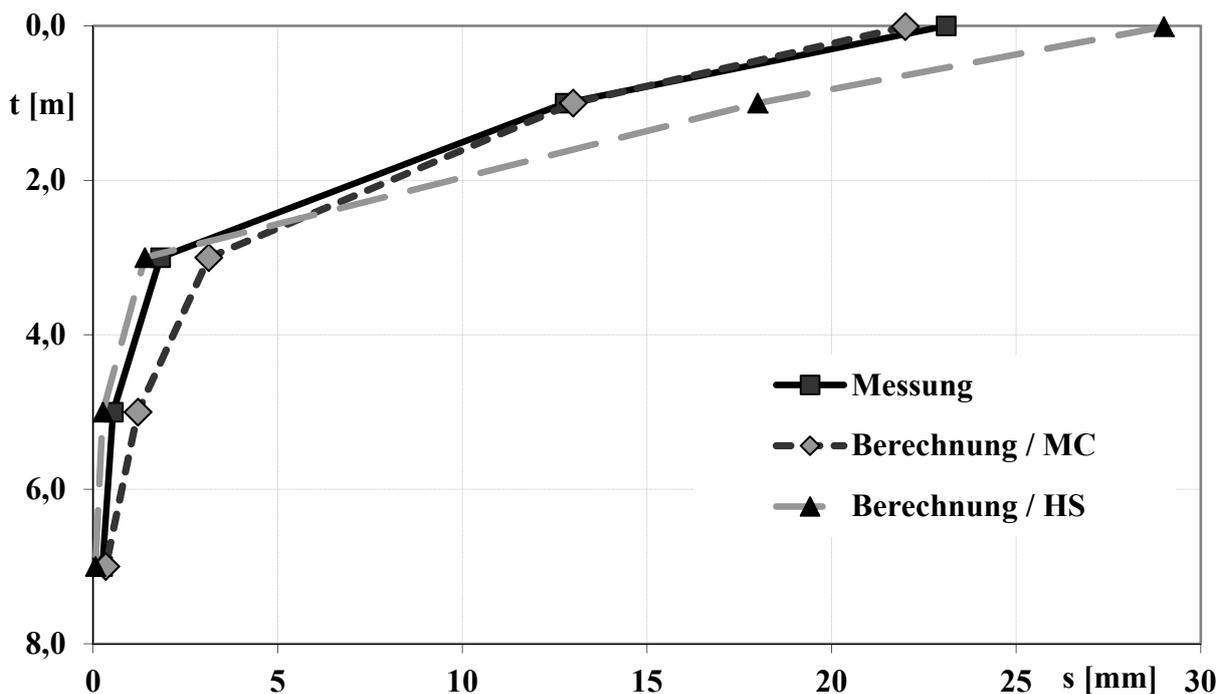


Bild 10.11: Vergleich der Extensometermessungen mit den FEM-Berechnungen

10.3 Bewertung u. Vergleich der eigenen Berechnungsergebnisse

Im Folgenden Diagramm 10.12 werden die Ergebnisse aus den Setzungsberechnungen des Großversuchs mit herkömmlichen Verfahren mit den numerischen Simulationen verglichen.

Bei einer Bodenpressung von $\sigma_0 = 500 \text{ kN/m}^2$ werden die Setzungen mit den numerischen Modellen um 48 % und bei einer Sohldruckung der Erstbelastung von $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ noch um 17 bis 23 % zu groß berechnet. Bis zu einer Bodenpressung von $\sigma_0 = 500 \text{ kN/m}^2$ bzw. 550 kN/m^2 lassen sich die lotrechten Verformungen mit den herkömmlichen Verfahren nach der DIN deutlich zutreffender berechnen. So werden diese mit dem Verfahren mit geschlossener Formel bei $\sigma_0 = 500 \text{ kN/m}^2$ um nur 3 % unterschätzt und bei gleicher Spannung mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen um 16 % überschätzt. Ab einer Sohldruckung von $\sigma_0 = 700 \text{ kN/m}^2$ können die Verformungen mit den Verfahren der DIN nicht mehr realistisch nachgerechnet werden. Bei einer Sohldruckung von $\sigma_0 = 800 \text{ kN/m}^2$ werden sie bereits mit dem Verfahren mit geschlossener Formel um 48 % zu klein und mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen um 34 % zu klein ermittelt, Tendenz steigend. Demgegenüber werden die Setzungen bei dieser Sohldruckung mit dem numerischen Mohr-Coulomb-Modell exakt berechnet.

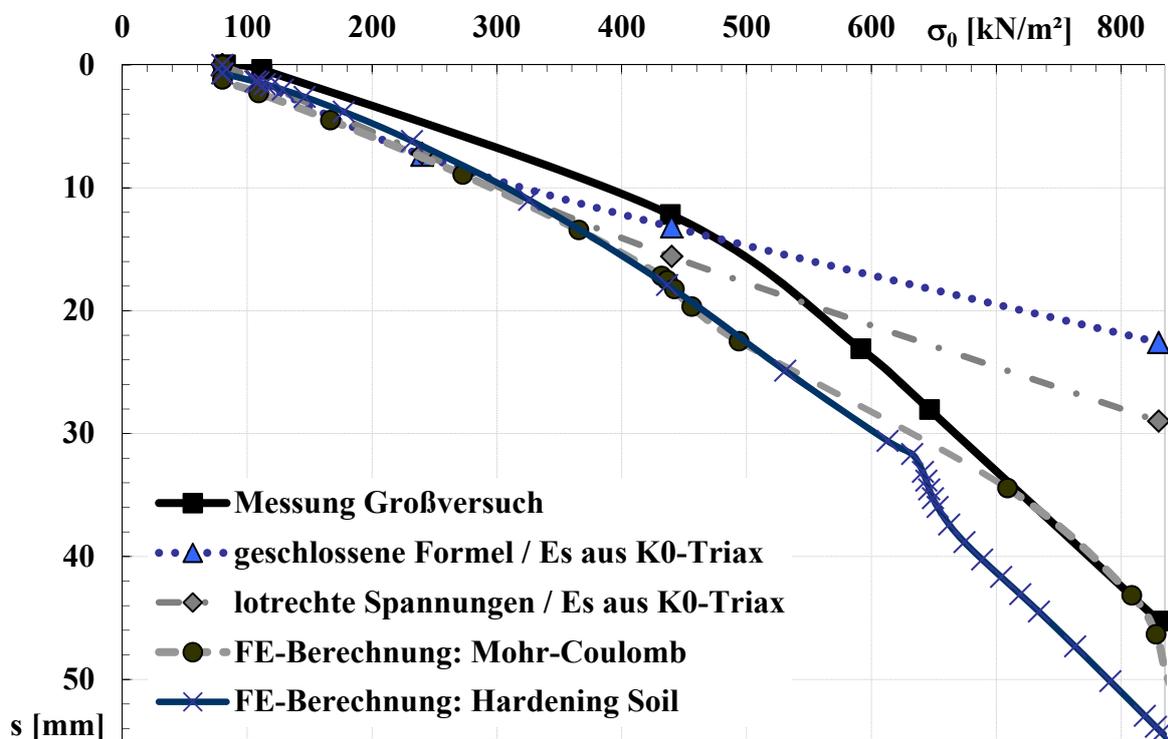


Bild 10.12: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen

11 ZUSAMMENFASSENDER VERGLEICH MIT GESAMTBEWERTUNG UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BAUPRAXIS

11.1 Laborversuche

Im Folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse und Erkenntnisse aus den Laborversuchen zusammenfassend dargestellt und verglichen.

Kernpunkt der vorliegenden Arbeit ist es, Steifemoduln aus Laborversuchen für realistischere Setzungsberechnungen zu gewinnen. Dabei stehen vergleichende Versuche zwischen dem Standardoedometerversuch und dem K_0 -Triaxialversuch an festen, zum Teil verwitterten und inhomogen strukturierten Proben des ausgelaugten Gipskeupers aus Stuttgart und Umgebung im Vordergrund. Ergänzend wurden noch Versuche mit dem Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung durchgeführt.

Zum Vergleich der drei unterschiedlichen Arten von Laborversuche wurden Versuche an homogenen, natürlich gelagerten und im Labor aufbereiteten bindigen Böden durchgeführt.

11.1.1 Steifemodul als Sekantenmodul nach DIN 18135 (2000)

In den Tabellen 11.1 und 11.2 werden die Steifemoduln aus Standardoedometerversuchen mit den Moduln aus K_0 -Triaxialversuchen mit dem Faktor $F_{K_0/SO} = E_{S(K_0)} / E_{S(SO)}$ verglichen. Aus den Tabellen sieht man deutlich, dass die Steifemoduln in den Standardoedometerversuchen um den Faktor 2 bis 3 sowohl in der Erst- wie auch in der Wiederbelastung niedriger bestimmt wurden als im K_0 -Triaxialversuch. Genau diese Faktoren wurden auch in Kapitel 10 bei der vergleichenden Setzungsberechnung mit Steifemoduln aus Standardoedometerversuchen und mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuchen gefunden. Mit den Steifemoduln aus Standardoedometerversuchen werden die Setzungen von Flachgründungen um das Zwei- bis ca. Zweieinhalbfache zu groß berechnet (vgl. Bilder 10.1 bis 10.5). Damit sind die Steifemoduln aus Oedometerversuchen für Setzungsberechnungen an Flachgründungen in teilverwitterten Böden des Gipskeupers oder vergleichbaren Böden (z. B. Magdeburger Mergel, Nürnberger Keuperton) nicht geeignet und werden deshalb im Folgenden für sich alleine nicht mehr betrachtet. Eine Ausnahme macht der Vergleich von Steifemoduln der Wiederbelastung aus dem Standardoedometerversuch mit Moduln der Erstbelastung aus dem K_0 -Triaxialversuch in Bild 11.3.

Tabelle 11.1: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM

Ungestörte Gipskeuperproben / Dunkelroter Mergel / Mittelwerte

Spannung	Erstbelastung			Wiederbelastung		
	$E_{S(SO)}$ [MN/m ²]	$E_{S(K_0)}$ [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	$E_{S(SO)}$ [MN/m ²]	$E_{S(K_0)}$ [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$	16.50	38.37	2.53	35.18	65.65	2.19
$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$	26.97	60.66	2.36	45.92	134.9	2.32
$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$	36.01	87.60	2.53	101.37	171.24	2.02
Mittelwert			2.47			2.18

Tabelle 11.2: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / MGH

Ungestörte Gipskeuperproben / Mittlerer Gipshorizontl / Mittelwerte

Spannung	Erstbelastung			Wiederbelastung		
	$E_{S(SO)}$ [MN/m ²]	$E_{S(K_0)}$ [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]	$E_{S(SO)}$ [MN/m ²]	$E_{S(K_0)}$ [MN/m ²]	Faktor $F_{K_0/SO}$ [-]
$\sigma_1 = 50 - 100 \text{ kN/m}^2$	10.22	20.42	2.00	31.00	-	-
$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$	14.20	34.58	2.58	47.98	103.53	2.03
$\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$	20.37	56.97	3.16	44.70	123.28	2.81
Mittelwert			2.58			2.42

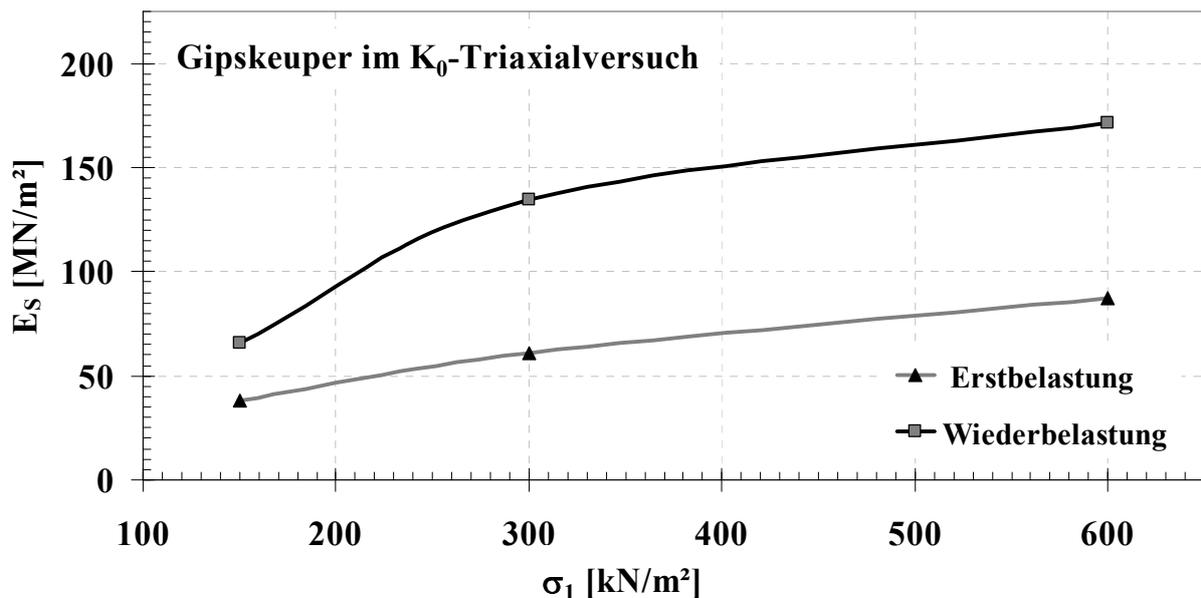


Bild 11.1: Sekantenmodul E_s aus K_0 -Triax in Abhängigkeit der Spannung an Gipskeuper

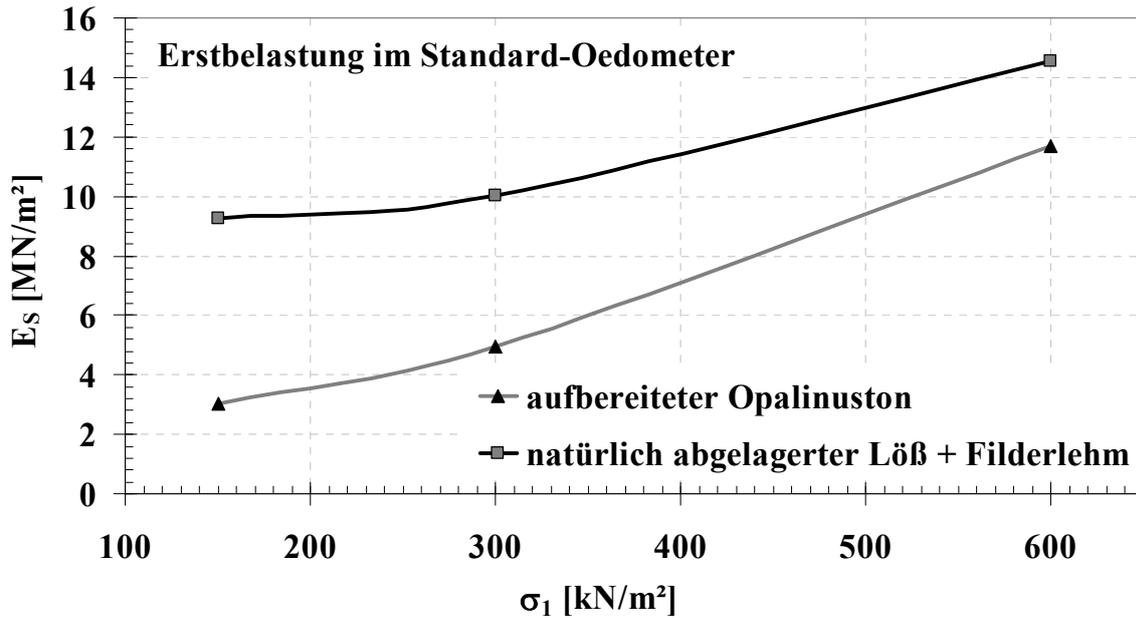


Bild 11.2: Sekantenmoduln E_s aus Standardoedometer in Abhängigkeit der Spannung an Vergleichsböden

In Bild 11.1 sind die Sekantenmoduln, bestimmt mit dem K_0 -Triaxialversuch, des ausgelaugten und teilverwitterten Stuttgarter Gipskeupers (Mittelwerte aus DKM und MGH) in Abhängigkeit der Auflastspannung linear für die Erst- und für die Wiederbelastung grafisch dargestellt. Für eine grobe Näherung, z.B. für eine Vorbemessung, kann man sich aus Bild 11.1 für eine beliebige Auflastspannung im Bereich zwischen $\sigma_1 = 100$ kN/m² und $\sigma_1 = 600$ kN/m² Steifemoduln für die Erstbelastung und Moduln für die Wiederbelastung bestimmen. Die Gültigkeit von Bild 11.1 bezieht sich dabei ausschließlich auf die in dieser Arbeit untersuchten Proben des Keupers mit den entsprechenden Zustandsgrößen. Für genaue Setzungsberechnungen sind die Steifemoduln durch für diese Art von Böden geeignete Laborversuche, wie z.B. im K_0 -Triax, zu bestimmen. Eine Übertragung der Erkenntnisse auf andere, vergleichbare Böden ist nicht ohne weiteres, bzw. nur nach Prüfung durch Vergleichsversuche möglich.

Aus Bild 11.2 mit den im Standardoedometer „klassisch“ bestimmten Sekantenmoduln in Abhängigkeit der Auflastspannung können für Spannungen im Bereich zwischen $\sigma_1 = 100$ kN/m² und $\sigma_1 = 600$ kN/m² Steifemoduln für die in dieser Arbeit untersuchten Vergleichsböden, dem natürlich abgelagerten Löß und Filderlehm und dem im Labor aufbereiteten Opalinuston, ermittelt werden.

Vergleich: Wiederbelastungsmodul aus Standardoedometer mit Erstbelastungsmodul aus K_0 -Triaxialversuch:

Aus den Vergleichsfaktoren zwischen $F_{K0/SO} = 0,88$ für den Mittleren Gipshorizont und 1,09 für den Dunkelroten Mergel ergeben sich Abweichungen von 9 bis 12 %. Damit sind die Steifemoduln aus beiden Versuchen gut vergleichbar. Somit kann evtl. für eine grobe Abschätzung der Setzungen unter Spannungen im Erstbelastungsbereich auch der Wiederbelastungsmodul aus den Standardoedometerhversuchen verwendet werden. Dies ist jedoch durch Vergleichsrechnungen noch eingehend zu prüfen.

Tabelle 11.3: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / DKM

<i>Ungestörte Gipskeuperproben / Dunkelroter Mergel / Mittelwerte</i>			
Spannung	Wiederbelastung $E_{S(SO)}$ [MN/m^2]	Erstbelastung $E_{S(KO)}$ [MN/m^2]	Faktor $F_{KO/SO}$ [-]
$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$	35.18	38.37	1.09
$\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$	45.92	60.66	1.32
$\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$	101.37	87.60	0.86
Mittelwert			1.09

Tabelle 11.4: Vergleich der Steifemoduln aus Standard-Oedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / MGH

<i>Ungestörte Gipskeuperproben / Mittlerer Gipshorizont / Mittelwerte</i>			
Spannung	Wiederbelastung $E_{S(SO)}$ [MN/m^2]	Erstbelastung $E_{S(KO)}$ [MN/m^2]	Faktor $F_{KO/SO}$ [-]
$\sigma_1 = 50 - 100 \text{ kN/m}^2$	31.00	20.42	0.66
$\sigma_1 = 100 - 200 \text{ kN/m}^2$	47.98	34.58	0.72
$\sigma_1 = 200 - 300 \text{ kN/m}^2$	44.70	56.97	1.27
Mittelwert			0.88

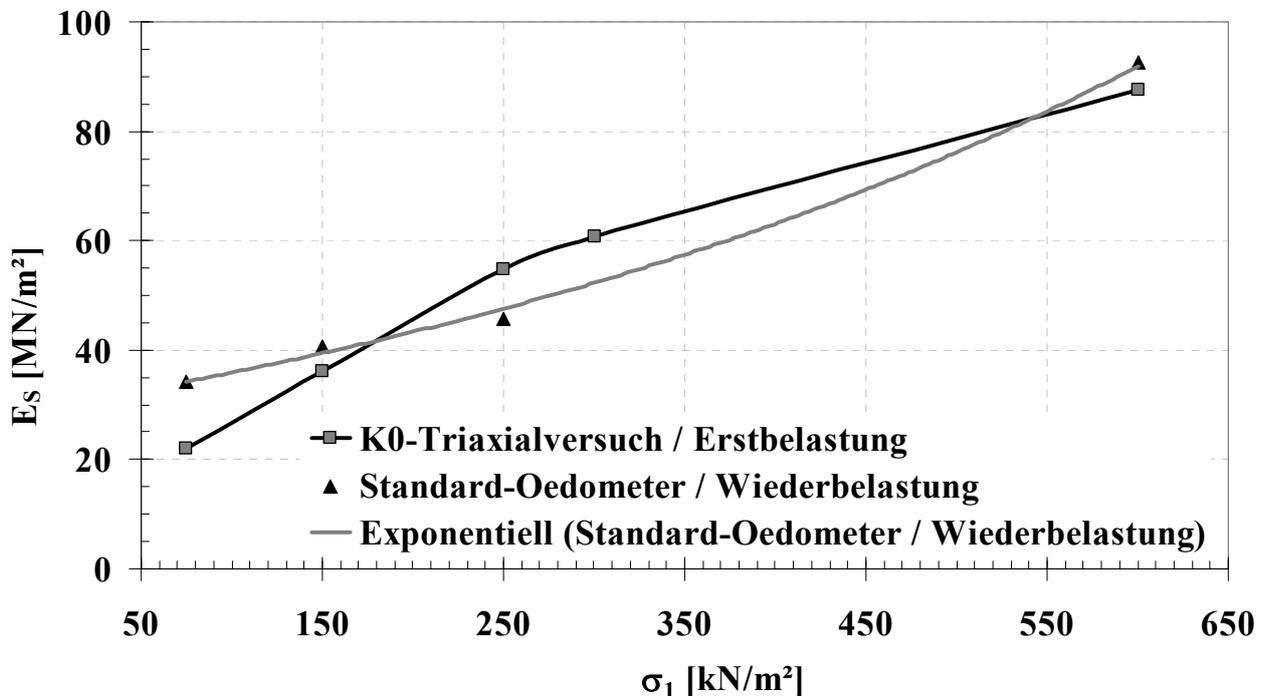


Bild 11.3: Vergleich der Steifemoduln aus Standardoedometer mit Moduln aus K_0 -Triaxialversuch / ungestörte Proben des Stuttgarter Gipskeupers

Vergleich: Eigene Ergebnisse mit Ergebnissen aus Veröffentlichungen

Tabelle 11.5: Vergleich der Einbaukennwerte UP / K₀-Triaxialversuch

Bodenart	Anzahl	Wassergehalt w [%]		Feuchtdichte ρ [g/cm ³]		Trockendichte ρ _d [g/cm ³]	
		Bereich	i. M.	Bereich	i. M.	Bereich	i. M.
Magdeburger Mergel	8	7.7 – 11.8	9.9	2.07 – 2.26	2.18	1.92 – 2.07	1.99
Stuttg. Gipskeuper B	5	12.4 – 15.3	13.3	2.16 – 2.19	2.18	1.87 – 1.95	1.92
Dunkelroter Mergel	7	11.8 – 18.2	14.7	2.16 – 2.23	2.19	1.85 – 1.96	1.91
Mittlerer Gipshorizont	9	12.2 – 23.5	18.5	2.04 – 2.18	2.13	1.67 – 1.89	1.78
Stuttg. Gipskeuper A	5	18.7 – 21.2	20.2	2.01 – 2.05	2.03	1.62 – 1.70	1.69
Filderlehm	2	20.3 – 23.6	21.9	1.98 – 2.05	2.02	1.60 – 1.70	1.65
Löß	2	22.0 – 24.4	23.2	1.98 – 2.06	2.02	1.59 – 1.69	1.64

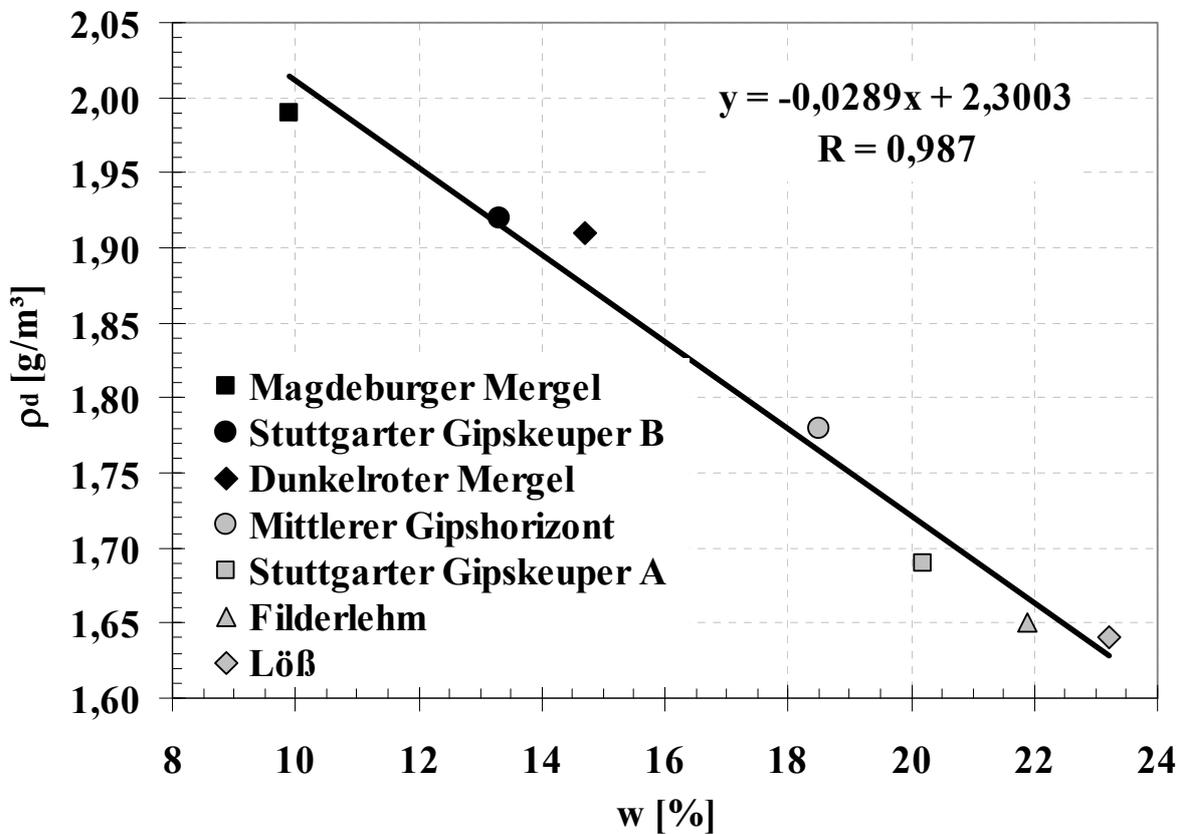


Bild 11.4: Vergleich der Einbaukennwerte Wassergehalt – Trockendichte Mittelwerte K₀-Triaxialversuche

Beim Vergleich der Wassergehalte und der Trockendichten in Tabelle 11.5 fällt auf, dass der in dieser Arbeit untersuchte Mittlere Gipshorizont mit 18,5 % den höchsten Einbauwassergehalt und mit 1,78 g/cm³ die niedrigste Trockendichte der vier oberen teilverwitterten Felsböden beim Einbau in den K₀-Triaxialversuch besitzt. Er zeichnet sich aber durch seine entsprechend hohen Steifemoduln durchaus als fester, teilverwitterter Felsboden aus (vgl. Tab. 11.6 und 11.7). Wie schon in Kapitel 4.3.1 erwähnt lässt sich der stark verwitterte Stuttgarter Gipskeuper A eher mit einem natürlich gelagerten, normalkonsolidierten Boden vergleichen. So sieht man in Tabelle 11.5 und in

Bild 11.4, dass sowohl die Wassergehalte als auch die Trockendichten eher mit den Vergleichsböden des Filderlehms und des Löss zusammenpassen.

In Bild 11.4 sieht man deutlich, wie die Trockendichte vom Wassergehalt abhängt. Mit steigendem Wassergehalt nimmt die Trockendichte ab. Vergleicht man den Wassergehalt mit dem Verwitterungsgrad, dann kann man auch sagen, dass mit zunehmender Verwitterung der Wassergehalt zunimmt.

Die Moduln des Magdeburger Mergels, des Stuttgarter Gipskeupers B, des Dunkelroten Mergels und des Mittleren Gipshorizontes sind von ihren Größenordnungen gut vergleichbar. Wobei der Dunkelrote Mergel in der Erstbelastung die größeren Werte liefert. Im Spannungsbereich $\sigma_1 = 400 - 800 \text{ kN/m}^2$ der Wiederbelastung ist der mittlere Steifemodul des Dunkelroten Mergels doppelt so groß wie der des Magdeburger Mergels.

Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Böden zeigt sich der Stuttgarter Gipskeuper A am weichsten. Selbst beim Vergleich mit dem Filderlehm und dem Löß besitzt dieser Boden die kleinsten Steifemoduln. Von den Größenordnungen her ist er mit diesen beiden Böden gut vergleichbar.

Bild 11.5 gibt die Möglichkeit im Spannungsbereich zwischen $\sigma_1 = 150 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma_1 = 600 \text{ kN/m}^2$ Steifemoduln für die Erst- für die Wiederbelastung zu bestimmen.

Tabelle 11.6: Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triaxialversuch / Erstbelastung

Bodenart	Steifemodul E_S [MN/ m ²]					
	$\sigma_1 = 100 - 200$ [kN/m ²]		$\sigma_1 = 200 - 400$ [kN/m ²]		$\sigma_1 = 400 - 800$ [kN/m ²]	
	Bereich	i. M.	Bereich	i. M.	Bereich	i. M.
Magdeburger Mergel	15.7 – 33.0	21.6	21.2 – 34.1	25.2	22.2 – 51.3	35.5
Stuttg. Gipskeuper B	24.4 – 43.5	31.8	25.7 – 62.5	35.2	31.8 – 100.0	46.6
Dunkelroter Mergel	25.6 – 56.0	38.4	37.4 – 81.0	60.7	44.6 – 119.7	87.6
Mittl. Gipshorizont	30.1 – 45.0	34.3	-	-	-	-
Stuttg. Gipskeuper A	7.2 – 9.5	9.0	9.5 – 21.9	13.6	12.6 – 21.8	15.6
Filderlehm	10.2 – 15.5	12.9	13.4 – 17.2	15.3	-	-
Löß	9.2 – 13.4	11.3	12.2 – 15.3	13.8	16.3 – 20.4	18.4

Tabelle 11.7: Vergleich der Steifemoduln / K_0 -Triaxialversuch / Wiederbelastung

Bodenart	Steifemodul E_S [MN/ m ²]					
	$\sigma_1 = 100 - 200$ [kN/m ²]		$\sigma_1 = 200 - 400$ [kN/m ²]		$\sigma_1 = 400 - 800$ [kN/m ²]	
	Bereich	i. M.	Bereich	i. M.	Bereich	i. M.
Magdeburger Mergel	24.6 – 53.4	38.1	35.0 – 63.5	40.3	39.2 – 74.4	53.0
Stuttg. Gipskeuper B	55.5	-	70.3	-	173.9	-
Dunkelroter Mergel	46.6 – 84.7	65.7	70.7 – 246.6	134.9	116.2 – 235.5	171.2
Mittl. Gipshorizont	53.2 – 168.5	109.3	-	-	-	-
Stuttg. Gipskeuper A	-	-	37.7	-	62.5	-
Filderlehm	75.7 – 85.4	80.6	24.7 – 72.8	48.8	-	-
Löß	16.3 – 53.8	35.1	77.3 – 147.8	112.6	71.5	-

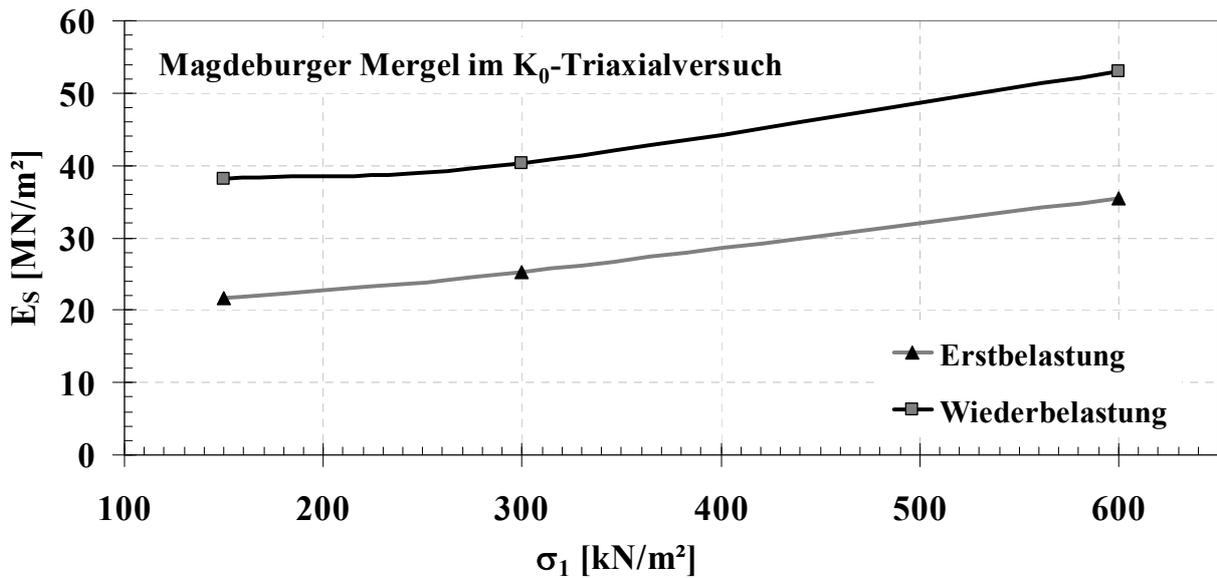


Bild 11.5: Sekantenmoduln E_s aus K_0 -Triax in Abhängigkeit der Spannung an Mergel

11.1.2 Steifemodul als Tangentenmodul nach JANBU

In den Bildern 11.6 und 11.7 sind der Steifebeiwert m und der Verdichtungsexponent a in Abhängigkeit des Porenanteils n aus der Erstbelastung der in dieser Arbeit untersuchten Böden (Gipskeuper, Tone, Schluffe, Sand-Tongemische) in dem von JANBU (1963) auf Grundlage von zahlreichen Oedometer- und Triaxialversuchen an sehr unterschiedlichen Böden vom weichen Ton bis zum Fels gefundenen, rein zeichnerischen Zusammenhang nach der Bodenart dargestellt.

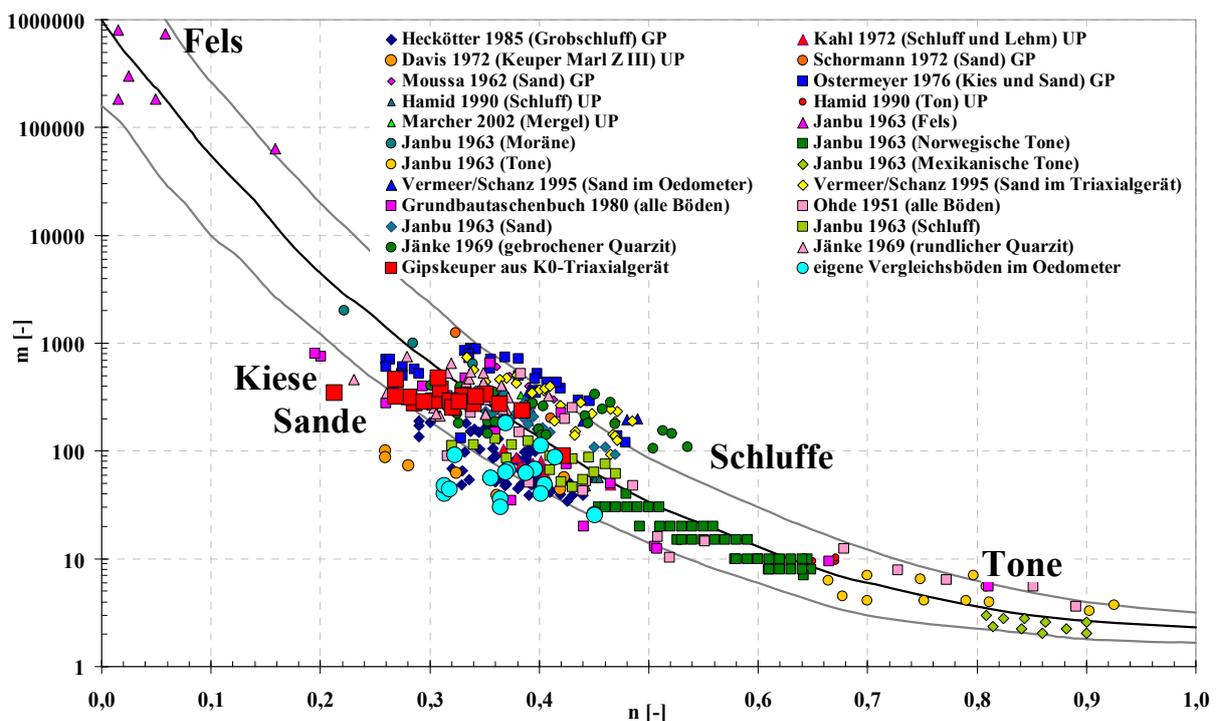


Bild 11.6: Vergleich der eigenen Keuperböden mit allen Böden aus der Literatur

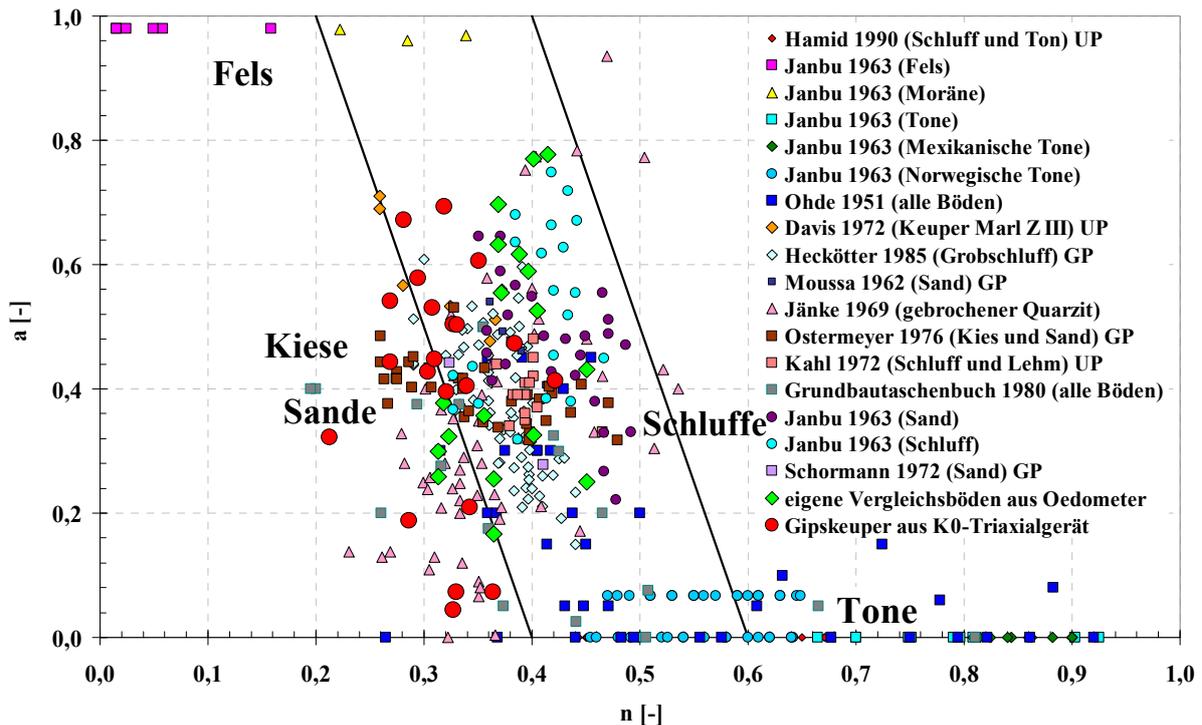


Bild 11.7: Vergleich der eigenen Keuperböden mit allen Böden aus der Literatur

Zusätzlich zu den sehr unterschiedlichen Böden von Janbu, sind eine Vielzahl von sehr verschiedenen Böden (Sande, Kiese, Schluffe, Tone, Mergel, Keuper, usw.; vgl. Kap. 4.3.3) aus der Literatur ausgewertet und in den Bildern 11.6 und 11.7 vergleichend aufgetragen.

Aus den Bildern 11.6 und 11.7 ist ersichtlich, dass sich sowohl die hier im K_0 -Triax untersuchten Gipskeuperböden als auch die in dieser Arbeit analysierten Vergleichsböden, wie tonige Schluffe, und sandige, tonige Schluffe (vgl. Kap. 5) sehr gut in die von JANBU (1963) gefundenen zeichnerisch-grafischen Abhängigkeiten des Steifebeiwertes m und des Verdichtungsexponenten a in Abhängigkeit vom Porenanteil n für die Erstbelastung eingliedern und mit den Literaturdaten sehr gut vergleichen lassen. Damit kann der untersuchte Gipskeuper (teilverwitterter Tonstein bzw. überkonsolidierter bindiger Boden) bzgl. des Spannungs-Verformungsverhaltens wie ein „normaler Boden“ behandelt werden. Er verhält sich eher wie ein Sand, bzw. wie ein schluffig, kiesiger Sand.

Von Janbu werden zwar rein zeichnerisch-grafische Zusammenhänge zwischen Anfangsporenanteil n und Moduluszahl m bzw. Steifeexponent a angegeben aber keine rechnerisch-mathematischen Abhängigkeiten (Korrelationen). Diese wären jedoch für praktische Aufgaben, wie z. B. einer Abschätzung der Steifigkeit eines Bodens aus dem leicht und schnell zu bestimmenden Anfangsporenanteil, von großer Bedeutung. Darüber hinaus lassen sich die aus rechnerisch-mathematischen Abhängigkeiten gefundenen Parameter für weitere Anwendungen z. B. für numerische Simulationen und zur Beschreibung des Stoffverhaltens von Böden einsetzen.

Da das Endsetzungsverhalten und damit die Steifigkeit eines Bodens nach BOROWICKA (1970), SHERIF (1973), SCHORMANN (1973), JANBU (1963), und anderen

Autoren (gleiches gilt für das Scherverhalten vgl. ODENDAHL (1968)), in erster Linie vom Anfangsporenanteil abhängt und nicht von der Bodenart (ob bindig oder nicht-bindig) werden auch in dieser Arbeit rechnerisch-mathematische Korrelationen zwischen dem Anfangsporenanteil n und der Moduluszahl m angegeben. Da jedoch der Steifeexponent a nur geringfügig vom Anfangsporenanteil n abhängt (vgl. SCHORMANN (1973)) und an den in dieser Arbeit untersuchten Böden, auch beim Vergleich mit Literaturdaten, weder sinnvolle Korrelationen mit $R > 0,8$ zwischen a und n , noch Abhängigkeiten von a zur Korngröße gefunden werden konnten, wird für den Steifeexponent a für den untersuchten Gipskeuper ein **Mittelwert für $a = 0,41$** bei einer Streuung zwischen 0,04 und 0,69 mit einer Standardabweichung von $s = 0,19$ für die Erstbelastung vorgeschlagen.

Im folgenden Bild 11.8 werden nichtlineare Korrelationen zwischen dem Anfangsporenanteil n und Moduluszahl m für die Erstbelastung vorgestellt. Die Moduluszahl wird, wie bei Janbu, logarithmisch aufgetragen.

Gefundene Korrelation mit $R=0,93$:

$$m = 2,7774 \cdot n^{-3,5678} \quad (\text{Gl. 11.1})$$

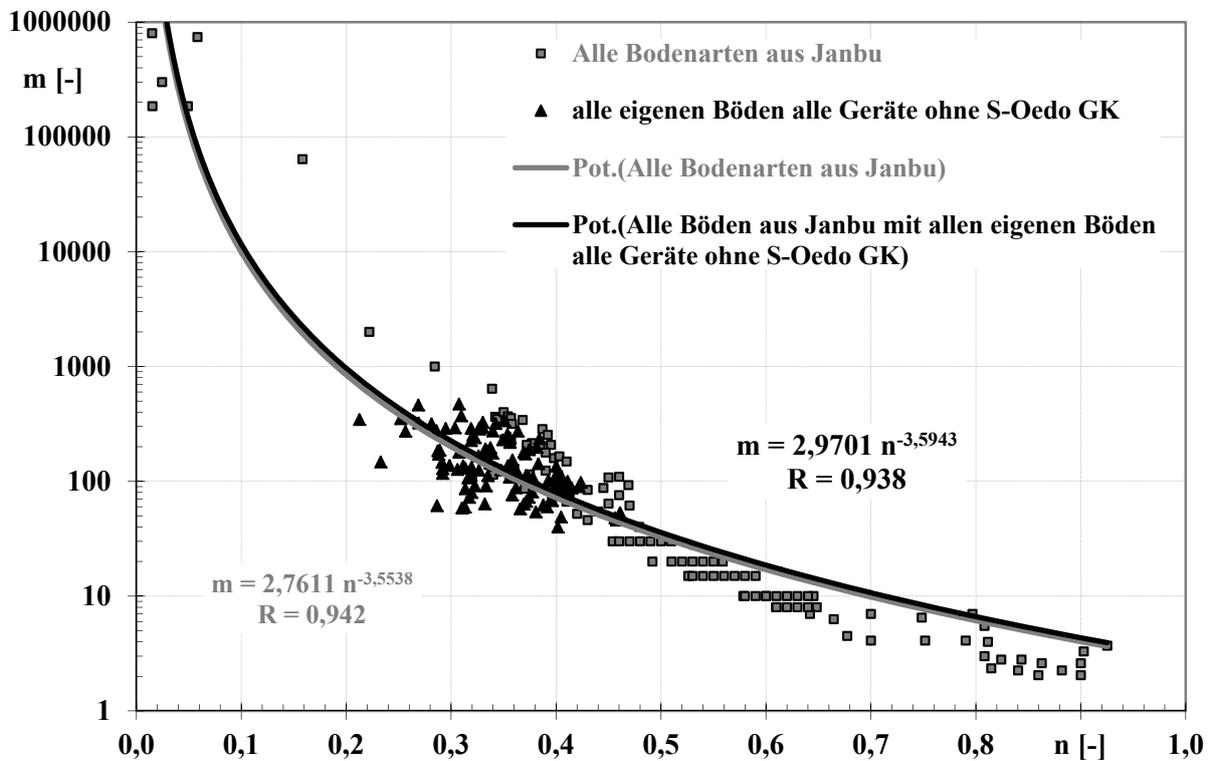


Bild 11.8: Vergleich aller eigener Böden mit allen Böden aus Janbu

Die **Beste Korrelation mit $R=0,942$** für die Abhängigkeit der Moduluszahl m vom Anfangsporenanteil n ergibt sich aus den Daten von JANBU (1963) in Bild 11.8. Werden die **eigenen Daten** aus dieser Arbeit in die Daten von JANBU **integriert ergibt sich eine fast genauso gute Korrelation mit $R=0,934$** und auch die gefundene Bestimmungsgleichung ist der aus den Daten von Janbu alleine sehr ähnlich (vgl. Bild 11.8).

Abschließende Bemerkungen zur Erstbelastung (vgl. SCHORMANN (1973)):

Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen aus der Literatur (vgl. insbes. OHDE (1956) und JANBU (1963)) für Ton, tonigen Geschiebemergel, Mudde und Torf ist der Verdichtungsexponent a unabhängig von der Lagerungsdichte $a = 0$ (plastisches Material). Der Verdichtungsexponent a nimmt für Fels Werte an die sehr nahe bei eins liegen (elastisches Material). Zwischen $a = 0$ und 1 (elasto-plastisches Material) liegen dann alle anderen Böden aus der Literatur und alle selbst untersuchten Lockergesteine. Die größten Streuungen der Beziehung $a - n$ gegenüber allen anderen Böden weisen nach Schormann Sande auf. Nach eigenen Literaturauswertungen weisen auch reine Kiese (z. B. von OSTERMEYER (1976)) und alle selbst untersuchten Böden entsprechend hohe Streuungen für a auf. Dies konnte in der vorliegenden Arbeit bei der Suche nach Korrelationen mit $R > 0,8$ bestätigt werden. Der Grund dieser größeren Streuungen bei Sand und wohl auch bei den in dieser Arbeit untersuchten Keuperböden, welche ja auch bodenmechanisch als kiesige Schluff-Sande und als schluffige, stark sandige Kiese angesprochen wurden, ist gegenüber allen anderen Böden nach Schormann, dass sich die Streuungen der Verdichtungsexponenten a nur auf einen geringen Bereich des Anfangsporenanteils n auswirken. Die großen Streuungen von a entstehen nach Schormann durch die Empfindlichkeit der dadurch bezeichneten Krümmung der Kurve und hängen damit zusammen, dass a immer nur geringfügig vom Anfangsporenanteil n abhängt, viel weniger als die Moduluszahl m .

11.1.3 Steifemodul in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte nach RUDERT und FRITSCHÉ

In Bild 11.9 sind die eigenen Werte der WB des Gipskeupers aus dem K_0 -Triax und die Werte der WB der Vergleichsböden aus dem Standard-Oedometer und Literaturdaten der Moduluszahl m aus der WB logarithmisch in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n linear zusammen mit dem von Janbu gefundenen zeichnerisch-grafischen Vertrauensband für die Erstbelastung aufgetragen. Da sich Fels i. d. R. durch seine sehr niedrigen Anfangsporenanteile linear-elastisch verhält, zeigt er bei der Ent- und Wiederbelastung ein vergleichbares Spannungs-Verformungsverhalten wie bei der Erstbelastung. Aus diesem Grund können die Daten für Fels bei der Ent- und Wiederbelastung als „Stützdaten“ bei entsprechenden Korrelationen von $m - n$ dienen.

Beim direkten Vergleich der Moduluszahlen m sind die Werte von m aus der Wiederbelastung deutlich größer als m aus der Erstbelastung. Aus der Abhängig-

keit der Moduluszahl m vom Anfangsporenanteil n werden, wie bei der Erstbelastung, in Bild 11.11 auch für die Wiederbelastung nichtlineare Korrelationen bestimmt.

Beim Vergleich von Bild 11.7 (Verdichtungsexponent a in Abhängigkeit der Anfangsporenzahl n aus EB) mit Bild 11.10 ($n - a$ aus WB) fällt auf, dass eine deutlich größere Anzahl der eigenen Werte für den Verdichtungsexponent a bei der Wiederbelastung zwischen 0,6 und 1,0 liegen. Dies deutet auf eine **deutliche Verfestigung** des Bodenmaterials **mit verstärkten elastischen Eigenschaften bei bzw. nach Wiederbelastungen** hin.

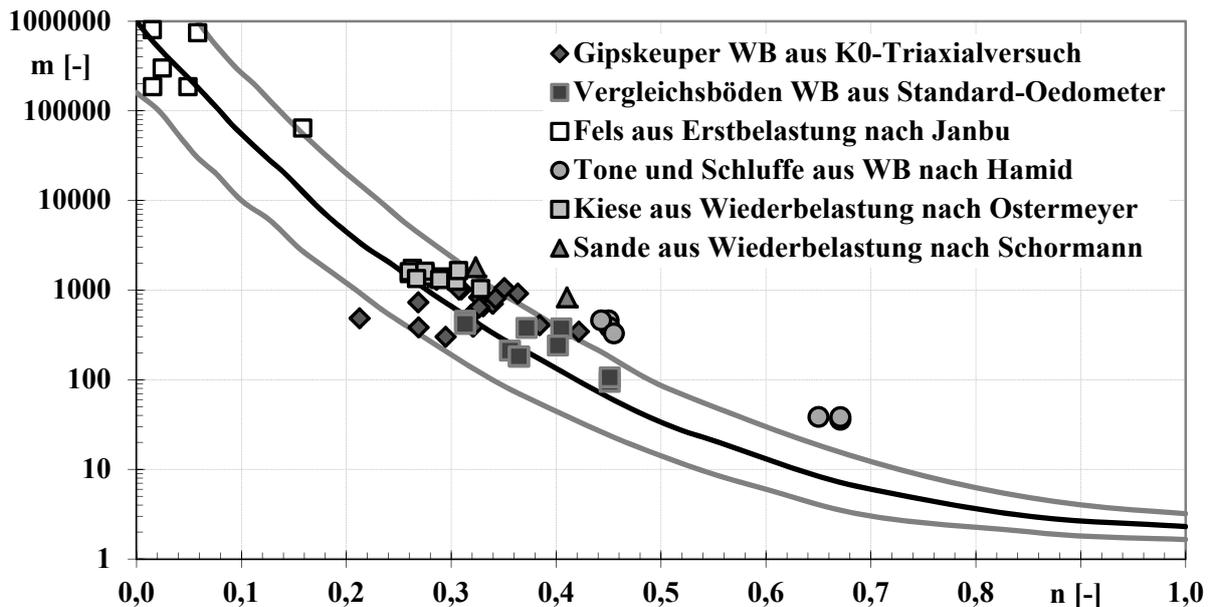


Bild 11.9: Vergleich aller eigenen Böden mit ausgewählten Böden aus der Literatur

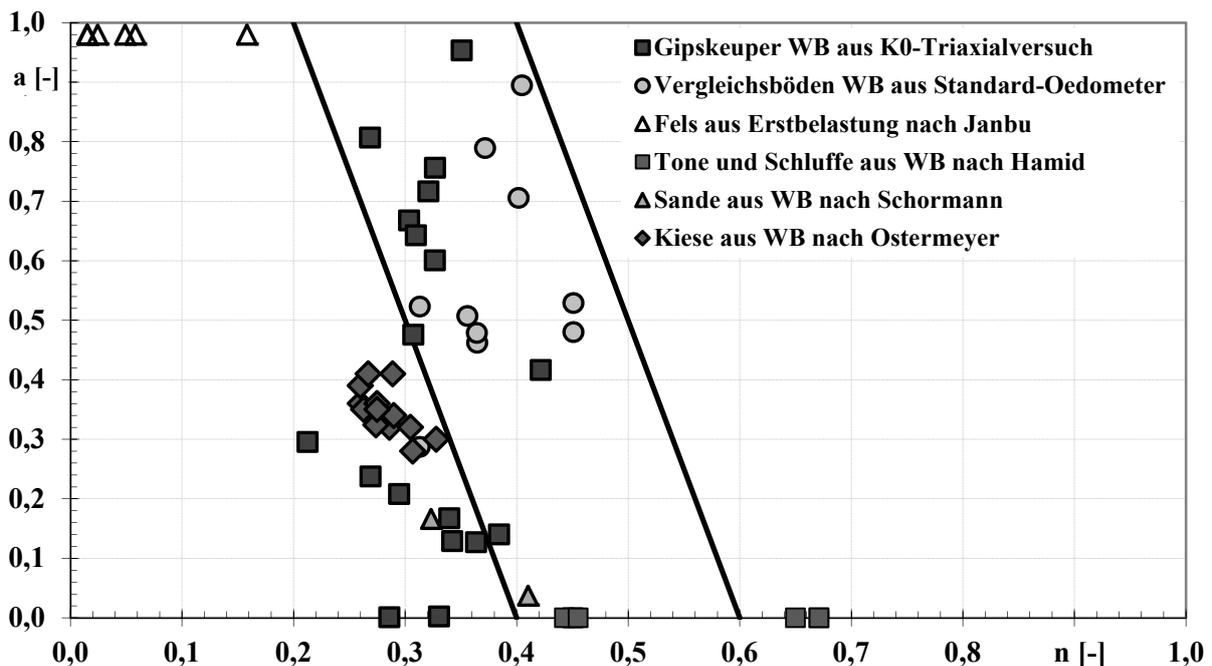


Bild 11.10: Vergleich aller eigenen Böden mit ausgewählten Böden aus der Literatur

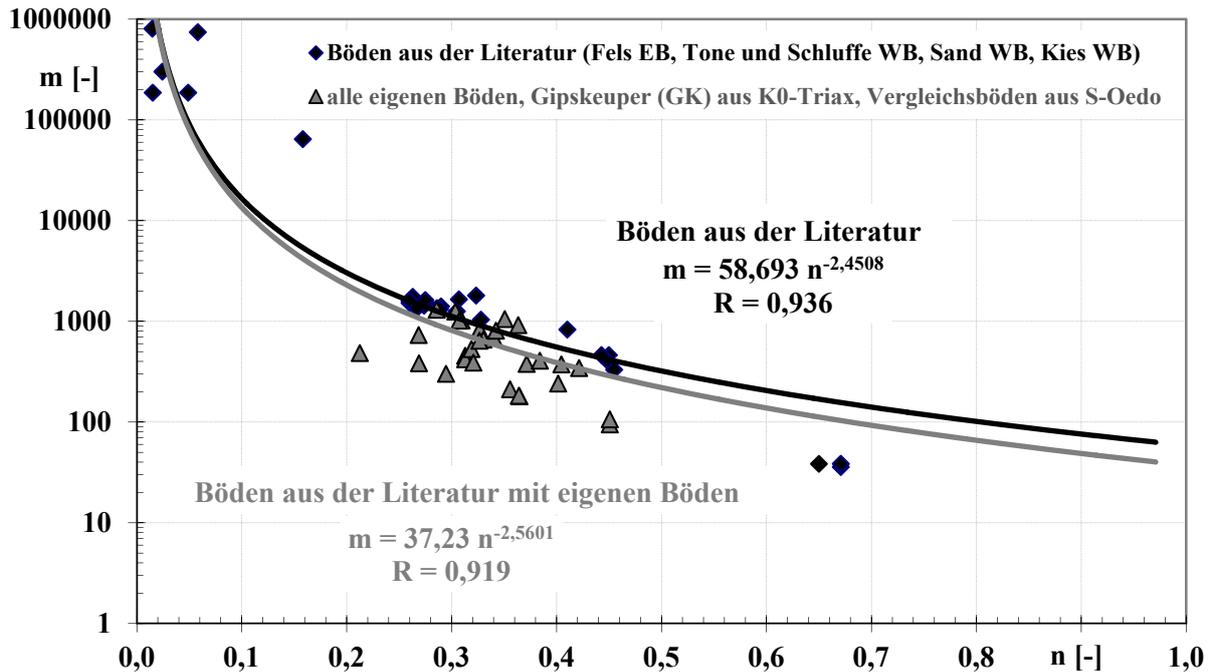


Bild 11.11: Vergleich eigener Böden mit ausgewählten Böden aus der Literatur

Gefundene Korrelationsgleichung mit $R=0,919$:

$$m = 37,23 \cdot n^{-2,5601} \quad (\text{Gl. 11.2})$$

Eine ähnlich gute **Korrelation mit $R=0,936$** wie bei der Erstbelastung ergibt sich für die Wiederbelastung aus den Literaturdaten in Bild 11.11 bei der Abhängigkeit der Modulanzahl m vom Anfangsporenanteil n . Beim Eingliedern der **eigenen Daten der Wiederbelastung** in die Literaturdaten **ergibt sich eine geringfügig niedrigere Korrelation mit $R=0,919$** . Als Bestimmungsgleichung wird Gl. 11.2, bestimmt aus den vorliegenden Literaturdaten und den eigenen Daten, vorgeschlagen.

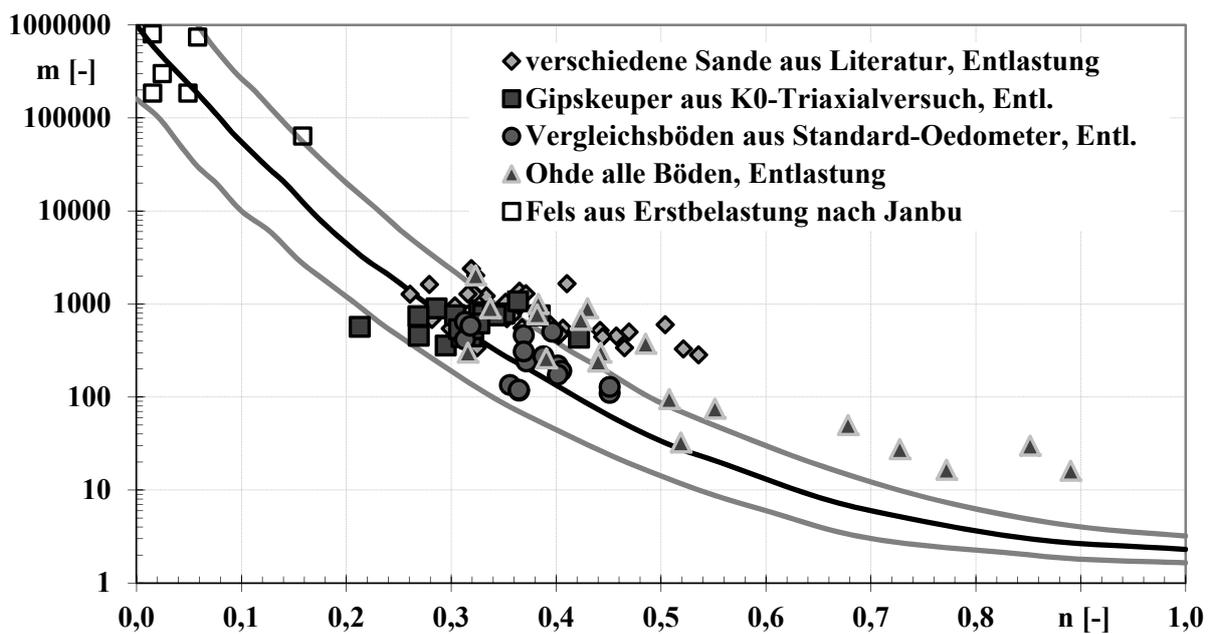


Bild 11.12: Vergleich aller eigenen Böden mit Böden aus der Literatur

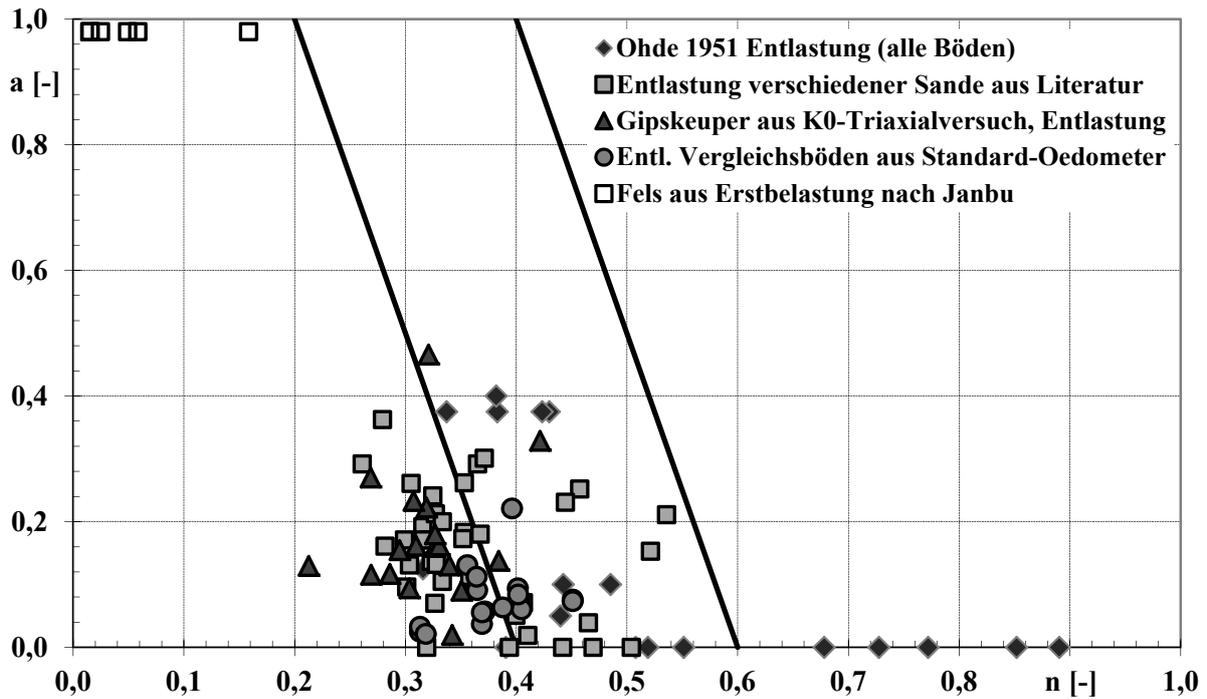


Bild 11.13: Vergleich der eigenen Böden mit allen Böden aus der Literatur

Vergleichbar mit der Erstbelastung wird für die Wiederbelastung für den Steifeexponent a für den untersuchten Gipskeuper ein **Mittelwert für $a = 0,41$** bei einer Streuung zwischen 0,001 und 0,95 mit einer Standardabweichung von $s = 0,29$ vorgeschlagen.

Genauso wie bei der WB in Bild 11.9 sind alle eigenen Werte und Literaturdaten der Moduluszahl m in Abhängigkeit des Anfangsporenanteils n aus der **Entlastung** in Bild 11.12 zusammen mit dem von Janbu gefundenen zeichnerisch-grafischen Vertrauensband für die EB aufgetragen. Die Daten für Fels aus der EB nach Janbu sind hier auch bei der Entlastung, aus oben beschriebenen Gründen, mit dargestellt.

Bild 11.13 zeigt eine Konzentration der Werte für die Entlastung zwischen $a = 0$ bis 0,2 und $n = 0,3$ bis 0,4 neben dem zeichnerischen Vertrauensband für die Erstbelastung nach Janbu. Dadurch zeigt sich ein eher **plastisches Verhalten aller untersuchter Böden** und der **Sandböden aus der Literatur** bei der Entlastung. Da die Werte von a zwischen 0 und 0,2 liegen und damit nahe bei 0 liegen, haben sie keine, bzw. nur eine zu vernachlässigende Bedeutung. Daraus ergibt sich für die Abhängigkeit des Steifemoduls von der Spannung eine Geradengleichung.

Gefundene Korrelation mit $R=0,9$:

$$m = 36,7 \cdot n^{-2,5748} \quad (\text{Gl. 11.3})$$

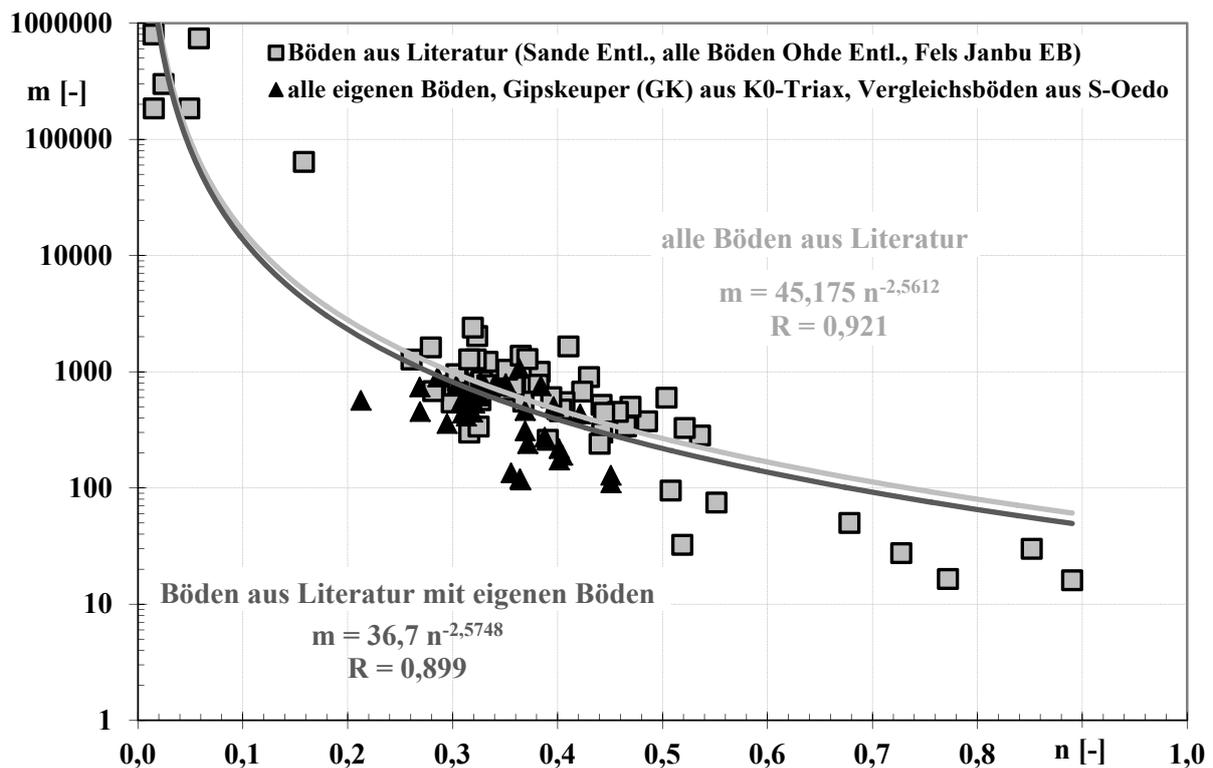


Bild 11.14: Vergleich aller eigenen Böden mit Böden aus der Literatur

Auch bei der Entlastung ergibt sich für die Abhängigkeit der Moduluszahl m vom Anfangsporenanteil n in Bild 11.14 aus den Literaturdaten alleine eine hohe **Korrelation mit $R=0,936$** . Werden **alle eigener Daten der Entlastung** in die Literaturdaten eingegliedert **ergibt sich eine niedrigere Korrelation mit $R=0,899$** . Als Bestimmungsgleichung wird Gl. 11.3 vorgeschlagen. Diese wurde aus den vorliegenden Literaturdaten und allen eigenen Daten aus allen Versuchsarten bestimmt.

Vergleichbar mit der Erst- und der Wiederbelastung wird für die Entlastung für den Steifeexponent a für den untersuchten Gipskeuper ein **Mittelwert für $a = 0,17$** bei einer Streuung zwischen 0,02 und 0,46 mit einer Standardabweichung von $s = 0,1$ vorgeschlagen.

Zwar entstehen durch die Einbeziehung der eigenen Daten etwas geringe Korrelationskoeffizienten, trotzdem lassen sich die selbst bestimmten Daten gut in die Literaturdaten einordnen.

11.2 Nachrechnung der Feldversuche und der Setzungsmessungen

Neben der vergleichenden Bestimmung der Steifemoduln durch verschiedene Labormethoden ist es wichtig die Moduln auf ihre Brauchbarkeit für Setzungsprognosen zu überprüfen. Dies kann am besten durch klein- und großmaßstäbliche Feldversuche und durch Setzungsmessungen geschehen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden sowohl Feldversuche in Form von Plattendruckversuchen und einer großmaßstäblichen Fundamentprobelastung als auch Last-Setzungsmessungen an zwei Einzelfundamenten eines Hochbaus durchgeführt. Einzelheiten hierzu können in den Kapiteln 8 und 9 nachgelesen werden. Da begleitend zu den Feldversuchen und Setzungsmessungen die

Steifemoduln des Bodens im Einflussbereich der Lastplatten und der Fundamente durch die in Kapitel 7 beschriebenen Labormethoden bestimmt wurden, konnten die lotrechten Verformungen des Untergrundes nachgerechnet werden. Das Last-Verformungsverhalten des Bodens bei den Feldversuchen und unter den Fundamenten des Hochbaus wurde mit zwei unterschiedlichen Verfahren, mit der geschlossenen Formel und über die lotrechten Spannungen, nach DIN 4019 nachgerechnet.

Bei den Berechnungen mit der geschlossenen Formel wurden die Steifemoduln direkt als Sekantenmoduln zu den entsprechenden Spannungsbereichen bestimmt, daraus der mittlere Steifemodul berechnet, in die **Verformungsmoduln** umgerechnet, und in die Setzungsformel eingesetzt.

Bei einer weiteren Berechnung mit der geschlossenen Formel wurden die Steifemoduln als Tangentenmoduln indirekt über die Formel in Gl. 11.4 für E_s in Abhängigkeit des Steifebeiwertes m , des Verdichtungsexponenten a und der maßgebenden Spannung σ_0 bestimmt. Auch nach der indirekten Bestimmung der spannungsabhängigen Steifemoduln wurden aus diesen zuerst mittlere Steifemoduln bestimmt und dann in mittlere **Verformungsmoduln** umgerechnet und daraus die Setzungen berechnet.

$$E_s = m \cdot \sigma_a \cdot \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_a} \right)^{(1-a)} \quad \text{Gl. 11.4 (vgl. Gl. 4.21)}$$

Das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens unter dem Fundament des Großversuchs wurde zusätzlich zu den herkömmlichen Berechnungsverfahren nach DIN 4019 noch numerisch mit einem FEM-Programm unter Anwendung von zwei elasto-plastischen Stoffmodellen simuliert. Im Folgenden werden die wichtigsten Berechnungsergebnisse aus Kapitel 10 zusammenfassend dargestellt und besprochen.

11.2.1 Berechnungen mit herkömmlichen Verfahren (DIN 4019):

In den Bildern 11.15 bis 11.19 sind die Messergebnisse der drei Plattendruckversuche, der Fundamentprobelastung und der beiden Fundamente 2 u. 3 zusammen mit den Setzungsrechnungen dargestellt. Es werden die Berechnungen mit lotrechten Spannungen und die Setzungsermittlung mit geschlossenen Formeln mit den tatsächlichen Messungen verglichen. Bei den Berechnungen mit der geschlossenen Formel wird noch das oben erwähnte indirekte Verfahren verglichen. Je nach **Spannungsniveau** kommen die aus den Steifemoduln der **EB und/oder der WB** berechneten **Verformungsmoduln** bzw. die Parameter (m , a) der **Erst- und/oder der Wiederbelastung** aus den **K_0 -Triaxialversuchen** zur Anwendung.

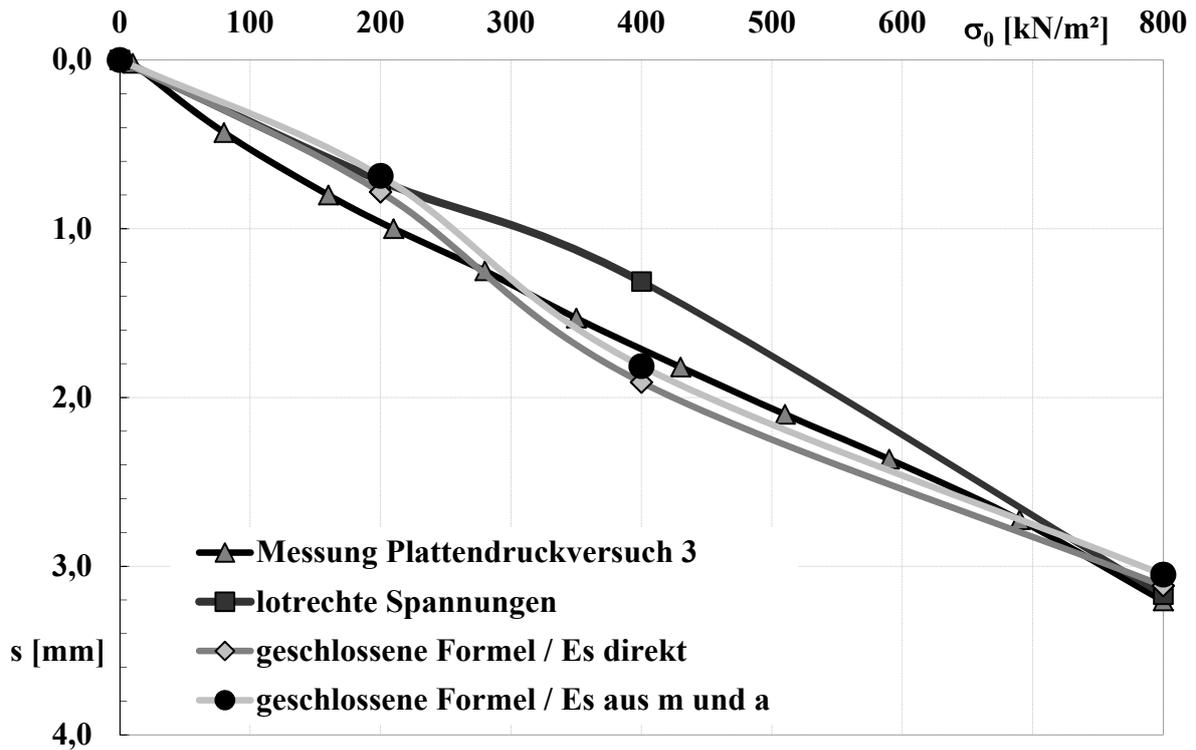


Bild 11.15: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV 1 und 2

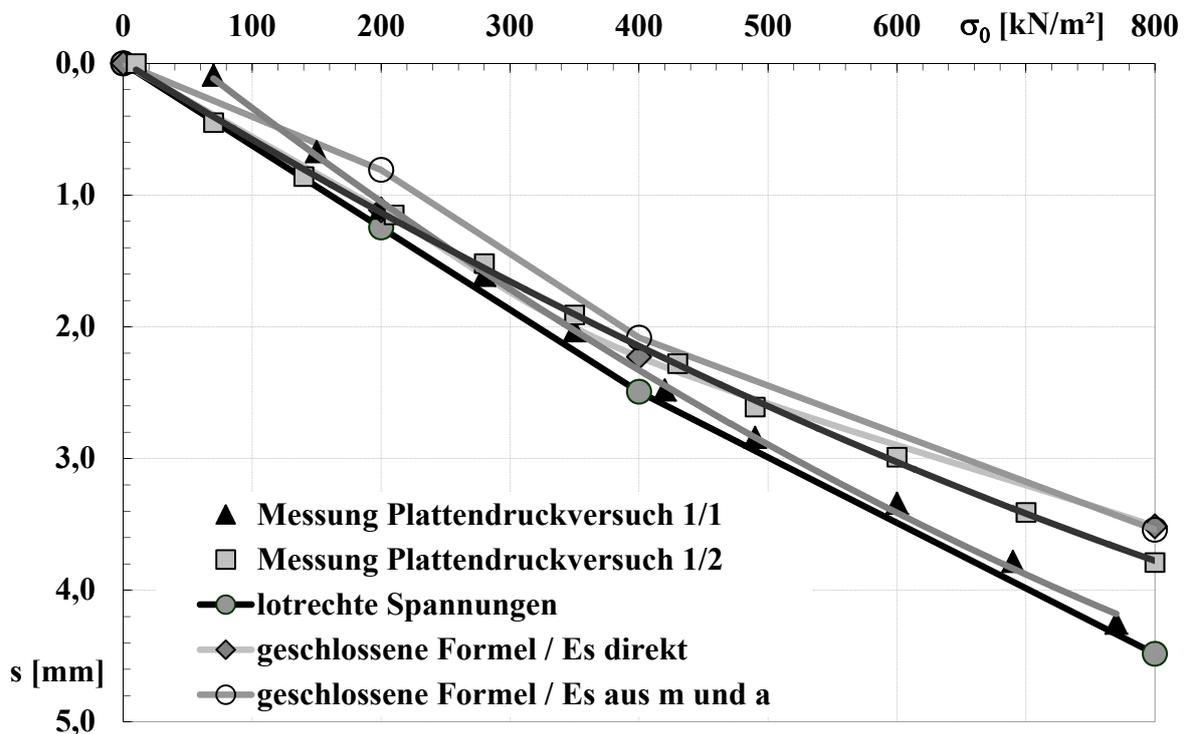


Bild 11.16: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / PDV 3

Grundsätzlich lassen sich alle Plattendruckversuche sowohl mit der Methode der lotrechten Spannungen als auch mit der geschlossenen Formel für baupraktische Zwecke unter Verwendung der aus den Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuchen berechneten Verformungsmoduln mit sehr guter Genauigkeit nachrechnen.

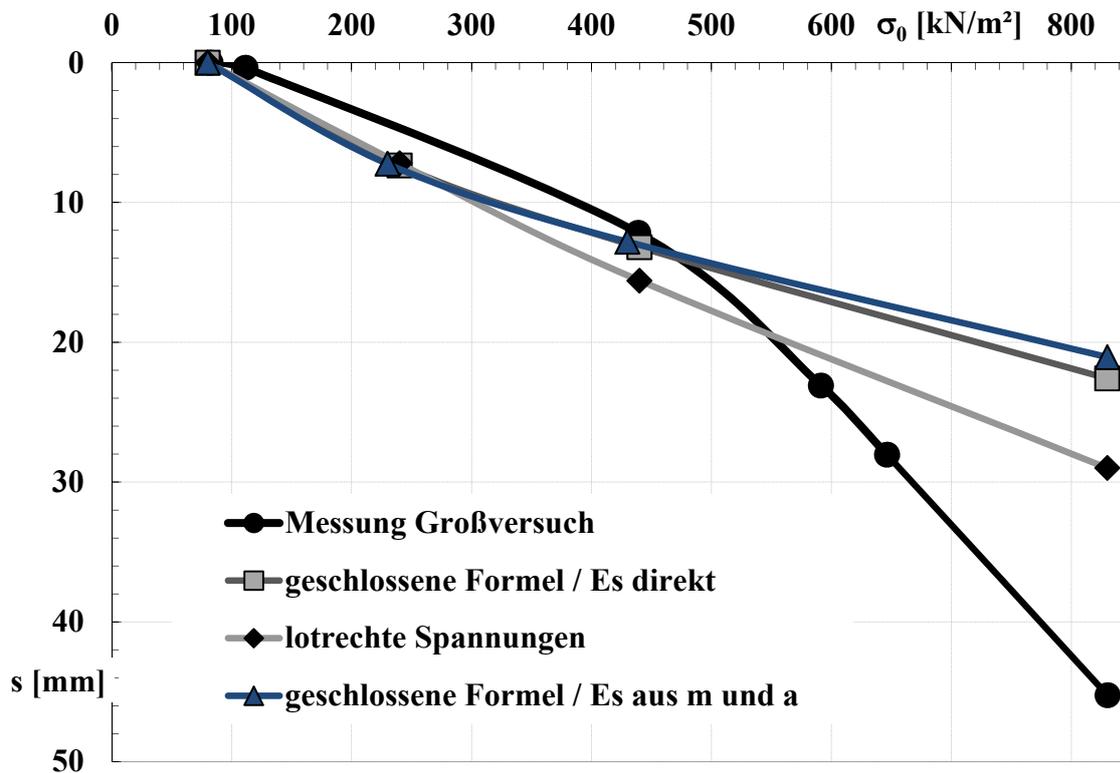


Bild 11.17: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Großversuch

Die Setzungen des Versuchsfundamentes können bis zu einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 500$ kN/m² mit allen Verfahren unter Verwendung der aus den Steifemoduln berechneten Verformungsmoduln aus K_0 -Triaxialversuchen mit einer für baupraktische Zwecke völlig ausreichenden Genauigkeit nachgerechnet werden. Im Gebrauchslastbereich von $\sigma_0 = 600$ kN/m² lassen sich die Setzungen hier nur noch mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen sehr zutreffend berechnen. Bei dieser Spannung weichen die Ergebnisse aus den Berechnungen mit der geschlossenen Formel bis zu 33% von den tatsächlich auftretenden Setzungen ab. Die Verwendung der geschlossenen Formel hat im vorliegenden Beispiel bei einer Sohlspannung von $\sigma_0 = 600$ kN/m² ihre Grenze.

Die beiden Fundamente lassen sich sowohl mit der Methode der lotrechten Spannungen als auch mit der geschlossenen Formel für baupraktische Zwecke unter Verwendung der aus den Steifemoduln berechneten Verformungsmoduln aus K_0 -Triaxialversuchen mit sehr guter Genauigkeit nachrechnen. Die größte Abweichung zwischen Messung und Rechnung liegt bei Fundamt 3 bei ca. 27%.

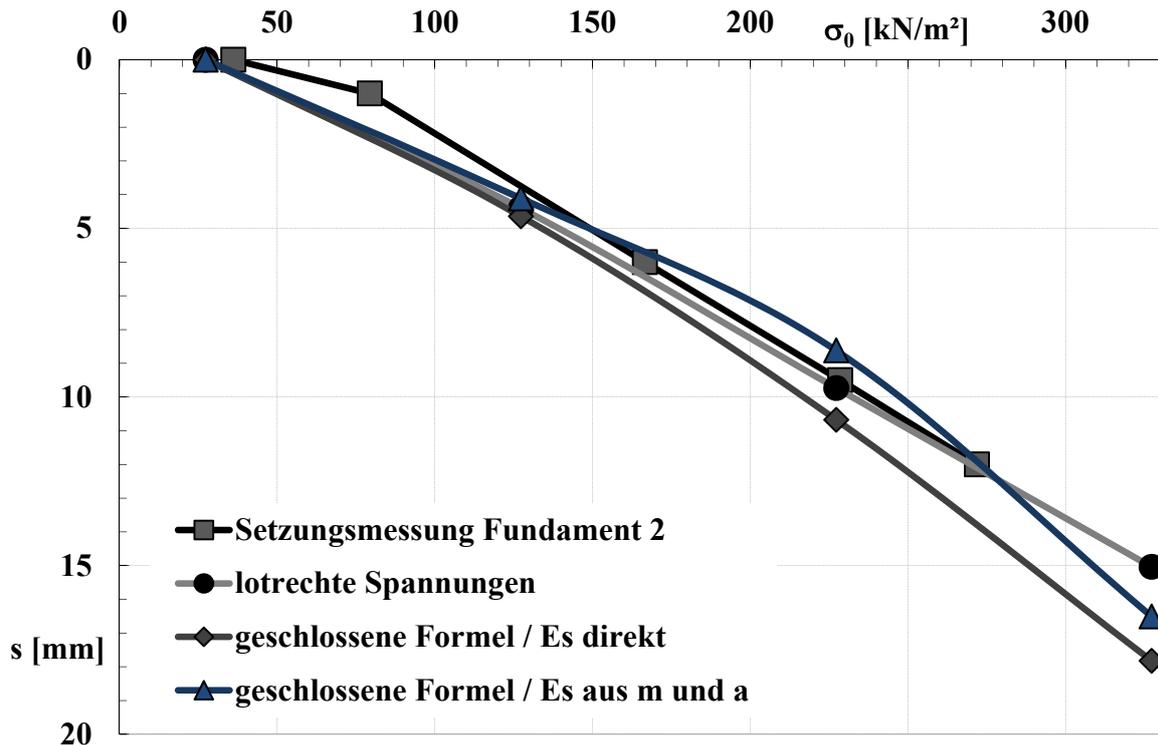


Bild 11.18: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Fundament 2

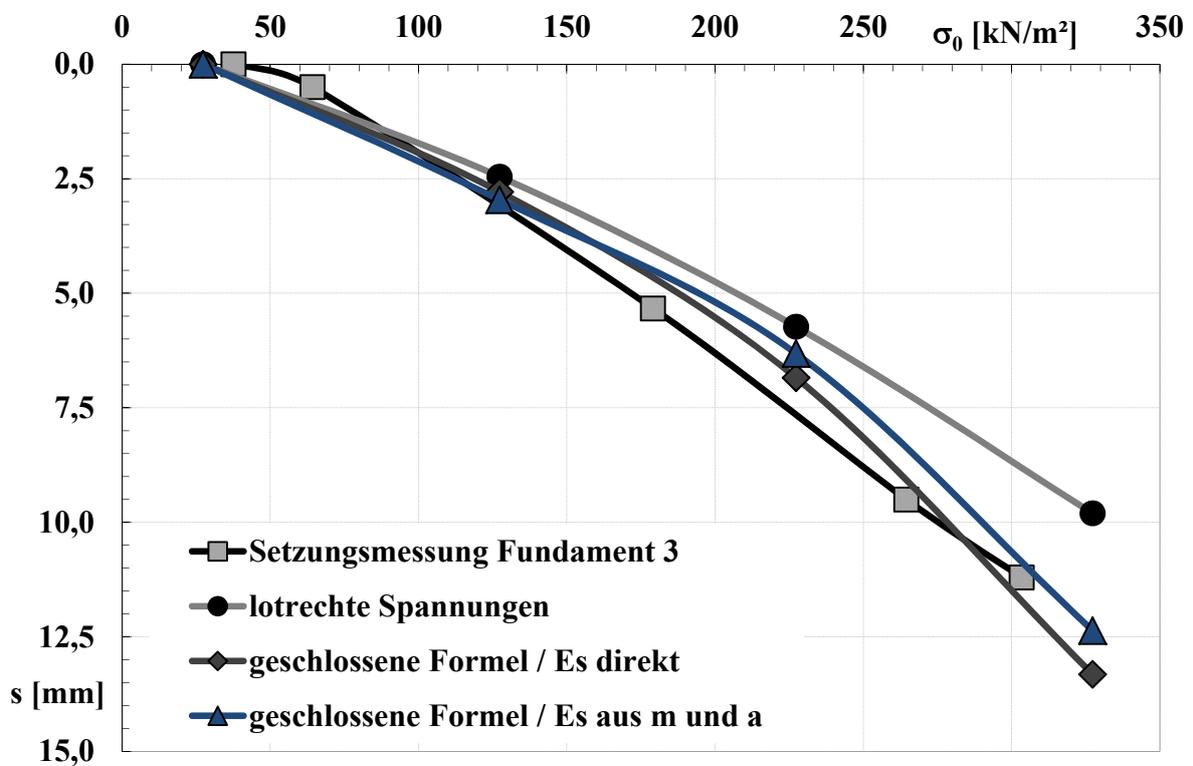


Bild 11.19: Vergleich der Setzungsberechnungen mit den Messungen / Fundament 3

11.2.2 Berechnungen mit numerischen Verfahren (FEM)

Wie in Kapitel 10.1.2 dargestellt können die Setzungen des Versuchsfundamentes ab einer Sohlspannungen von $\sigma_0 = 500 \text{ kN/m}^2$ nicht mehr linear-elastisch ohne Berücksichtigung der Scherparameter nachgerechnet werden. In Bild 11.20 sind die Ergebnisse der numerischen Berechnungen unter Verwendung von zwei Stoffmodellen, welche die Scherparameter berücksichtigen, vergleichend mit den gemessenen lotrechten Verformungen dargestellt.

Bis zur Grundbruchlast von ca. $\sigma_0 = 1500 \text{ kN/m}^2$ lassen sich die lotrechten Verformungen der Erstbelastung mit beiden Stoffmodellen gut nachrechnen. Bei der Simulation der Ent- und Wiederbelastungsstufen können nur mit dem Hardening Soil-Modell realistische lotrechte Verformungen errechnet werden.

Bis zur halben Grundbruchlast von $\sigma_0 = 750 \text{ kN/m}^2$ können mit dem einfacheren Mohr-Coulomb-Modell die tatsächlichen lotrechten Verformungen am realistischsten simuliert werden. Das hochwertigere und damit bezüglich der Eingabeparameter aufwendigere Hardening Soil-Modell liefert bei der halben Grundbruchlast um 21 % zu große Verformungen.

Aufgrund der in den Bildern 11.20 und 11.21 dargestellten Ergebnisse kann gesagt werden, dass die lotrechten Verformungen der Erstbelastung bis zur Grundbruchlast mit dem einfacheren Mohr-Coulomb-Modell für baupraktische Zwecke mit ausreichender Genauigkeit simuliert werden können. Erst bei der Simulation des Sonderfalls der Ent- und Wiederbelastung sollte auf das hochwertigere und damit aber auch aufwendigere Hardening Soil-Modell zur Berechnung realistischerer Verformungen zurückgegriffen werden.

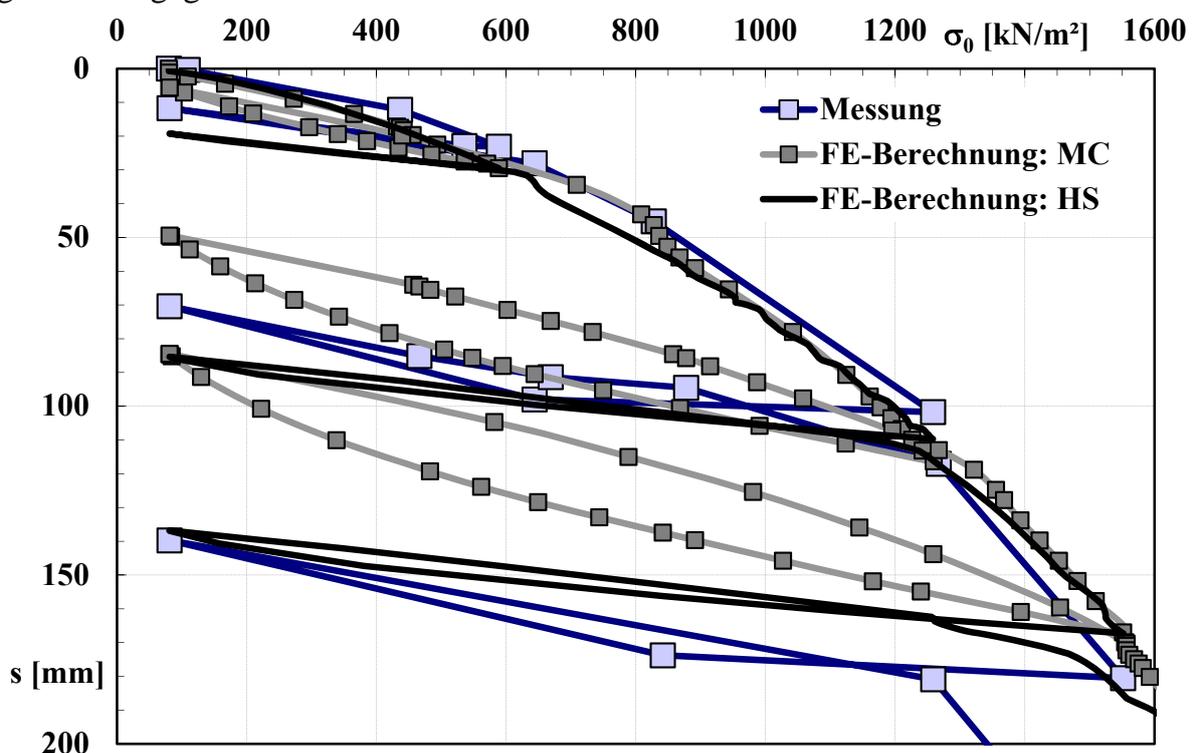


Bild 11.20: Vergleich der FE-Berechnungen mit den Messungen / GOK

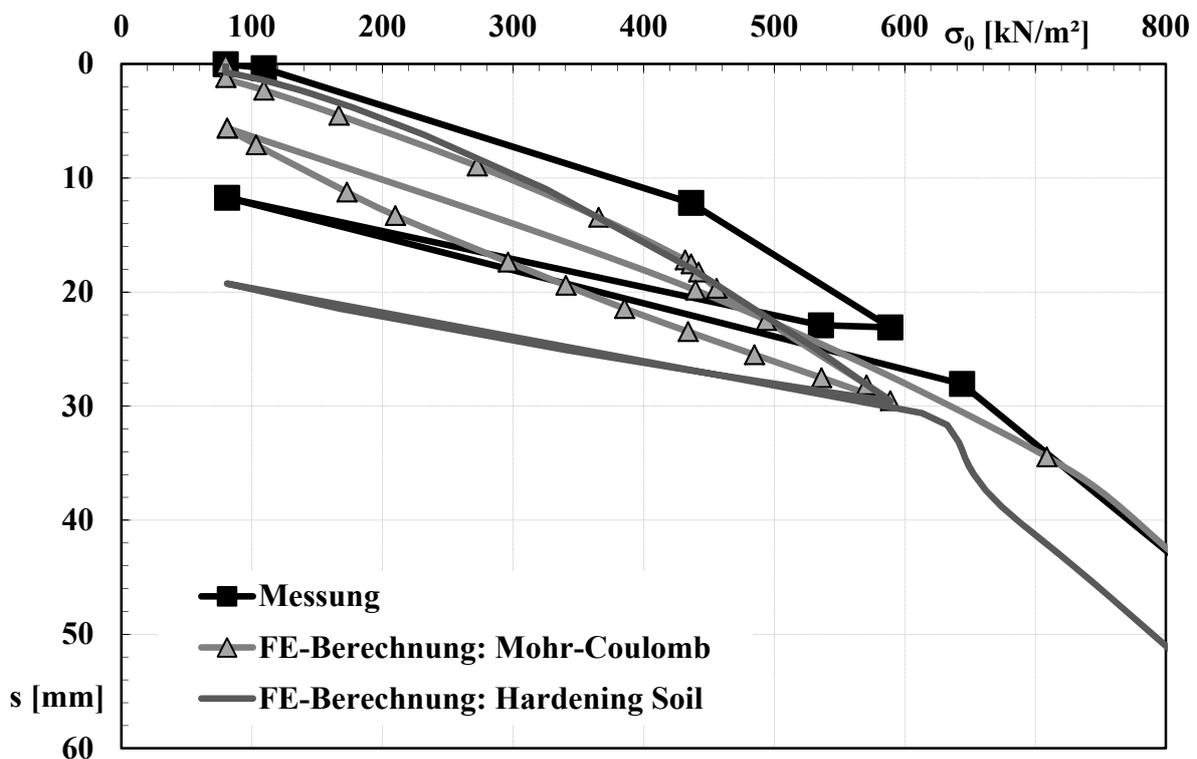


Bild 11.21: Vergleich der FE-Berechnungen mit den Messungen / GOK

11.3 Empfehlungen für die Baupraxis aus den erzielten Erkenntnissen

Wegen der bereits bekannten (vgl. JANBU (1981), RUDERT & FRITSCH (1980), ENGEL (1998), (2002)) und in dieser Arbeit unabhängig von der Bodenart wiederholt gefundenen und bestätigten Abhängigkeit des Verformungswiderstandes der Böden von der Belastungsgeschichte ist eine entsprechende Unterscheidung in die Bereiche: Anfängliche Erstbelastung, Entlastung, Wiederbelastung, Übergangsbereich und folgend wieder eine „spätere“ Erstbelastung bei entsprechend höherem Spannungsniveau erforderlich. Auf diese Weise können bei der Auftragung des Steifemoduls in Abhängigkeit von der Auflastspannung σ sowohl im niederen als auch im höheren Spannungsbereich der anfänglichen Erstbelastung entsprechende Vorbelastungen des Bodens durch ein „wieder Abfallen des Steifemoduls“ bei steigender Spannung gefunden werden (vgl. Bilder 7.25, 7.28, 7.31). Diese Methode zur Bestimmung der Vorbelastung ist einfacher und genauer als die mehrfach bekannten Methoden nach CASAGRANDE (1936) und OHDE (1949).

Aus obigen Grund ist bei der Ermittlung von Steifemoduln der Wiederbelastung im Labor unbedingt zu beachten, dass die Auflastspannungen der Erstbelastung deutlich über dem Spannungsbereich liegen sollten, in dem später die Steifemoduln der Wiederbelastung bestimmt werden. Nur so kann vermieden werden, dass der Spannungsbereich der WB bei der Bestimmung der Wiederbelastungsmoduln in den sich an die WB anschließenden Übergangsbereich hineinreicht, und so gar kein echter Steifemodul der WB bestimmt wird, sondern ein undefiniert gemischter Modul aus WB und Übergangsbereich.

Eine eindeutige und gute Abschätzung der Setzungen gelingt mit den Korrelationsgleichungen in Kapitel 11.1.2 zur Bestimmung des Steifebeiwertes m und einem Mittelwert des Verdichtungsexponenten a in Verbindung mit Gleichung Gl. 11.21 bzw. Gl. 4.21 nach JANBU (1963) (E_s in Abhängigkeit von σ_0). Hierbei muss entsprechend der Belastungsgeschichte in Erst-, Ent- und Wiederbelastungsbereich unterschieden werden. Trotz aller Streuungen ist für Vorentwürfe die Bestimmung des Steifemoduls aus den Korrelationsgleichungen für m und a zusammen mit der Gleichung Gl. 11.21 bzw. Gl. 4.21 nach Janbu günstiger als aus Tabellen in denen Festwerte für E_s angegeben sind, wo aber keine Rücksicht auf die Spannung genommen wird und nur in geringem Maß auf den Anfangsporenanteil eingegangen wird.

Vorteilhaft ist bei beiden Setzungsabschätzungen $m + a$, dass nur die vergleichsweise einfach und schnell im Feld oder im Labor über die Feuchtdichte und Wassergehalt zu bestimmende Anfangsporenzahl e_0 bzw. der Anfangsporenanteil n_0 benötigt wird. Da die hierfür noch erforderliche Korndichte ρ_s innerhalb der jeweiligen Bodenart nur sehr geringfügig schwankt, können hier Mittelwerte für die entsprechende Bodenart verwendet werden. Am schnellsten, ohne jegliche Laborversuche, kommt man mit der Tiefenisotopsonde zu den Eingangsparametern Feuchtdichte und Wassergehalt.

Setzungsberechnungen von Flachgründungen im ausgelaugten Gipskeuper können bis zu einem Sohldruckbereich von $\sigma_0 = 500 - 600 \text{ kN/m}^2$ mit den konventionell analytischen Berechnungsansätzen sowohl mit der geschlossenen Formeln nach LEONHARDT (1963) bzw. nach KANY (1974) als auch mit dem Verfahren der lotrechten Spannungen nach DIN 4019 durchgeführt werden. Für die Berechnungen sollten die Erst- und/oder die Wiederbelastungsmoduln verwendet werden welche mit Hilfe von K_0 -Triaxialversuchen oder ähnlichen Versuchen, bestimmt wurden.

Bei den in dieser Arbeit untersuchten Keuperböden oder vergleichbare Böden sollten für Setzungsberechnungen die aus den Steifemoduln berechneten Verformungsmoduln verwendet werden. Dies führt in denselben und in vergleichbaren Fällen zu genaueren Setzungsberechnungen.

Will man beispielsweise bei setzungsunempfindlichen Bauwerken den maximal zulässigen Sohldruck einer höchstzulässigen Grundbruchlast bei gleichzeitig großen Verformungen (Setzungen) ausnutzen, so sind numerische Berechnungsverfahren, welche die Nichtlinearität bzw. die Scherparameter des Bodens berücksichtigen, zu verwenden. Zur Simulation der Verformungen der Erstbelastung genügt ein einfacheres Stoffmodell, z.B. das Mohr-Coulomb-Modell, mit Berücksichtigung der Scherfestigkeit. Sind die Verformungen der Ent- und Wiederbelastung von Interesse sollte ein erweitertes Stoffmodell, z.B. das Hardening Soil-Modell, mit Verfestigung bzw. Reibungssteigerungsplastizität zur Anwendung kommen.

Bei setzungsempfindlichen Bauwerken wird der zulässige Sohldruck durch eine Begrenzung der Setzungen vorgegeben. In diesen Fällen können die Setzungsberechnungen ausreichend genau mit den konventionell analytischen Ansätzen der DIN 4019 durchgeführt werden.

12 AUSBLICK UND WEITERER FORSCHUNGSBEDARF

In dieser Arbeit konnten Abhängigkeiten des Verformungswiderstandes der Böden von der Belastungsgeschichte bestätigt und an einer Vielzahl von Böden gezeigt werden. Es war jedoch nicht immer möglich die Belastungsbereiche WB – Entl. – EB klar und eindeutig voneinander zu trennen. Insbesondere bei den halbfesten bis festen Keuperböden traten diesbezüglich teilweise Schwierigkeiten bei der Festlegung für den Beginn und das Ende des Übergangsbereiches auf. Hier sollten weitere Kompressionsversuche an halbfesten bis festen Keuperböden oder vergleichbaren Böden durchgeführt werden. Die Versuche sollten mit Geräten durchgeführt werden, in denen eine kontinuierliche Laststeigerung möglich ist, da hier die Abgrenzung der entsprechenden Bereiche eindeutiger ist als beispielsweise im Standardoedometer mit stufenweiser Lastaufbringung. Am geeignetsten haben sich für die festen Keuperböden, wegen der vergleichsweise geringen Probenabmessungen im Kompressionsgerät und der unvermeidlichen Probenstörungen beim Einbau in den Oedometerring (vgl. Kap. 1), kraftgesteuerte K_0 -Triaxialversuche oder vergleichbare Versuche mit entsprechend großen Probenabmessungen und kontinuierlicher Lastaufbringung erwiesen. Auf die Vorteile der K_0 -Triaxialtechnik bei der Untersuchung von spröden, stückigen, festen und teilverwitterten Felsböden wurde eingehend in der vorliegenden Arbeit eingegangen. Stärker verwitterte Felsböden mit steifer bis halbfester Konsistenz ohne spröder und stückiger Struktur, alle Böden im plastischen Konsistenzbereich, Sande und deren Gemische mit Ton und Schluff können am Besten im kraftgesteuerten Kompressionsversuch mit kontinuierlicher Lastaufbringung bzgl. der Belastungsbereiche WB – Entl. – EB untersucht werden.

Für die Erstbelastung konnten Korrelationsgleichungen für die Abhängigkeiten des Steifebeiwertes m vom Anfangsporenanteil n mit guten bis sehr guten Regressionen ($R=0,85$ bis $R=0,94$) und für die Abhängigkeiten des Verdichtungsexponenten a vom Anfangsporenanteil n mit noch befriedigenden bis guten Regressionen ($R=0,71$ bis $0,9$) bestimmt werden. Um jedoch die Korrelationsgleichungen und die Regressionen noch zu verbessern fehlen für die Erstbelastung Daten aus Böden mit niedrigen Anfangsporenanteilen zwischen $n = 0$ und $n = 0,3$.

Bei der Ent- und Wiederbelastung zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei der Erstbelastung bzgl. Korrelationsgleichungen und den dazugehörigen Regressionen ($R=0,72$ bis $0,94$). Hier ist jedoch bei der Entlastung und bei der Wiederbelastung eine deutliche Vergrößerung der Datenbasis sowohl an Böden mit niedrigen Anfangsporen-

anteilen zwischen $n = 0$ und $n = 0,3$ als auch an Böden mit größeren Anfangsporenanteilen zwischen $n = 0,4$ und $n = 1,0$ erforderlich.

Durch die vorliegende Arbeit konnte die Anwendbarkeit der Verformungsmoduln bestimmt aus den Erst- und Wiederbelastungsmoduln aus K_0 -Triaxialversuchen für Setzungsberechnungen von Flachgründungen in zwei Formationen des ausgelaugten Stuttgarter Gipskeupers gezeigt werden. Eine Übertragung der Erkenntnisse auf andere Formationen des verwitterten Stuttgarter Gipskeupers oder gar auf weitere teilweise verwitterte Tonsteine (z.B. Nürnberger Keuper, Magdeburger Mergel) ist nicht ohne weiteres möglich.

Um eine Anwendung der gemachten Erkenntnisse auf andere verwitterte Felsformationen zu gewährleisten, wird empfohlen ähnliche Labor- und Felduntersuchungen, wie in der vorliegenden Arbeit beschrieben, durchzuführen. Diese können in einen weit geringeren Umfang ausgeführt werden. Die Anwendbarkeit der im Labor bestimmten Moduln kann beispielsweise durch einfache Setzungsmessungen überprüft werden.

Zur Überprüfung der ersten Ansätze der Anwendbarkeit von aus Steifemoduln der 1. und evtl. der 2. Wiederbelastung aus Standardoedometerversuchen berechneten Verformungsmoduln anstelle der aus Erstbelastungsmoduln aus K_0 -Triaxialversuchen bestimmten Verformungsmoduln für eine erste grobe Abschätzungen der Setzungen liegen dieser Arbeit zu wenig Daten vor (vgl. Abschnitt 11.1.1, Tab. 11.3 u. 11.4 auf S. 165 u. 170). Um die Brauchbarkeit der kostengünstig und mit vergleichsweise geringem versuchstechnischem Aufwand im Standardoedometer zu bestimmenden Wiederbelastungsmoduln für erste grobe Setzungsabschätzungen vorab, sollte eine Vielzahl von Vergleichsversuchen zwischen 1. WB bzw. 2. WB aus Standardoedometerversuchen mit EB aus K_0 -Triaxversuchen oder vergleichbaren Versuchen gemacht werden. Diese Untersuchungen waren anfangs nicht Ziel dieser Arbeit, sie wurden nur vereinzelt, wenn entsprechende Daten vorlagen „nebenbei“ ausgeführt und konnten später aus Zeitgründen nicht mehr im Rahmen dieser Arbeit vertieft durchgeführt werden.

13 ZUSAMMENFASSUNG

Die Bestimmung des Steifemoduls E_s zur Bestimmung der Verformungsmoduln E_v für Setzungsprognosen an Proben aus vorbelasteten, überkonsolidierten bzw. diagenetisch verfestigten (verkitteten) Tonböden stößt auf besondere labortechnische Schwierigkeiten. Oedometerversuche erbringen zu kleine Steifemoduln. Bei festen Proben ist der Einbau in das Gerät problematisch oder oft gar nicht möglich. Eine Alternative ist die Ermittlung von Streifemoduln an Proben mit einem Durchmesser von 100 mm im Triaxialversuchsgerät unter gesteuerten K_0 -Bedingungen.

In der vorliegenden Arbeit wurden im Labor für Geotechnik der Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik Versuche zur Bestimmung des Steifemoduls an vorbelasteten Tonböden, hier am Stuttgarter Gipskeuper, durchgeführt. Aus ein und demselben Bohrkern wurde eine Teilprobe klassisch im Oedometergerät und die andere, größere Teilprobe, im Triaxialgerät unter K_0 -Bedingungen untersucht.

Um die grundsätzliche Vergleichbarkeit der verwendeten Versuchsmethoden nachzuweisen, wurden vergleichend Böden die sehr homogen, normalkonsolidiert und feinkörnig sind, untersucht. Hierfür wurden sowohl natürlich entstandene Schluff-Tonblöden als auch drei verschiedene im Labor aufbereitete Böden verwendet.

Es werden vergleichend vorgestellt die Versuchsergebnisse aus:

- Standard-Oedometerversuchen
- Oedometerversuchen mit kontinuierlicher Laststeigerung
- gesteuerten K_0 -Triaxialversuchen

Im Mittel zeigen sich beim festen Gipskeuper für die Spannungsbereiche $\sigma_0 = 50 \text{ kN/m}^2$ bis max. 1600 kN/m^2 Verhältnisfaktoren F_{K-Es} zwischen Steifemoduln aus K_0 -Triax und Oedometer von 2,2 für die Erstbelastung, für die Wiederbelastung ergeben sich diese im Mittel zu 2,1.

Bei den zuvor genannten Vergleichsversuchen an anderen bindigen Böden wurden für dieselben Spannungsbereiche Verhältnisfaktoren F_{K-Es} von 1,3 für die Erstbelastung ermittelt. Die Unterschiede für die Erstbelastung bei diesen Böden sind gering, womit eine Vergleichbarkeit der Versuchsmethoden nachgewiesen werden konnte. Für die Wiederbelastung ergaben sich höhere Werte, die allerdings auf Grund steuerungsbedingter Ungenauigkeiten nur bedingt aussagefähig sind.

Um die unter Verwendung von Laborwerten prognostizierten Setzungen und Verformungen für Flachgründungen zu überprüfen, wurde ein Großversuch in Form einer Fundamentprobelastung auf dem Gipskeuper (Dunkelroter Mergel) mit begleitenden Verformungsmessungen realisiert.

Beim Vergleich der gemessenen Verformungen am Fundament mit denen aus 1 m Tiefe zeigt sich, dass sich in 1 m Tiefe unter Gebrauchslast nur noch 39 bis 45 % und nahe der Grenzlast nur noch 25 bis 31 % der Fundamentsetzungen einstellen.

Vergleicht man die gemessenen Setzungen mit den Berechnungen bei denen Verformungsmoduln, bestimmt aus den Steifemoduln aus K_0 -Triaxialversuchen, verwendet wurden, zeigt sich für den Gebrauchslastbereich eine gute Übereinstimmung.

Für den Gebrauchslastbereich bis etwa $\sigma_0 = 600 \text{ kN/m}^2$ können die Setzungen von Flachgründungen bei der vorliegenden Situation mit ausreichender Genauigkeit mit den Berechnungsansätzen der DIN 4019 prognostiziert werden. Zur Bestimmung der für die Berechnung erforderlichen Verformungsmoduln werden K_0 -Triaxialversuche oder vergleichbare Versuche empfohlen. Oedometerversuche ergeben an Gipskeuperproben in der Erst- und Wiederbelastung viel zu kleine Moduln. Damit sind Erst- und Wiederbelastungsmoduln aus Oedometerversuchen für diese Art von Böden nicht geeignet.

Für Sohlspannungen über 600 kN/m^2 ist das Last-Setzungsverhalten zunehmend nicht-linear, der Boden kann mit dem linear-elastischen Stoffmodell nicht mehr zutreffend beschrieben werden. Deshalb wurde die über diesen Spannungsbereich deutlich hinausgehende Fundamentprobelastung mit FEM-Analysen unter Verwendung von zwei nicht-linearen Stoffmodellen simuliert. Die gemessenen Verformungen konnten sowohl mit einem einfachen elastisch-idealplastischen Stoffgesetz (Mohr-Coulomb) für die Erstbelastung als auch mit einem erweiterten Modell mit Verfestigung für die Erst-, Ent- und Wiederbelastung gut beschrieben werden.

Um weitere Anwendbarkeiten der Laborwerte des untersuchten Gipskeupers aus Stuttgart zu überprüfen, wurden Plattendruckversuche und Spannungs-Verformungsmessungen an zwei Einzelfundamenten eines Hochbaus realisiert. Die Belastung erfolgte in beiden Fällen direkt auf dem Gipskeuper des Mittleren Gipshorizontes.

Vergleicht man die gemessenen Setzungen der Plattendruckversuche und der Einzelfundamente mit den Berechnungen mit Verformungsmoduln aus K_0 -Triaxialversuchen zeigen sich Abweichungen zwischen 0,5 und maximal 17 %.

Für die vorliegende Situation können Setzungen mit ausreichender Genauigkeit mit den konventionell analytischen Berechnungsansätzen der DIN 4019 prognostiziert werden. Zur Bestimmung der für die Berechnung erforderlichen Verformungsmoduln werden K_0 -Triaxialversuche oder vergleichbare Versuche empfohlen. Oedometerversuche ergeben an der hier untersuchten Teilschicht in der Erst- und Wiederbelastung

im direkten Vergleich mit den Ergebnissen aus K_0 -Triaxialversuchen viel zu kleine Moduln und sind hier nicht geeignet.

Für eine grobe Abschätzung der Setzungen unter Spannungen im Erstbelastungsbereich können auch bedingt Wiederbelastungsmoduln aus Oedometerversuchen verwendet werden.

Das Modell und das Konzept der Parameterbewertung des Großversuchs konnten durch die durchgeführten Plattendruckversuche und Last-Setzungsmessungen an zwei Einzelfundamenten bestätigt werden.

Beim Vergleich der in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnissen aus Labor- und Feldversuchen mit vorliegenden Veröffentlichungen und Untersuchungen vergleichbarer Böden, z.B. aus Nürnberg und Magdeburg, zeigen sich sehr gute Übereinstimmungen. Insbesondere die Verhältnissfaktoren F_{K-Es} zwischen 2 und 3 bei überkonsolidierten Tonböden konnten bestätigt werden.

Für alle untersuchten Böden wurden Kompressions- und Schwellindex nach TERZAGHI (1943) bestimmt und daraus Abhängigkeiten für C_c und $C_{s,r}$ von der Anfangsporenzahl bestimmt. Beim Vergleich bzw. bei der Integration mit einer Vielzahl von Daten für alle Bodenarten aus der Internationalen Literatur ergeben sich lineare Korrelationsgleichungen für $C_c - e_0$ mit Regressionen $R=0,68$ bis $R=0,82$ und für $C_{s,r} - e_0$ mit $R=0,7$ bis $R=0,77$. Die Regressionswerte R sind abhängig vom Spannungsbereich, von der Bodenart und vom Bereich von C_c bzw. $C_{s,r}$. Die eigenen Daten lassen sich hier sehr gut mit den Literaturdaten vergleichen bzw. sich in diese gut „eingliedern“.

Für grobe Näherungen, z.B. für Vorbemessungen, werden Abhängigkeiten zwischen Auflastspannungen und Steifemoduln für die Erst- und für die Wiederbelastung angegeben. So lassen sich Moduln für beliebige Spannungen direkt abschätzen.

Aus allen Kompressionsversuchen im Oedometer und im K_0 -Triaxialversuch wurden die Parameter Steifebeiwert m und Verdichtungsexponent a der spannungsabhängigen Beziehung des Steifemoduls E_s nach Janbu für die Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung bestimmt und vergleichend mit einer Vielzahl von Literaturdaten in die von Janbu rein grafisch-zeichnerischen Abhängigkeiten der Parameter vom Anfangsporenanteil n dargestellt. Danach wurden für die Abhängigkeit $m - n$ Korrelationsgleichungen für die Literaturdaten alleine und für die eigenen Daten zusammen mit den Literaturdaten mit Korrelationskoeffizienten zwischen $R=0,9$ und $R=0,94$ bestimmt. Der in dieser Arbeit bestimmte Parameter für die Spannungs-Verformungsbeziehung m und dessen Abhängigkeit von n lassen sich sehr gut mit den vorliegenden Daten aus der Literatur vergleichen, bzw. in diese „eingliedern“. Da der Steifeexponent a nur geringfügig vom Anfangsporenanteil n abhängt und an den in dieser Arbeit untersuchten Böden weder sinnvolle Korrelationen mit $R > 0,8$ zwischen a und n , noch Abhängigkeiten von a zur Korngröße gefunden wurden, werden für die Steifeexponenten Mittelwerte angegeben.

LITERATURVERZEICHNIS:

- ALNOURI, I., SALEAM, S. (1994):** Compressibility Characteristics of Gypseous Sandy Soils, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 17, No. 1, Mar, 1994, pp. 465-474
- AMMANN, P, BRETH, H., STROH, D. (1975),** Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons, Institut für Grundbau, Boden-, und Felsmechanik, Heft 15, TH Darmstadt
- BACHMANN, G. H. (1974):** Grundgipsschichten und Bochinger Horizont (Mittlerer Keuper) in Nordost-Württemberg. – *Jh. geol. Landesamt Baden-Württemberg*, 16
- BALASUBRAMAN, A. S.; BRENNER, P. (1981):** Consolidation and settlement of soft Clay, *Soft clay engineering*, Chapter 7, pp. 479-566
- BARADAR-RAZIZADEH, F. (1980):** Geomechanische Eigenschaften der Verwitterungszonen der diagenetisch verfestigten Tone des Dogger Alpha, Grundbauinstitut der LGA Bayern, Heft 41
- BAUER, E (1992):** Zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe unter vorwiegend oedometrischer Beanspruchung, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 130
- BERNAUER, A. (2000):** Vergleichende Berechnungen verschiedener Spannungs-Verformungsprobleme im Gipskeuper, Diplomarbeit im Fachgebiet Geotechnik, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, unveröffentlicht S. 79 - 96
- BIAREZ, J. & HICHER, P.-Y., (1994),** Elementary mechanics of soil behaviour, Ecole Centrale de Paris, Cedex, France, A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield/1994
- BJERRUM, L., (1967),** Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, *Proc. ASCE*, Vol. 93, SM 5, 1967, pp. 2 - 49
- BLIGHT, G. E. (1997),** *Mechanics of Residual Soils*, ISBN 9054106964, pp. 1-63 95-221,
- BOROWICKA, (1970),** Über die Setzung von Bauwerken, VGB 51, pp. 199

- BRETH, H.** (1963), Über Setzungen von Bauwerken auf Ton, 3rd ECSMFE, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 101-106
- BROUILLETTE, R. P., Robinson, R. A; Kucker, M. S.** (1993), The SSC exploratory shaft construction, instrumentation, and analysis, Annual Meeting - Association of Engineering Geologists, vol.36, pp.44, 1993
- BRUNHOF, W.** (1983), Geomechanische Eigenschaften halbfester Tonsteine der oberen Röt-Folge in der westlichen Kuppenröhn, Dissertation, Uni Kiel
- BRUNNER, H.** (1988): Zur lithostratigraphischen Gliederung des Mittleren Gips horizontes und des Horizontes der Acrodus-/Corbulabank im nördlichen Baden-Württemberg. – Ges. Naturkde. Württemberg, Sonderbd. 1: S. 206 - 225, 11 Abb.; Stuttgart, Korb (Goldschneck).
- BRUNNER, H/WURM, F.** (1983): Stratigraphie und Mächtigkeit der unteren Gipskeuperschichten (km1, Grabenfeld-Folge) in Baden-Württemberg. – Jber. Mitt. oberrhein. geol. Ver., N.F. 65: S. 307 - 344, 22 Abb., 4 Tab.; Stuttgart.
- CAFARO, F. & COTECCHIA, F.** (2001): Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering, GEOTECHNIQUE, Vol. 51, No. 5, pp. 441-453, 2001
- CASAGRANDE, A.** (1936): The Determination of Preconsolidation Load and its Practical Significance, Proc., 1st Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., pp. 60-64.
- CHANDLER, R. J.** (1969): The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl, Géotechnique 19, No. 3, pp. 321 – 334
- CHANDLER, R. J.** (1998): The engineering properties of Mercia Mudstone, CIRIA Seminar on the engineering properties of Mercia Mudstone, Derby, Nov. 25th 1998, pp. 4/1-4/16, 1998
- CLAYTON, C.** (1989): The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation Geotechnical Instrumentation, Geotechnical Testing Journal, Vol. 12, No. 1, pp. 69-76
- COUTINHO, R.Q. et.al.** (1998): Geotechnical characterization of a young residual soil/gneissic rock of a slope in Pernambuco, Brazil. 2nd International Symposium on The Geotechnics of Hard Soils and Soft Rocks, Vol. 1, Naples, Italy, pp. 115–126.
- COZZOLINO, E.** (1961): Statistical Forecasting of Compression Index, 5th ICSMFE, Paris, 1961, Vol. 1, pp. 51 - 53

- D'ELIA, G. F., et al. (1991):** Mechanical behaviour of a highly tectonized Miocenic "Mudstone", Int. Symp. The geotechnics of structurally complex formations, 1991, Vol. 1, p. 183
- DAVIS, A. G. (1971):** The settlement of structures founded on weathered soft rock, with a particular reference to Keuper Marl; Proc. Symp. on the Interaction between Structures and Foundations / July 1971; pp. 18-28
- DGEG, AK 19 (1986):** Empfehlung Nr. 11 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels- der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. Quellversuche an Gesteinsproben. Bautechnik 63, H. 3, S. 110 - 104.
- DGEG, AK 19 (1986):** Empfehlung Nr. 12 des Arbeitskreises 19 Versuchstechnik Fels- der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Stufentriaxialversuche
- DIN 4017 (1979):** Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiederstandes von Flachgründungen
- DIN 4019 (1979), (2011) Entwurf:** Baugrund, Setzungsberechnungen, Teil 1: bei lot-rechter, mittiger Belastung
- DIN 18122 (1997):** Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Teil 1: Bestimmung der Fließ und Ausrollgrenze Bestimmung
- DIN 18132 (1995):** Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Wasseraufnahmevermögen
- DIN 18134 (1990):** Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Plattendruckversuch
- DIN 18135 (2011) Entwurf:** Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Eindimensionaler Kompressionsversuch
- DIN 18137 (1990):** Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung der Scherfestigkeit, Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen, Teil 2: Triaxialversuch.
- DIN 18196 (1988):** Erd- und Grundbau, Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- DZWILEWSKI, P. T. & Richards, A. F. (1974):** Consolidation properties of wilkinson basin soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 100, No. GT10, October 1974, pp. 1175 - 1179

- EINSELE, G.** (1985): Auflockerung und Verwitterung in der Ingenieurgeologie: Übersicht, Feldansprache, Klassifikation (Verwitterungsprofile) – Einleitender Beitrag. Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen. Herausgegeben von Karl-Heinrich Heitfeld. Berlin, Heidelberg: Springer, 1985. S. 2 – 23.
- EINSELE, G. & WALLRAUCH, E.** (1964), Verwitterungsgrade bei Mesozoischen Schiefertonen und Tonsteinen und ihr Einfluss bei Standsicherheitsproblemen, Vorträge zur Deutschen Baugrundtagung, DGGEG Essen 1964, pp. 59 – 89
- EMMERT, U.** (1985): Das fränkische Wort „Keuper“. – Jber. Mitt. oberrhein. geol. Ver., N.F. **67**: S. 173 - 175, Stuttgart.
- ENGEL, J.** (1998): Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Dresden, Heft 5
- ENGEL, J.** (2002): Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der TU Dresden, Heft 10
- EPHESER, M.** (2000): Rechnerische Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens von Flachgründungen im Gipskeuper, Diplomarbeit, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, Labor für Geotechnik, Stuttgart, unveröffentlicht
- FRANKE, E. ET AL.,** (1985): Anisotropie des Eigenspannungszustandes der wechsellaagernden Locker- und Festgesteine des Frankfurter Raumes. Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen. Herausgegeben von Karl-Heinrich Heitfeld. Berlin, Heidelberg: Springer, 1985. S. 399 – 416.
- FREEMAN, G. L.** (1936): Soil survey of the Flushing Meadow Park site, Long Island, New York. Proc. Harvard Conference on Soil Mechanics, I, p.25
- GARZONIO, C. A. & Sfalanga, A.** (2003), Geomechanical characterization of a tectonized shaley complex in the hilly area around Florenz, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 62, No. 4, pp.289 - 297
- GEOLOGISCHE KARTE VON BADEN-WÜRTTEMBERG, 1 : 50 000 (aGK50),** (1998) Stuttgart und Umgebung. Normaldruck mit Erläuterungen, gefaltet, LGRB-BW-aGK50-1-4, 3. überarbeitete und erweiterte Auflage (Karte)
6. völlig überarbeitete Auflage (Erläuterungen)
- GIASI, C. I., CHERUBINI, C. & PACCAPELO, F.** (2003): Evaluation of compression index of remoulded clays by means of Atterberg limits, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 62, No. 4, pp. 333 - 340
- GONZALES, E. R.** (1984): Contribution a l'étude du comportement des argiles sous sollicitation cycliques, S. 47 ff.

- GRASSHOFF, H. (1955):** Setzungsberechnungen starrer Fundamente mit Hilfe des "kennzeichnenden Punktes", *Der Bauingenieur*, 30. Jahrg., Heft 2, Seite 53-54
- GRASSHOFF, H. (1959):** Flächengründungen und Fundamentsetzungen, W. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, München
- GRUNDBAUTASCHENBUCH, (1990):** Vierte Auflage, Teil 1, 1.5 Eigenschaften von Boden und Fels, ihre Ermittlung im Labor, von Soos, Seite 112 – 113
- GRÜNDER, J. (1978),** Struktureller Aufbau und geomechanische Eigenschaften eines stark überkonsolidierten Tones – am Beispiel des Feuerletzens, *Grundbauinstitut der LGA Bayern*, Heft 31
- GUDEHUS, G. (1980):** Materialverhalten von Sand: Neuere Erkenntnisse. *Bauingenieur*, Jahrgang 55, Seite 57 – 67
- GÜNTSCHE, C. (2000):** Oedometer- und Triaxialversuche an einem künstlich aufbereiteten Opalinuston, Diplomarbeit 97, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- HAMID, S. H. (1990):** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Spannungs- Verformungs- und Bruchverhalten bindiger Böden in axialsymmetrischen Versuchen, Dissertation, TU Dresden, 1990.
- HARTWIG, U. (2000),** Einfluss der Belastungsgeschichte auf die Horizontal- spannungen in überkonsolidierten Tonen, *Geotechnik in Forschung und Praxis*, WBI-Print 8, Hrsg. Wittke W., Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH
- HECKÖTTER, C. (1985):** Untersuchungen zur Abschätzung des Steifemoduls von Grobschluffschüttungen mit Hilfe einfacher, bodenmechanischer Kennwerte, *Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik*, Universität – GH – Essen, Heft 9
- HENKE, K. F. (1972):** Bodenmechanische Probleme in Baden-Württemberg. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Stuttgart: 1972. S. 395 – 405.
- HORNIG, E.-D. (1999):** Probelastung auf vorbelasteten Tonböden, *Forschungsbericht Band 48*, Seite 98 – 115, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, Joseph-von-Egle-Institut für angewandte Forschung
- HORNIG, E.-D. (2000):** Verbesserte Setzungsprognosen von Flachgründungen in vorbelasteten Tonböden, *Forschungsbericht Band 52*, 2000, Seite 39 – 56, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, Joseph-von-Egle-Institut für angewandte Forschung

- HORNIG, E.-D.** (2000): Fundamentprobelastung auf verwitterten Gipskeuperböden, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure“ Seite 60 - 61, 26. Bau- grundtagung, Hannover, 18. - 21.09.2000
- HORNIG, E.-D.** (2002): Verformungsverhalten vorbelasteter Tonböden Forschungsbe- richt, 2002, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, Joseph-von-Egle- Institut für angewandte Forschung
- HOUGH, B. K.** (1957): Basic Soils Engineering, The Ronald Press Company, New York, pp. 114-115.
- HUDER, J. & AMBERG, G.** (1970): Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrid; Schweizerische Bauzeitung 83, (1970) , II. 43, S. 975 – 980.
- HVORSLEV, M. J.** (1937): Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden; Technical Report 45, Danmarks Naturvid. Samfund, 1937.
- ILLNER, Ch.** (1997): Verformungsverhalten von Gipskeuperböden, Forschungsbericht 10/97 Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, Labor für Geotechnik, Stuttgart, unveröffentlicht
- ISMAEL, N. F.** (1993): Influence of cementation on the properties and bearing capacity of arid climate soils, Geotechnical Engineering of Hard Soil – Soft Rocks, Vol. 2, pp. 953 – 959, ISBN 90 5410 344 2
- JANBU, N.** (1963): Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, 3rd ECSMFE, Wiesbaden, Vol. 1, 1963, pp. 19-25
- JANBU, N., TORKHEIM, O. & SENNEST, K.** (1981): Consolidation Tests with Continuous Loading, 10th. ICSMFE, Stockholm, Vol. 1, 1981, pp. 645-654
- JÄNKE, S.** (1969): Untersuchung der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 28, Karlsruhe, Juni 1969
- JÄNKE, S.** (1974): Einflüsse auf die Ergebnisse von Kompressionsversuchen im Oedometer, Sonderdruck aus „Berichte aus der Bauforschung“ Heft 95, Berlin
- JOHNSTON, I. W. & NOVELLO, E. A.** (1994), Soil mechanics, Rock mechanics and Soft rock technology, Geotechnical Engineering, Vol. 107, 1994, pp. 3-9
- JUNG, D.** (1996): Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau, unveröffentlicht

- KAHL**, (1991), Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Heft Nr. 36
- KAISER W., HENKE, K. F. & NAGEL, D.** (1975): Geomechanische Untersuchungen an Gipskeuper; Straßenbau und Straßenverkehrstechnik; 1975; S. 149 - 169
- KANY, M.** (1974): Berechnung von Flachgründungen, 2. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, München
- KELLER P. & MACKE K.**, (1985): Bestimmung eines Parameters für den Verwitterungsgrad von Tonsteinen. Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen. Hrsg. Karl-Heinrich Heitfeld. Berlin, Heidelberg: Springer, 1985. S. 130 – 142.
- KHERA, P. R.; Schulz, H.** (1985): Vorbelastung und Erdruchdruck eines Kreidetons. Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein, Hrsg. Karl-Heinrich Heitfeld. Berlin, Heidelberg: Springer, 1985. S. 417 – 432.
- KRIEG**, (2000): Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 150
- KUNTSCHKE, K.** (1982): Materialverhalten von wassergesättigtem Ton bei ebenen und zylindrischen Verformungen, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Nr. 91
- LEE, I. K. & COOP, M. R.** (1995): The intrinsic behaviour of a granite soil, Géotechnique 45, No. 1, pp. 117 – 130
- LEHANE, B. & Faulkner, A.** (1998): Stiffness and strength characteristics of a hard lodgement till; The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Vol. 2, pp. 637 – 6??, 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 018 3
- LEINENKUGEL, H.J.** (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Nr. 66
- LEMPP, C.** (1979): Die Entfestigung überkonsolidierter, pelitischer Gesteine Süddeutschlands und ihr Einfluß auf die Tragfähigkeit des Straßenuntergrundes. Dissertation an der Geowissenschaftlichen Fakultät der Uni Tübingen: 1979
- LEHMANN, U.** (1989): Bestimmung der Vorspannung bindiger Lockergesteine am Beispiel des Hasselbacher Tones unter besonderer Berücksichtigung konventioneller Druck- Setzungsversuche, Dissertation, TH Leipzig, 1989.

- LEONHARDT, G.** (1963): Setzungen und Setzungseinflüsse kreisförmiger Lasten, Bau und Bauindustrie 16, Heft 19
- LEROUEIL, S.** (1990): The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, Géotechnique 40, No. 3, pp. 467 – 488
- LITTLE, J. A.** (1988), Observations on the consolidation characteristics and permeability of anglian tills, Engineering Geology, Vol. 26, 1988, pp. 69 – 88
- MACCARINI, M., TEIXEIRA, V. H. & TRICHÊS, G.** (1989): Bonding properties of a residual soil derived from diabase, 12th ICSMFE, 1989, Vol. 1, pp. 525 - 528
- MADER, H.** (1989): Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt: 1989. Heft 29.
- MAIER, Ch.** (1999): Auswertung und Vergleich des Spannungsverformungsverhaltens bindiger überkonsolidierter Böden (London, Nürnberg, Frankfurt, Stuttgart), Diplomarbeit im Fachgebiet Geotechnik, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, unveröffentlicht
- MARCHER, T.** (2002): Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft 49, Universität Stuttgart
- MARTIN, S.** (2000): Messung und Berechnung von Setzungen an Einzelfundamenten im Gipskeuper, Diplomarbeit 110, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- MAYER, T.** (1999): Vergleichende Berechnungen verschiedener Spannungs- Verformungsprobleme im Gipskeuper, Diplomarbeit im Fachgebiet Geotechnik, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, unveröffentlicht
- MEIGH, A. C.** (1957): Some Physical and Engineering Properties of Chalk, 4th ICSMFE, London 1957, Vol. 1, pp. 68 – 73
- MENZIES, B. K.** (1988): A Computer Controlled Hydraulic Triaxial Testing System, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 82 – 94
- MERIGGI, R., Paronuzzi, P. & Simeoni, L.** (2000): Engineering geology characterization of lacustrine overconsolidated clays in an alpine area of Italy, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37: 2000, pp. 1241–1251
- MESRI, G., ROKHSAR, A. & BOHOR, B. F.** (1975): Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay, Géotechnique 25, No. 2, pp. 527 – 554

- MOUSSA, A.** (1960) : Die Zusammendrückbarkeit von Sand, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen, Heft 23, Aachen 1960
- NAGARAJ, S., et.al.** (1998): Analysis of residual tropical cemented soil behaviour, The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, ISBN 90 5809 018 3, Vol. 2, pp. 715 – 723,
- NAKASE, A., KAMEI, T. & KUSAKABE, O.** (1998): Constitutive Parameters Estimated by Plasticity Index, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 7, 1988, pp. 844-858,
- NASH, D. F. T., SILLS, G. C. & DAVISON, L. R.** (1992): One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar, Géotechnique, Vol. 42, No. 2, pp. 241-256
- NISHIDA, Y.** (1956): A brief note on compression index of soil, Journal of the geotechnical engineering division, Vol. 82, SM 3, July. 1956, pp. 1027-1 - 1027-14
- NISHIDA, Y.** (1970): A Study of Compression Index of Clays Based on the Double Layer Theory, 2nd SACSE Singapore 1970, pp. 345 - 352
- ODENDAHL** (1968): Die Scherfestigkeit des ungestörten rheinischen Schluffs; Diss. TH Aachen, Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen 2039, Westdeutscher Verlag, Köln/Opladen.
- OHDE, J.** (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, Der Bauingenieur, 25. August 1939, 20. Jahrgang, Heft 33/34, pp. 451 – 459
- OHDE, J.** (1949): Vorbelastung und Vorspannung des Baugrundes und ihr Einfluss auf Setzung, Festigkeit und Gleitwiderstand, Die Bautechnik, Mai 1949, 26. Jahrgang, Heft 5, pp. 129 – 134
- OHDE, J.** (1950): Neue Erdstoff-Kennwerte, Die Bautechnik, 27. Jahrgang, Heft II, pp. 345 - 361
- OHDE, J.** (1956): Grundbaumechanik, Hütte, Band III, 27. Auflage, pp. 886 – 902
- OSTERMEYER, H.** (1976): Das Verhalten gemischtkörniger Böden im einaxialen Formänderungszustand, Mitteilungen aus dem Lehrstuhl und Institut und Prüfamf für Grundbau und Bodenmechanik der TU München.
- PARK, J. H. & KOUMOTO, T.** (2004): New Compression Index Equation, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 2, Feb. 2004, pp. 223 - 226

- PICARELLI, L.** (1991) Discussion on “the general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks” by Leroueil and Vaughan. *Géotechnique* 41, No. 2, pp. 281-284.
- POTTS, D.** (1999): Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory / David M. Potts, Lidija Zdravkovič. – London: Thomas Telford
- POTTS, D.** (2001): Finite element analysis in geotechnical engineering: Application / David M. Potts, Lidija Zdravkovič. – London: Thomas Telford
- RAABE, E.-W.** (1984): Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 14
- RILLING, B.** (1994): Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm, Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, 1994, Mitteilung 40
- RUDDOCK, E. C.** (1967): Residual soils of the Kumasi district in Ghana, *Géotechnique*, 17: 359 – 377
- RUDERT J. & FRITSCH H.** (1987): Wechselbeziehungen zwischen Verdichtungsintensität und erzielbarer Eigenschaftsverbesserung für bindige Erdstoffe, Bauplanung – Bautechnik, 41. Jahrg., Heft 10, Okt. 1987, pp. 452-455
- RUPP, M.** (2001) Vergleichende Untersuchung des Spannungs-Verformungsverhaltens normalkonsolidierter, bindiger Böden, Diplomarbeit 111, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- RUPPERT, F.-R.** (1980): Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie, Mitteilungen des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Nr. 80-4
- RUTLEDGE, P. C.** (1936): Regional soil study of clays from Chicago, Illinois, Proceedings Harvard Conference on Soil Mechanics, II, p. 107
- SCHMERTMANN, J. H.** (1955): The undisturbed consolidation behavior of clay, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 120, 1955, pp. 1201 - 1232
- SCHMIDT, H.-H.** (1998): Grundlagen der Geotechnik. (Bodenmechanik-Grundbau-Erdbau). Teubner Verlag Stuttgart
- SCHMIDT, H.-H./ILLNER, Ch.** (1998): Bestimmung von Verformungsmoduln an Gipskeuperproben, Tagungsband der 25. Baugrundtagung, Stuttgart, 1998

- SCHNEIDER, A.** (1999): Klassifikation eines Opalinuspulvers, Entwurfsarbeit Nr. 80, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- SCHNÜRCH, R.** (1999): Experimentelle Ermittlung geotechnischer Kenngrößen für die Setzungsberechnung bei überkonsolidierten Böden am Beispiel des Gipskeupers, Diplomarbeit im Fachgebiet Geotechnik, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, unveröffentlicht
- SCHORMANN, K.** (1973): Verformungs- und Bruchverhalten von Sand in axial- symmetrischen Versuchen, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen, Heft 59, Aachen 1973
- SERRATRICE, J. F. & FLAVIGNY, E.** (1993): Mesure en laboratoire du coefficient K_0 sur une marne; Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Vol. 2; pp. 787 – 799, 1993 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 344 2.
- SHERIF, G.** (1973): Setzungsmessungen an Industrie- und Hochbauten und ihre Auswertung, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen, Heft 57, Aachen 1973
- SIEVERING, W.** (1980), Die Zuverlässigkeit von Setzungsmessungen, Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau (FBG), Hrsg. E. Schultze, TH Aachen, Heft 6, Aachen 1980
- SIMONS, N. E. & Som, N. N.** (1970): Settlement of structures on clay, with particular emphasis on London clay, CIRIA Report, No. 22, 51 pp., 1970
- SMITH, D. M. A.** (1985): A material characterisation study of lateritised pallid zone soils, near Worsley, Western Australia, 11th. ICSMFE, Vol. 2, 1985, pp. 663-667 San Francisco 1985
- SKEMPTON, A. W.** (1944): Notes on the compressibility of clays, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. C, 1944, pp. 119-135
- SMOLTCZYK, U.** (1972): Keupermechanik, Baugrundtagung Stuttgart 1972, pp. 407 – 419
- SMOLTCZYK, U.** (1994): Keupermechanik: Ein veränderlich festes Gestein als geotechnisches Material. Seminar: Bauen im mürben Fels. 13.10.1994, LGA Nürnberg: 1994
- SOWERS, G. F.** (1963): Engineering properties of Residual Soils derived from igneous and metamorphic rocks, 2nd. Pan-American Conference on Soil Mechanics 1963, Vol. 1, pp. 39 - 62
- STEINMANN, B.** (1985): Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung, Mitteilungen Institut für Geotechnik, Stuttgart, Mitteilung 26.

- TERZAGHI, K.** (1923): Die Beziehungen zwischen Elastizität und Innendruck, Sitzungsbericht Akademie der Wissenschaften Wien, cxxxii, Abt. IIa, p. 105
- TERZAGHI, K.** (1927): Principles of final soil classification, Public Roads, 8, p. 41
- TERZAGHI, K.** (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York
- TERZAGHI, R.** (1940): Compaction of lime mud as a cause of secondary structure, Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 10, No. 2, pp. 78 – 90, Aug. 1940
- VERMEER, P. A./BRINKREVE R.B.J.** (1998): Plaxis Bedienungshandbuch Version 7, Verlag A.A. Balkema, Rotterdam
- VERMEER, P. A./BRINKREVE R.B.J.** (1998): PLAXIS Material Model Manual Version 7, Verlag A.A. Balkema, Rotterdam
- VERMEER P. A. & SCHANZ, T.** (1995): Zum Steifemodul von Sanden, Mitteilungen – Institut für Geotechnik, TU Dresden, Heft 3, pp. 123 - 142
- VON BUCH, L** (1825): Über Dolomit als Gebirgsart. – Abh. Kgl. Akad. Wiss., **1822/23**: S. 83 – 136; Berlin.
- VON FAY, K. F. & COTTON, C. E.** (1986): Constant-Rate-of-Loading (CRL) Consolidation Test, Consolidation of soils: Testing and evaluation, ASTM STP 892, 1986, pp. 236-256
- WALLACE, K. B.** (1973): Structural behaviour of residual soils of the continually wet Highlands of Papua New Guinea, Géotechnique 23, 1973, No. 2, pp. 203 - 218
- WEIßMANTEL, R.** (1994): Bauwerkssetzungen bei hochvorbelasteten Keupertonschichten. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der LGA Bayern. Nürnberg: Eigenverlag LGA, Heft 73
- WICHTER, L.** (1980): Festigkeitsuntersuchungen an Großbohrkernen von Keupermergel und Anwendung auf eine Böschungsrutschung. Veröffentlichungen des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 84
- WOLTERS, R.** (1969): Zur Ursache der Entstehung oberflächenparalleler Klüfte, Felsmechanik, Volume 1, Issue 1, pp.53-70, 07/1969, ISSN 0080-3375, Springer-Verlag

- WROTH, C. P. (1975):** In-situ measurement of initial stresses and deformation characteristics; Conference on In Situ measurements of soil properties; Vol. 2; pp. 181-230; 1975
- YOSHINAKA, R. (1980):** Strength criterion of rocks, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 113 – 126, Dec. 1980
- ZENTAR, R., MOULIN, G. & HICHER, P. Y. (1998):** Analysis of the oedometer stress path, The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, pp. 383 – 391, 1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 018 3

VERZEICHNIS DER ANHÄNGE

Anhang A.1	Regressionsgleichungen für $C_c - e_0$ / bindige Böden	A.1
Anhang A.2	Regressionsgleichungen für $C_c - e_0$ und für $C_{s,r} - e_0$ bindige Böden und nichtbindige Böden	A.2
Anhang A.3	Regressionsgleichungen für $C_c - e_0$ und für $C_{s,r} - e_0$ Keuperböden und vergleichbare Böden	A.3
Anhang B.1	Vergleich der Einbaukennwerte des Gipskeupers	B.1
Anhang B.2	Vergleich der Einbaukennwerte der Vergleichsböden	B.2
Anhang C.1	Kompressions- und Schwellindex aus Oedometer / DKM & MGH....	C.1
Anhang C.2	Kompressions- u. Schwellindex aus K_0 -Triaxialversuchen DKM & MGH.....	C.2
Anhang C.3	Kompressions- und Schwellindex für Vergleichsböden	C.3
Anhang D.1	Moduluszahl – Porenanteil / DKM & MGH Standard-Oedometer & K_0 -Triaxialversuche.....	D.1
Anhang D.2	Moduluszahl – Porenanteil / alle Böden / alle Versuche.....	D.2
Anhang D.3	Moduluszahl – Porenanteil / Vergleichsböden / K_0 -Triaxversuche.....	D.3

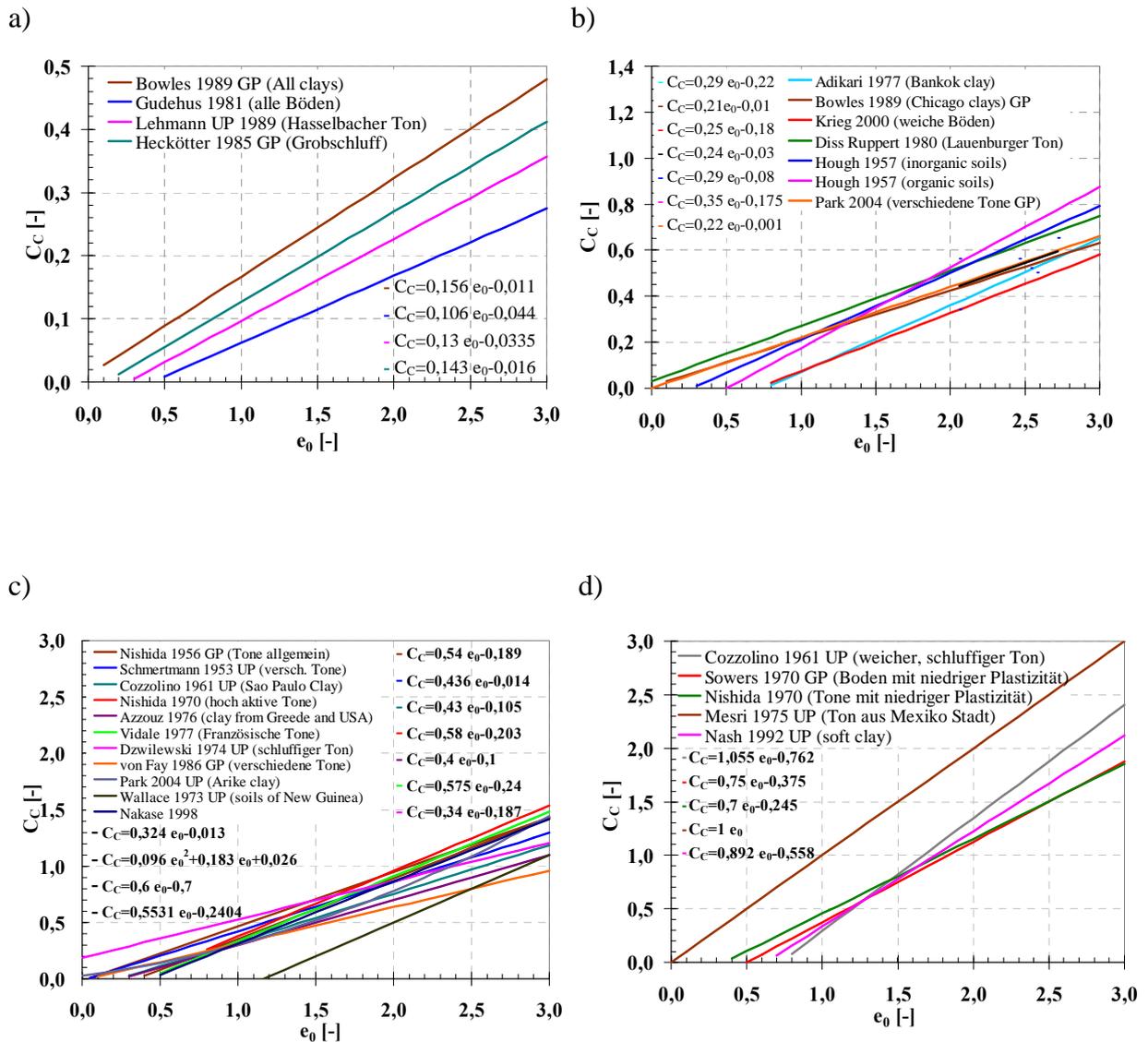
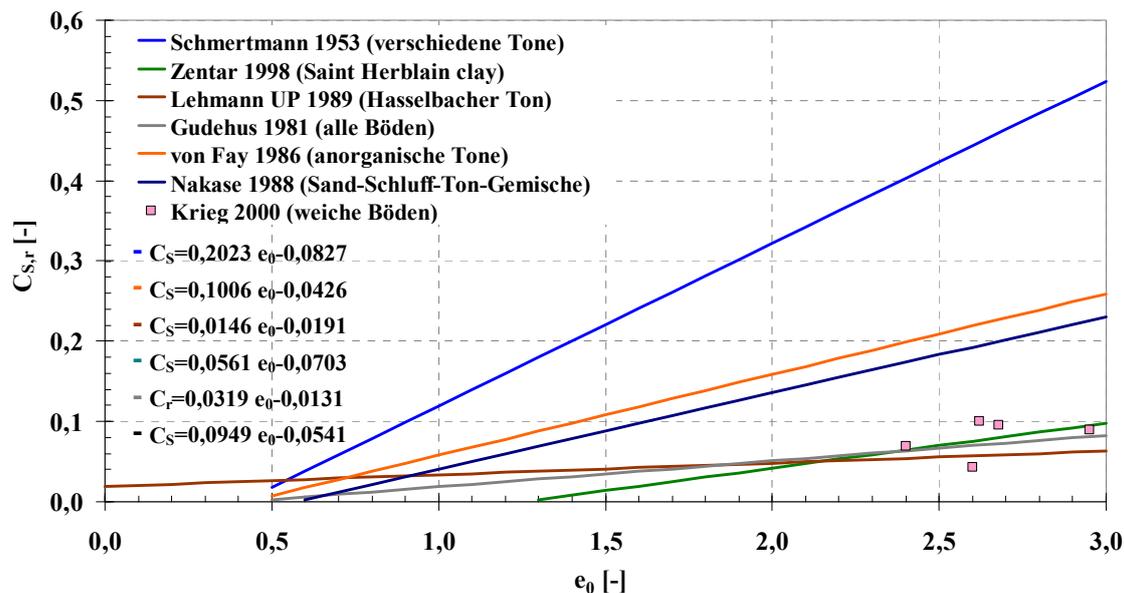


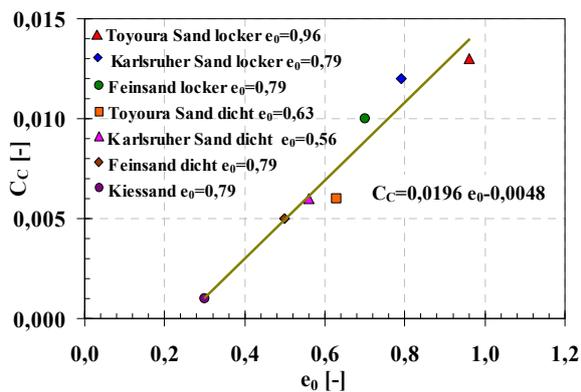
Abb. A.1: Regressionsgleichungen für $C_c - e_0$ / bindige Böden

- a) Bereich für C_c von 0 bis 0,5
- b) Bereich für C_c von 0 bis 1,0
- c) Bereich für C_c von 0 bis 2,0
- d) Bereich für C_c von 0 bis 3,0

a)



b)



c)

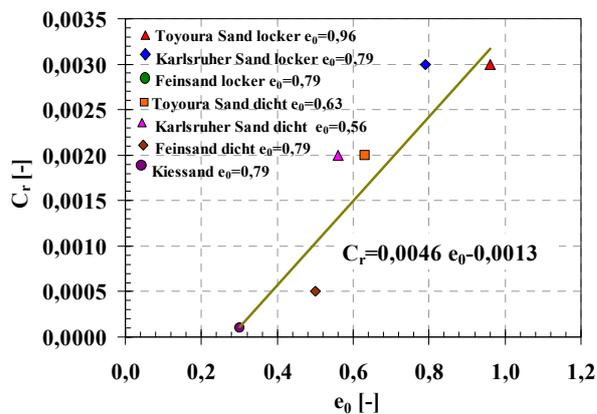


Abb. A.2: Regressionsgleichungen für $C_c - e_0$ und für $C_{s,r} - e_0$ bindige Böden und nichtbindige Böden

- a) Schwell- bzw. Rekompansionsindex bindige Böden
- b) Kompressionsindex nichtbindige Böden
- c) Rekompansionsindex nichtbindige Böden

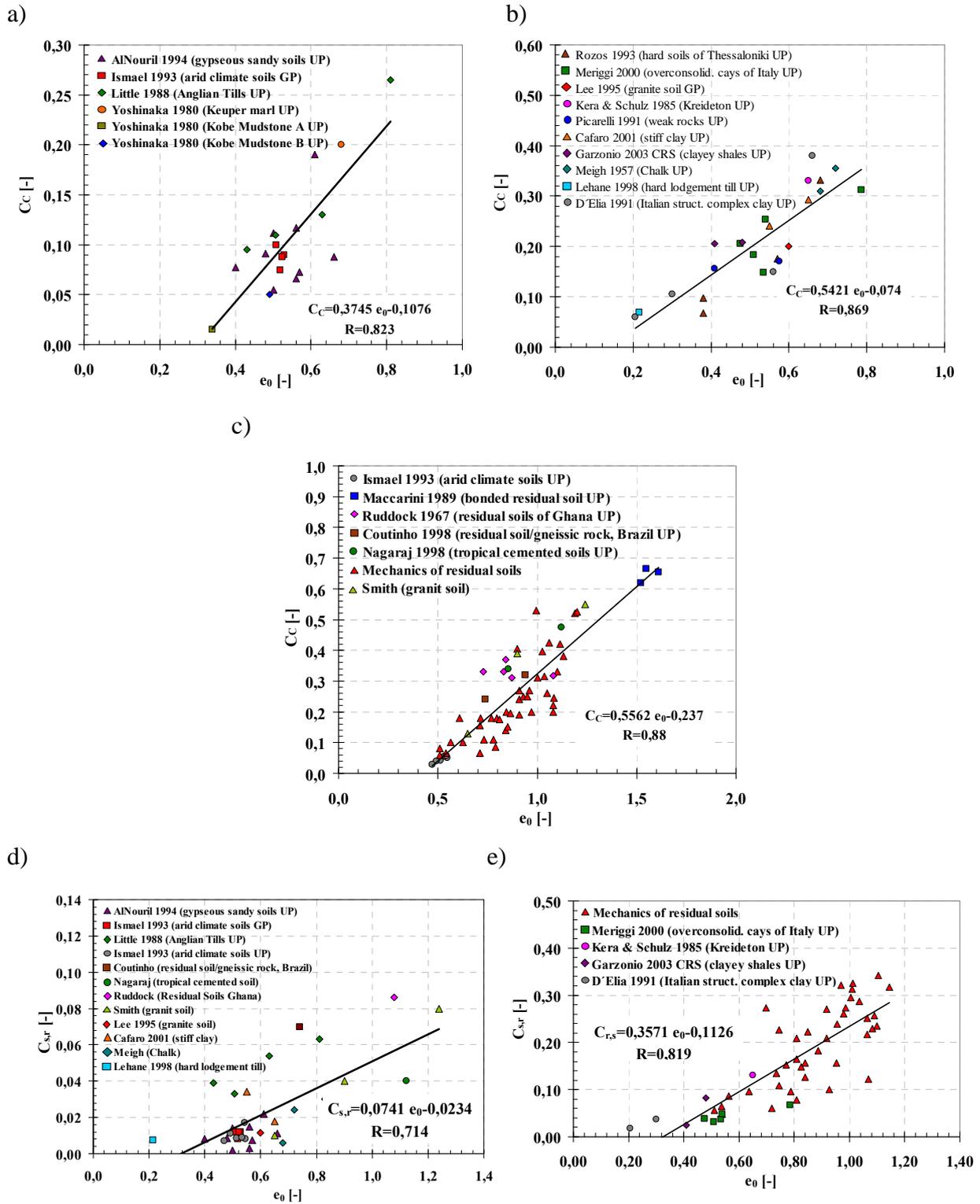


Abb. A.3: Regressionsgleichungen für $C_c - e_0$ und für $C_{s,r} - e_0$ Keuperböden und vergleichbare Böden

- a) Bereich für C_c von 0 bis 0,3 weicher Fels
- b) Bereich für C_c von 0 bis 0,4 weicher Fels
- c) Bereich für C_c von 0 bis 0,7 weicher Fels
- d) Bereich für $C_{s,r}$ von 0 bis 0,1 weicher Fels
- e) Bereich für $C_{s,r}$ von 0 bis 0,4 weicher Fels

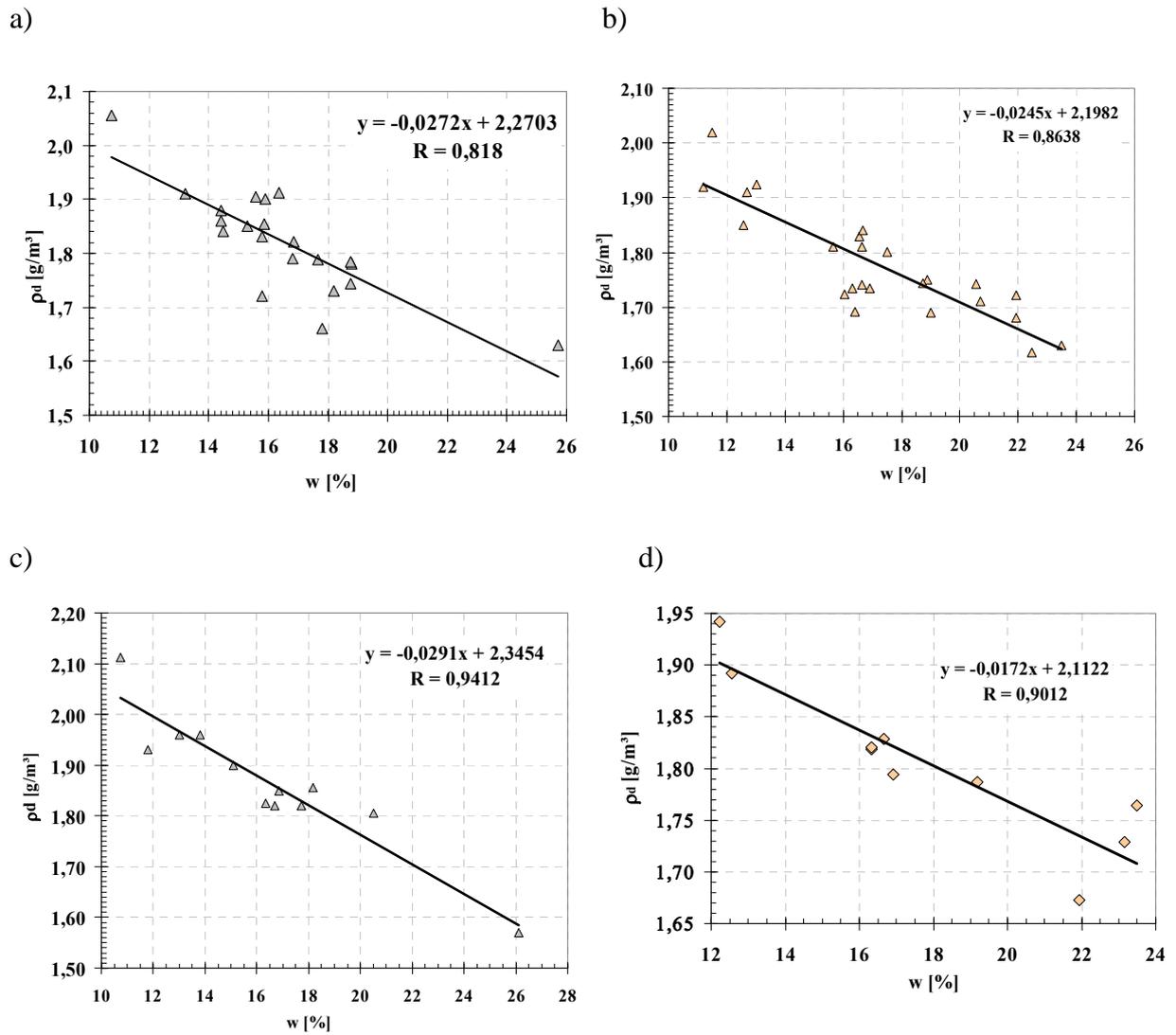


Abb. B.1: Vergleich der Einbaukennwerte des Gipskeupers

- a) Einbaudaten Dunkelroter Mergel im Oedometer
- b) Einbaudaten Mittlerer Gipshorizont im Oedometer
- c) Einbaudaten Dunkelroter Mergel im K_0 -Triaxialversuch
- d) Einbaudaten Mittlerer Gipshorizont im K_0 -Triaxialversuch

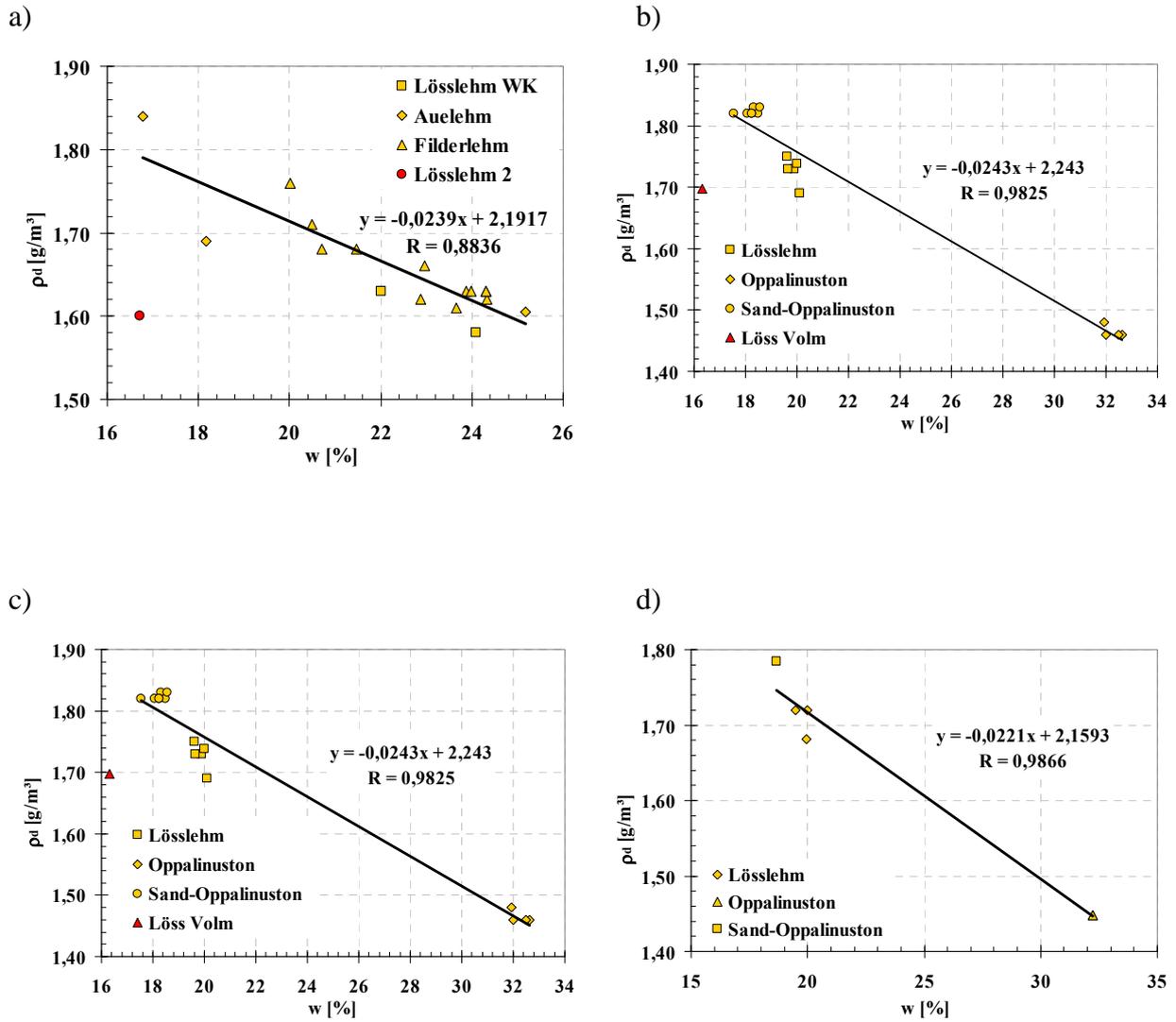


Abb. B.2: Vergleich der Einbaukennwerte der Vergleichsböden

- a) Einbaudaten Vergleichsböden ungestört im Oedometer
- b) Einbaudaten Vergleichsböden aufbereitet im Oedometer
- c) Einbaudaten Vergleichsböden ungestört im Oedometer
- d) Einbaudaten Vergleichsböden aufbereitet im Oedometer

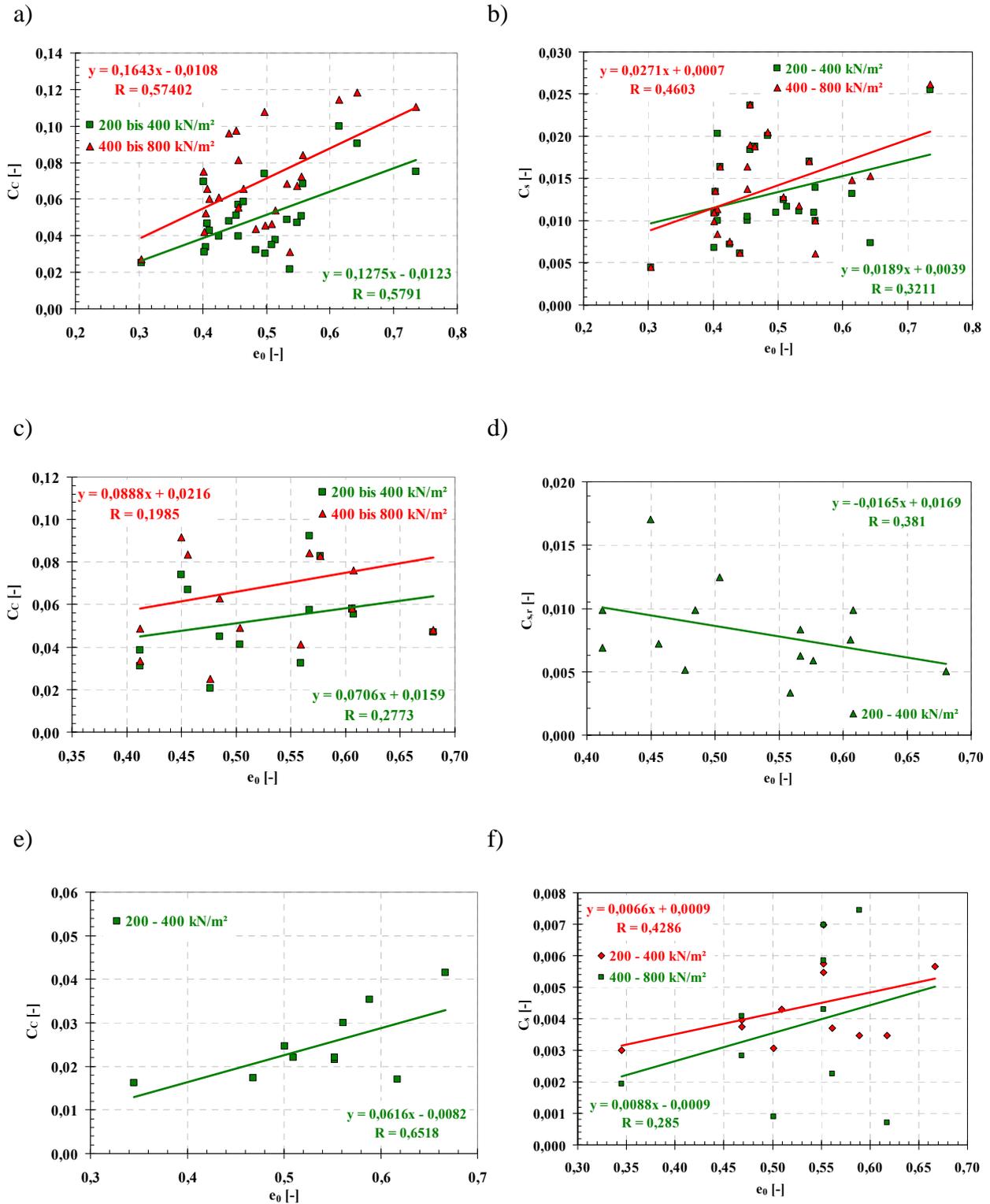
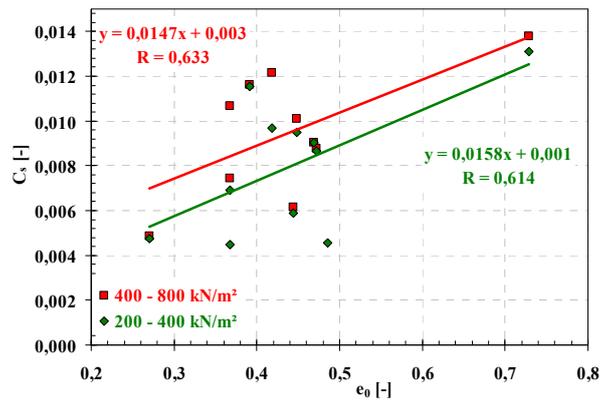


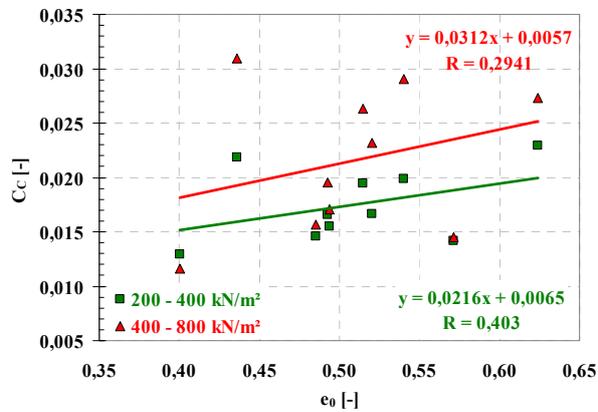
Abb. C.1: Kompressions- und Schwellindex aus Oedometerversuchen / DKM und MGH

- a) Kompressionsindices / Standard-Oedometerversuche / Dunkelroter Mergel
- b) Schwellindices / Standard-Oedometerversuche / Dunkelroter Mergel
- c) Kompressionsindices / Standard-Oedometerversuche / Mittlerer Gipshorizont
- d) Schwellindices / Standard-Oedometerversuche / Mittlerer Gipshorizont
- e) Kompressionsindices / Kraftgesteuerte-Oedometerversuche / Mittlerer Gipshorizont
- f) Schwellindices / Kraftgesteuerte-Oedometerversuche / Mittlerer Gipshorizont

a)



b)



c)

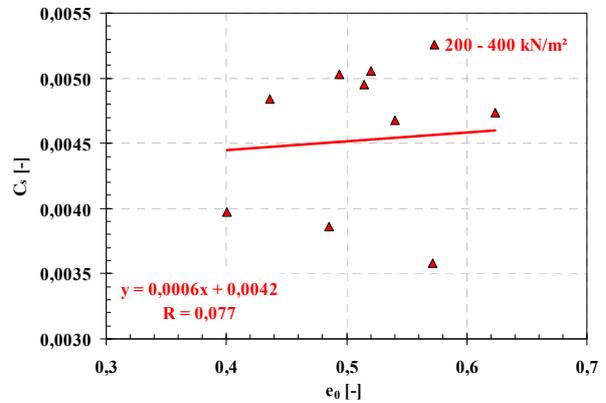


Abb. C.2: Kompressions- und Schwellindex aus K_0 -Triaxialversuchen / DKM und MGH

- a) Schwellindices / K_0 -Triaxialversuche / Dunkelroter Mergel
- b) Kompressionsindices / K_0 -Triaxialversuche / Mittlerer Gipshorizont
- c) Schwellindices / K_0 -Triaxialversuche / Mittlerer Gipshorizont

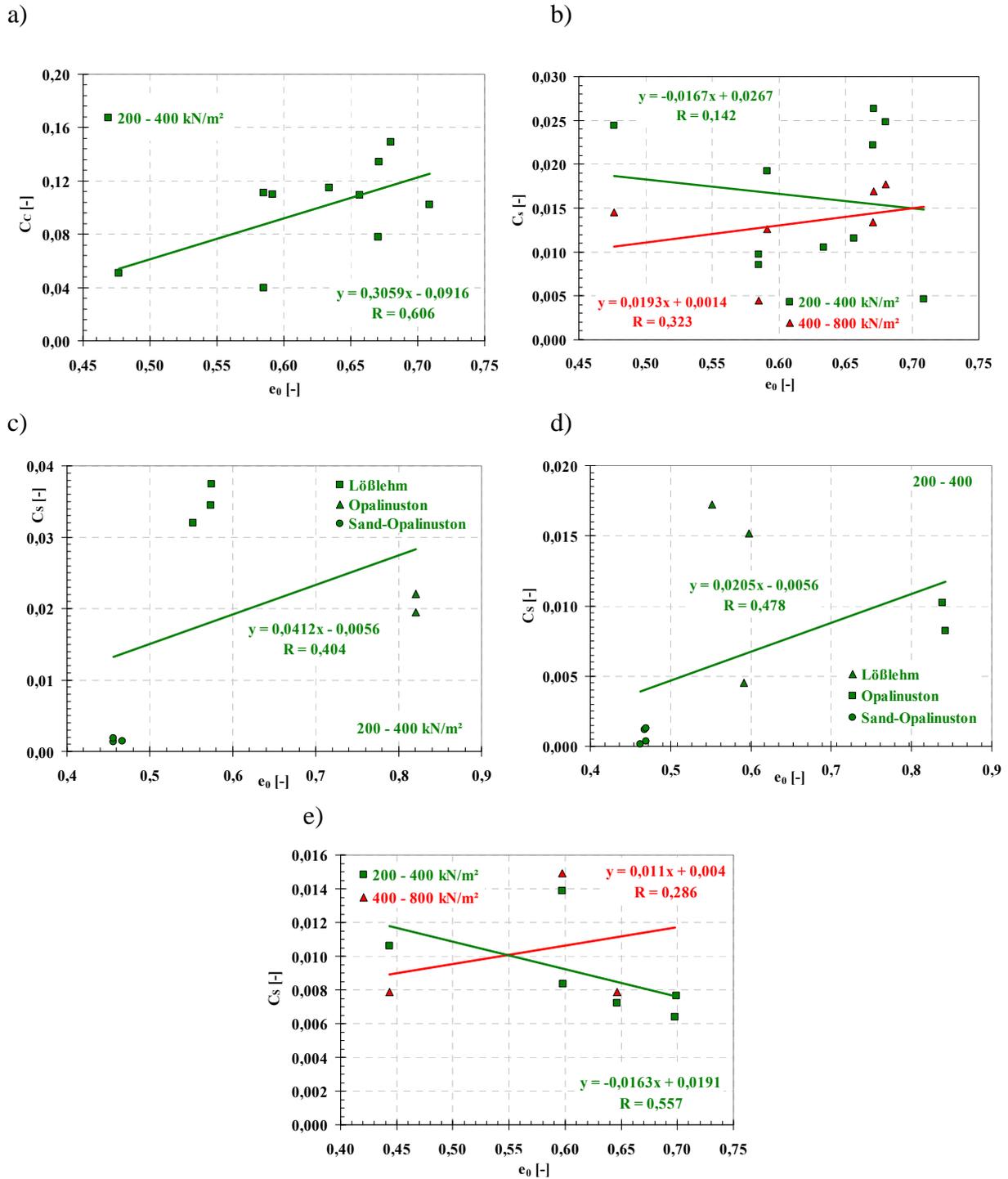


Abb. C.3: Kompressions- und Schwellindex für Vergleichsböden

- a) Kompressionsindices / Standard-Oedometer / Vergleichsböden / ungestörte Proben
- b) Schwellindices / Standard-Oedometer / Vergleichsböden / ungestörte Proben
- c) Schwellindices / Standard-Oedometer / Vergleichsböden / aufbereitete Proben
- d) Schwellindices / Oedometer mit kontinuierlicher Laststeigerung / Vergleichsböden / aufbereitete Proben
- e) Schwellindices / Vergleichsböden ungestörte Proben / K_0 -Triaxialversuche

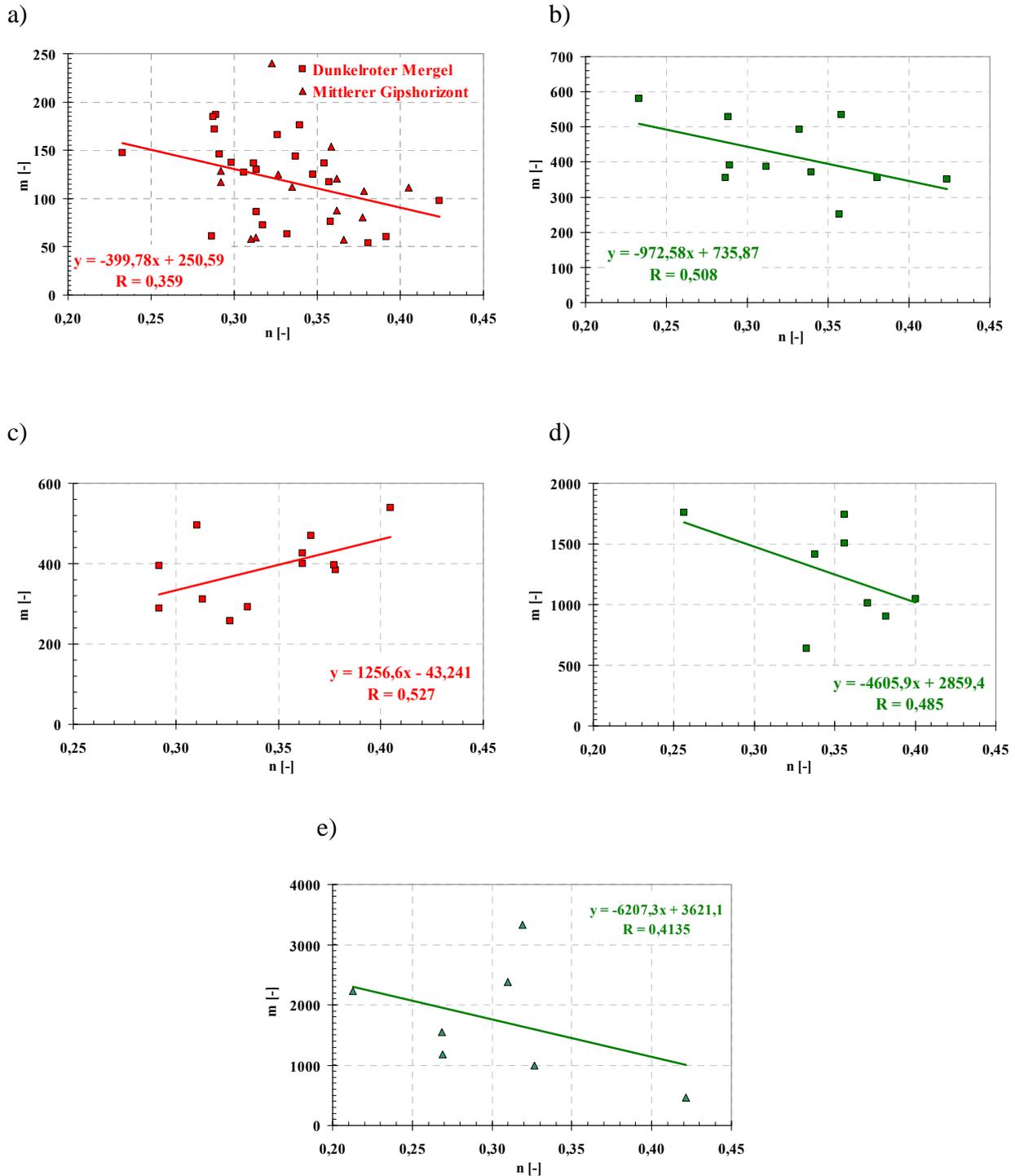


Abb. D.1: Moduluszahl – Porenanteil / DKM & MGH / Standard-Oedo & K₀-Triax

- a) Erstbelastung / Dunkelroter Mergel & Mittlerer Gipshorizont / Standard-Oedometer
- b) Erster Übergangsbereich / Dunkelroter Mergel / Standard-Oedometer
- c) Wiederbelastung / Mittlerer Gipshorizont / Standard-Oedometer
- d) Erster Übergangsbereich / Mittlerer Gipshorizont / Standard-Oedometer
- e) Erster Übergangsbereich / Dunkelroter Mergel / K₀-Triaxialversuche

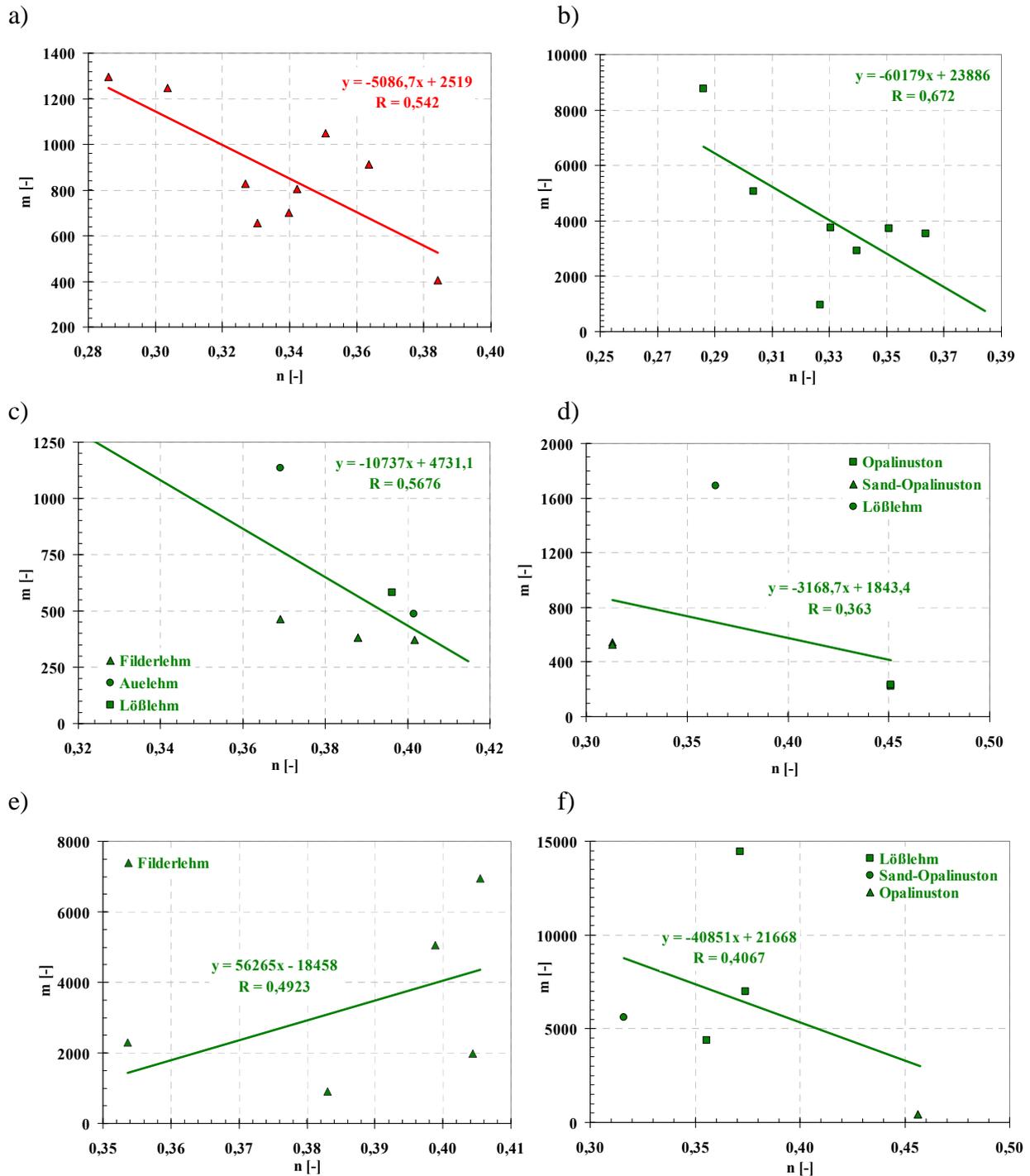


Abb. D.2: Moduluszahl in Abhängigkeit des Porenanteils

- a) Wiederbelastung / Mittlerer Gipshorizont / K_0 -Triaxialversuche
- b) Erster Übergangsbereich / Mittlerer Gipshorizont / K_0 -Triaxialversuche
- c) Erster Übergangsbereich / Vergleichsböden / ungestörte Proben / Standard-Oedometer
- d) Übergangsbereich / Vergleichsböden / aufbereitete Proben / Standard-Oedometer
- e) Übergangsbereich / Vergleichsböden / aufbereitete Proben / kraftgesteuerter Oedometer
- f) Übergangsbereich / Vergleichsböden / aufbereitete Proben / kraftgesteuerter Oedometer

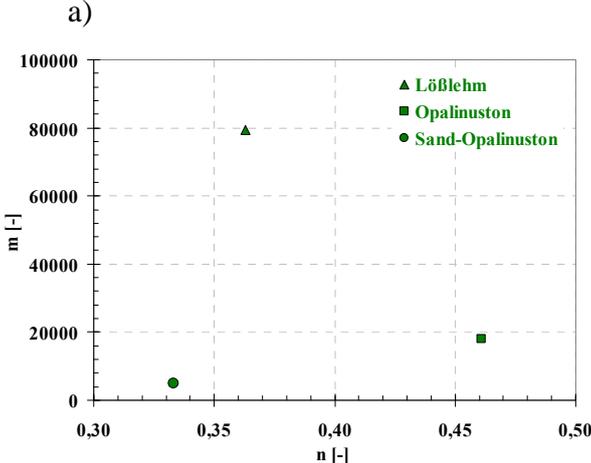


Abb. D.3: Moduluszahl in Abhängigkeit des Porenanteils

a) Übergangsbereich / Vergleichsböden / aufbereitete Proben / K_0 -Triaxialversuche