

Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 122

bast

Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine

von

Paula Möller
Moritz Bundschuh
Emanuel Birle
Dirk Heyer

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau,
Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
Technische Universität München

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 122

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 05.0178/2012/CRB:
Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine

Fachbetreuung
Michael Bürger

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-394-7

Bergisch Gladbach, August 2018

Kurzfassung – Abstract

Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine

Im Zuge der Überarbeitung der DIN 18300 soll in Zukunft die bisherige Einstufung von Boden und Fels entsprechend des Zustands beim Lösen in Boden- und Felsklassen durch eine Einteilung entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche ersetzt werden. Demnach müssen zukünftig für Boden andere Eigenschaften und Kennwerte ermittelt werden als für Fels. In der Baupraxis treten jedoch oftmals natürliche Übergangsbereiche zwischen Boden / Lockergestein und Fels / Festgestein auf. Für diese Übergangsbereiche fehlt ein geeignetes Kriterium für eine Zuordnung zu Boden oder Fels.

Bei vorhergehenden Untersuchungen an bindigen Böden wurde einerseits festgestellt, dass der ermittelte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze nicht geeignet ist zur Unterscheidung zwischen halbfester und fester Konsistenz. Andererseits war ebenso der einaxiale Druckversuch bedingt geeignet, da die Prüfkörper in vielen Fällen bei der Herstellung zerbrochen sind. Der daraufhin entwickelte Eindringversuch mittels Konusspitze und Proctornadel sollte im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit an weiteren ungestörten Probekörpern am Übergangsbereich Boden / Fels erprobt werden.

An über 25 Probekörpern aus unterschiedlichen geologischen Formationen Deutschlands, die aus Lagerstätten, im Rahmen von Bauprojekten sowie aus Rückstellproben vergangener Projekte gewonnen wurden, wurden neben den bodenmechanischen Parametern, insbesondere die Konsistenz, die einaxiale Druckfestigkeit und die Eindringkraft mittels Konusspitze und / oder Proctornadel ermittelt.

Insgesamt war die Durchführung der Eindringversuche einfach. Im Gegensatz zu den einaxialen Druckversuchen waren auch bei leicht zerbrechlichen Proben, an denen aus diesem Grund keine einaxialen Druckversuche möglich waren, gerade noch Probekörper herstellbar. Damit kann der Eindringversuch als Alternative zum einaxialen Druckversuch Hinweise zur einaxialen Druckfestigkeit eines Boden- oder Gesteinskörpers liefern. Andererseits treten in der Praxis immer wieder Fälle auf, bei denen Böden und Gesteine im Übergangsbereich liegen, aber bereits so stark verwittert oder geschich-

tet sind, dass keine Prüfkörper hergestellt werden können, weder für Druck- noch für Eindringversuche. Für diese Übergangsbereiche müssten grundsätzlich andere Zuordnungswerte gefunden werden. Außerdem wird bei beiden Versuchsarten die Festigkeit des Einzelprobekörpers und nicht die des Gesteinsverbandes ermittelt.

Die Auswertung der Laborversuche hat gezeigt, dass keine exakte Grenze zwischen Boden und Fels definiert werden kann. Vielmehr ist die Definition eines Übergangsbereiches erforderlich, für den sowohl Boden- als auch Felsparameter bestimmt werden müssen. Für Böden mit einer Konsistenzzahl von ca. $I_c > 1,15$ müssen ergänzend Felsparameter ermittelt werden. Sofern der einaxiale Druckversuch nicht durchgeführt werden kann, kann auch mit dem Eindringversuch eine Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgen. Bei Festgesteinen bzw. Fels, bei denen eine einaxiale Druckfestigkeit von ca. $q_u < 1$ MPa bzw. eine Eindringspannung von ca. $\sigma_{20} < 10$ MPa ermittelt wird, müssen neben den Felsparametern auch die Bodenkennwerte ermittelt werden. Der ermittelte Korrelationsansatz zwischen der Eindringspannung und der einaxialen Druckfestigkeit von $\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$ ergibt sich hier näherungsweise aus den durchgeführten Eindring- und einaxialen Druckversuchen.

Determination of new allocation values to classify cohesive soils in solid and loose rocks

In the course of the revision of DIN 18300 the previous classification of soil and rock into soil- and rock classes should be replaced by a classification in homogeneous areas. Therefore, other qualities and characteristic values are to be determined for soils than for rocks. However, there are often natural transitions between soil / loose rock and rock / solid rock. For these materials, another suitable criterion for the classification is still missing.

To find a new criterion, a previous research project has revealed that the water content on the shrinkage limit was unsuitable for the differentiation between semi-solid and solid consistency of cohesive soils. Furthermore, a classification by means of unconfined compression strength of examined cohesive soils was only partly suitable because the test specimens

fractured during preparation. For both reasons, the penetration test by means of cone and proctor needle was developed and should be tested out on natural, undisturbed soil specimen.

Over 25 test soils of different geological formations of Germany were obtained from deposits and as part of current as well as past construction projects to investigate especially the parameters consistency, strength and penetration resistance.

Overall, the implementation of the penetration tests was simple. In contrast to the unconfined compression tests, test specimens of fragile samples, for which unconfined compression tests were not possible for that reason, could be produced in order to estimate alternatively the unconfined compressive strength by means of penetration tests. However, both types of tests are not possible, when soils and rocks have already been strongly weathered or layered, so that no test specimens can be produced. For those soils and rocks other classification values have to be basically found than the unconfined compressive strength or the penetration value.

The analysis of the laboratory tests have shown that no clear limit between soil and rock can be defined. The definition of a transition area soil / rock is rather necessary to determine both soil- and rock parameter. For soils with a consistency index of approximately $I_c > 1,15$, rock parameter should be additionally determined. For solid rocks or types of rocks having an unconfined compressive strength of approximately $q_u < 1 \text{ MPa}$ or a penetration tension of approximately $\sigma_{20} < 10 \text{ MPa}$, soil parameter in addition to the rock parameter should be determined.

Summary

Determination of new allocation values to classify cohesive soils in solid and loose rocks

1 Task

In the course of the revision of DIN 18300, which is essential for the German Construction Contract Procedures (VOB), the previous classification of soil and rock in soil- and rock classes according to their condition during excavating should be replaced in the future by a classification in homogeneous areas according to their condition before excavating. The description of homogeneous areas by means of defined parameters should be a detailed basis for the tenderer in order to determine the necessary construction methods and to calculate their prices. Disputes often caused by erroneous classifications of soil- and rock classes should be therefore avoided.

When applying the homogeneous areas, other qualities and characteristic values are to be determined prospectively for soils than for rocks. However, there are often natural transitions between soil / loose rock and rock / solid rock during the construction practice. Within the scope of pilot projects it was carried out that yet another suitable criterion for the classification of soil and rock is still missing.

Moreover, a previous research project has revealed that the determined water content on the shrinkage limit was unsuitable for the differentiation between semi-solid and solid consistency of cohesive soils. A classification by means of unconfined compression strength of examined cohesive soils was also only partly suitable because the test specimens were fractured during preparation. For this reason, the penetration test by means of cone and proctor needle was developed. The simple implementation and application on artificial produced specimens has already been proven. However, tests on natural, undisturbed soil specimen as well as specific values for the prospective differentiation between soil / loose rock and rock / solid rock are still missing.

2 Investigation methods

Based on literature studies, the first step was to compile qualitative and quantitative differentiations between soil / loose rock and rock / solid rock available in technical literatures as well as in standards and rules. Already existing classifications or soil- and rock parameters were particularly discussed in order to differentiate between soil and rock.

In the second step, over 25 test soils of different geological formations of Germany were obtained from deposits and as part of current as well as past construction projects. Furthermore, all available information about on-site conditions was documented during sampling. Especially, the description of soil- and rock structures relevant for excavating (for example discontinuities) according to DIN EN ISO 14688-1 or 14689-1 was taken into consideration. Moreover, the extraction tools as well as the loosening behavior of the in-situ soil / rock were documented as far as possible.

In the third step, soil mechanical investigations were carried out. In order to determine allocation values for the prospective differentiation between soil / loose rock and rock / solid rock, particular correlations between the experimentally determined parameter consistency, strength and penetration resistance were examined. On each soil specimen, the following laboratory tests were carried out as far as possible and as well as necessary:

- Naming and description according to DIN EN ISO 14688-1 or 14689-1
- Classification according to DIN 18196
- Grain size distribution according to DIN 18123
- Water content according to DIN 18121-1
- Liquid- and plastic limit according to DIN 18122-1
- Shrinkage limit according to DIN 18122-2
- Ignition loss according to DIN 18128 (as required)
- Lime content according to DIN 18129 (as required)
- Unconfined compression tests according to DIN 18136
- Penetration tests by means of cone and proctor needle according to ETZ et al. (2012)
- Penetration by means of pocket penetrometer

In General, a cone- as well as a proctor needle test was carried out depending on the type of soil or rock. Due to its geometry and in contrast to the proctor needle, the cone test can be carried out in case of more solid soils and soft rock. In order to determine the upper strength limit, types of rocks have been therefore also included where only tests with the cone were possible. Overall 65 penetration tests with cone and approximately 25 tests with proctor needle were carried out. Normally, the specimens were centrally loaded. Otherwise, there were deviations within the cross section of the specimen due to visible inhomogeneities (lime inclusions or similar).

3 Investigation results

Overall, the implementation of the penetration tests was simple. In contrast to the unconfined compression tests, test specimens of fragile samples, for which unconfined compression tests were not possible for that reason, could be produced in order to estimate the strength by means of penetration tests. Moreover, no exact measurements of the test specimen have to be observed for penetration tests as it is the case for unconfined compression tests (height-width-ratio). In fact, tailored block samples can be directly cemented into the specimen form (cylinder ring).

On both types of tests (unconfined compression tests and penetration tests), however, situations may occur in practice, where soils and rocks have already been strongly weathered or layered, so that no test specimens can be produced. For those soils and rocks other allocation values have to be basically found than the unconfined compressive strength or the penetration value.

During penetration tests it has to be considered, that on each cross-section of the specimen either only one cone- or proctor needle test should be carried out in order to prevent a mutual influence of the penetration points. Additionally, it has to be considered that for the penetration test only a limited sample volume is being examined. For this reason, mainly the single rock strength is determined and not the strength of the natural rock formation. This also applies for punctual measurements by means of pocket penetrometer. Moreover, the strength between individual specimens can vary strongly despite extraction from the same layer and directly side by side.

The analysis of the laboratory tests have shown that no clear limit between soil and rock can be defined. The definition of a transition area soil / rock is rather necessary to determine both soil- and rock parameter. Considering the approximation formula ($\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$) determined with the tests, penetration tests instead of unconfined compression tests or in case of very fragile or heavy fissured specimens, where no unconfined compression test is possible, can be used to estimate the unconfined compressive strength. For solid rocks or types of rocks having an unconfined compressive strength of approximately $q_u < 1$ MPa or a penetration tension of approximately $\sigma_{20} \approx 10$ MPa, soil parameter in addition to the rock parameter should be also determined. In contrast to soils with a consistency index of approximately $I_c > 1,15$, rock parameter should be additionally determined. In the case of a high level of strength, only tests with a cone are usually possible.

The determined approximation formula ($\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$) is expected only by homogeneous soils, for example with clays of semi-solid to solid consistency without solidification, inhomogeneities or discontinuities, or for example homogeneous materials for cut-off walls. This general context does not longer apply for soils and rocks with discontinuities and inhomogeneities. For a correlation approach validated for heterogeneous soils, further influence factors such as sample constitution have to be included additionally to the unconfined compressive strength and the penetration value.

Furthermore, an approximately upper strength limit could be determined, from where penetration tests have not been possible and which would lead to a bending of the cone. The maximal bearable forces of the test specimens are not only limited due to the geometry but they also depend on the shear strength of the rocks. Thus, the upper strength limit for each rock is not the same. The conduction of the penetration test at about 20 MPa tends to be as no longer possible.

In order to achieve clear related values from the pocket penetrometer tests with unconfined compressive strengths as well as tensions from the penetration test after 5 mm penetration the number of results were too small. For major parts of specimens no values could be determined by means of pocket penetrometer as the specimens were either too solid or unsuitable due to its discontinuities. On the basis of the results it turned

out, however, that the tension necessary for the compression of the pocket penetrometer is similar to the tension after 5 mm penetration determined from the penetration test with the proctor needle.

An approximately linear correlation between the unconfined tension σ_{up} from the pocket penetrometer test and the tension σ_5 from the proctor needle test or the unconfined compressive strength q_u have been observed.

In summary, the implementation of the penetration test was simple. The condition was to produce test specimens analogous to the unconfined compression tests. Due to the "gross" shape of test specimen which measurements had not to be observed exactly as with the unconfined compression tests, penetration tests were the only possibility for very fragile specimens - where unconfined compression tests were not possible - to estimate a comparable unconfined compressive strength of the soil or rock. Furthermore, the penetration test can be used for cohesive soils as an alternative to measure the consistency.

4 Prospect

Since both the penetration- as well as the unconfined compression test was not always possible, however, further allocation values for the transition area soil / rock has to be considered. Another differentiation between soil and rock can be made additionally based on the discontinuities according to DIN EN ISO 14689 or subject to the recommendation of rock. Furthermore, the excavating is determined by the size of the boulders in the soil or in the natural rock formation and has to be considered for the purpose of assessment. It has to be defined more precisely at which size if it still refers to a soil or rock. In practice, greater blocks (normally > 2 m) have to be removed by blasting. Even the RQD-Index will provide indications about the fissuring as a useful addition. The type of drilling (pile core- or rotary core boring) can also provide indications for a transition area soil / rock. Further, geophysical measurements could be used to determine transition areas soil / rock.

Since the pocket penetrometer was only suitable to a limited extend due to the measuring range, field tests with bigger attachments could provide useful measurement results. Larger penetrometers subject to DIN 19662 operating manually are already being

used. Though, it has to be examined, whether this procedure can also be used for specimens from exploration drillings. However, each penetrometer measuring will generally reflect only punctual values.

Inhalt

1	Problemstellung	11	4.3.5	Schwarzkopftunnel – Ton (Diorit)	27
2	Zielsetzung und Konzeption	12	4.3.6	A3 Weibersbrunn: Buntsandstein	28
2.1	Zielsetzung.....	12	4.3.7	Garzweiler und Kirchtroisdorf: Ton (Flöz)....	29
2.2	Forschungskonzeption	12	4.3.8	Tagebau Vorderthürm: Opalinuston	29
2.2.1	Literaturrecherche	12	4.3.9	Reutlingen: Opalinustonstein	29
2.2.2	Experimentelle Untersuchungen.....	12	4.3.10	A62 Höheinöd: Mergel.....	30
3	Literaturstudie zur qualitativen und quantitativen Abgrenzung Boden/Fels ...	13	4.3.11	A62 Höheinöd: Mergelsteine.....	30
3.1	Abgrenzungskriterien Boden/Fels nach DIN 18300.....	13	4.3.12	Schleuse Erlangen und Schleuse Kriegenbrunn: Sand- und Tonstein	30
3.1.1	Allgemeines zur Abgrenzung Boden/Fels...	13	4.3.13	Rhein-Herne-Kanal: Tonmergel.....	31
3.1.2	Abgrenzung Boden/Fels mittels Konsistenz und Druckfestigkeit	13	4.3.14	Rheinböllen: Ton, Schluff, Fels.....	31
3.1.3	Abgrenzung Boden/Fels mittels Trennflächengefüge.....	14	4.3.15	A3 Weibersbrunn: Bröckelschiefer.....	32
3.2	Abgrenzungskriterien Fels nach DIN 18300 (Klasse 6 zu 7)	15	4.3.16	Nicht geeignete Proben.....	32
3.2.1	Allgemeines zur Abgrenzung Fels	15	5	Methodik der Laborversuche	34
3.2.2	Abgrenzung Fels (Klasse 6 zu 7)	15	5.1	Versuchsumfang.....	34
3.3	Abgrenzungskriterien Boden/Fels in Normen, Regelwerken und Fachliteratur.....	15	5.2	Taschenpenetrometer	35
3.4	Folgerungen und Lösungsansätze zur Festlegung der Zuordnungswerte für Boden und Fels	19	5.3	Einaxiale Druckversuche.....	35
4	Probengewinnung	21	5.4	Eindringversuche.....	36
4.1	Übersicht Entnahmestellen und Versuchsböden.....	21	5.4.1	Versuchsaufbau und Durchführung	36
4.2	Verfahren zur Probengewinnung	21	5.4.2	Vorbereitung der Prüfkörper	36
4.2.1	Probengewinnung aus Schürfen.....	21	5.4.3	Ergebnisdarstellung.....	36
4.2.2	Probengewinnung aus Bohrungen	24	5.4.4	Lage der Versuchsstellen im Probenquerschnitt	40
4.3	Entnahmestellen.....	25	6	Versuchsergebnisse	42
4.3.1	Bohrungen Plattling: OSM-Ton (I)	25	6.1	OSM-Ton (I); Bohrungen Plattling	42
4.3.2	Tagebau Obernürnberg: OSM-Ton (II)	25	6.1.1	Klassifikation	42
4.3.3	Bohrungen Donau / Lech: OSM-Ton (III)	26	6.1.2	Eindringversuche.....	42
4.3.4	Baugrube Luxemburg: Ton (Tonstein).....	26	6.2	OSM-Ton (II); Tagebau Obernürnberg	45
			6.2.1	Klassifikation.....	45
			6.2.2	Eindringversuche.....	48
			6.3	OSM-Ton (III); Bohrungen Donau / Lech	49
			6.3.1	Klassifikation	49
			6.3.2	Eindringversuche.....	52
			6.4	Ton (Tonstein); Baugrube Luxemburg.....	56

6.4.1	Klassifikation	56	7	Zusammenfassung und Auswertung der Ergebnisse	83
6.4.2	Eindringversuche	56	7.1	Gesamtübersicht der bodenmechanischen Klassifikation	83
6.5	Ton (Diorit); Schwarzkopftunnel	57	7.2	Zusammenfassung der Eindringversuche	83
6.5.1	Klassifikation	57	7.3	Zusammenhänge und Ansätze einer Korrelation der Ergebnisse	84
6.5.2	Eindringversuche	58	8	Empfehlungen zur Unterscheidung zwischen Locker- und Festgestein nach DIN 18300	90
6.6	Buntsandstein; A3 Weibersbrunn	60	9	Zusammenfassung und Ausblick	91
6.6.1	Klassifikation	60	Literatur	93	
6.6.2	Eindringversuche	61	Normen	94	
6.7	Ton (Flöz); Garzweiler und Kirchtroisdorf	63	Bilder	95	
6.7.1	Klassifikation	63	Tabellen	98	
6.7.2	Eindringversuche	63			
6.8	Opalinuston; Tagebau Vorderthürm	65			
6.8.1	Klassifikation	65			
6.8.2	Eindringversuche	65			
6.9	Opalinustonstein; Reutlingen	67			
6.9.1	Klassifikation	67			
6.9.2	Eindringversuche	67			
6.10	Mergel; A62 Höheinöd	68			
6.10.1	Klassifikation	68			
6.10.2	Eindringversuche	69			
6.11	Mergelsteine; A62 Höheinöd	70			
6.11.1	Klassifikation	70			
6.11.2	Eindringversuche	71			
6.12	Sand- und Tonsteine; Schleuse Erlangen und Schleuse Kriegenbrunn	73			
6.12.1	Klassifikation	73			
6.12.2	Eindringversuche	73			
6.13	Tonmergel; Rhein-Herne-Kanal	75			
6.13.1	Klassifikation	75			
6.13.2	Eindringversuche	75			
6.14	Ton, Schluff, Fels; Rheinböllen	77			
6.14.1	Klassifikation	77			
6.14.2	Eindringversuche	78			
6.15	Bröckelschiefer; A3 Weibersbrunn	80			
6.15.1	Klassifikation	80			
6.15.2	Eindringversuche	80			

Die Anlagen zum Bericht sind im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Problemstellung

Hintergrund des Forschungsvorhabens ist die Überarbeitung der DIN 18300, die einen wesentlichen Bestandteil bei der Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB) darstellt. Im Zuge dieser Überarbeitung soll in Zukunft die bisherige Einstufung von Boden und Fels entsprechend des Zustands beim Lösen in Boden- und Felsklassen entfallen. Anstelle dessen sollen Boden und Fels entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche eingeteilt werden.

Ein Homogenbereich wird dabei definiert als ein begrenzter Bereich bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der für einsetzbare Erdbaugeräte vergleichbare Eigenschaften aufweist (E DIN 18300: unveröffentlichter Entwurf 2013). Die auszuweisenden Homogenbereiche werden dabei anhand bestimmter Eigenschaften und Kennwerte voneinander abgegrenzt (siehe Tabelle 1.1).

Die Beschreibung der Homogenbereiche mittels festgelegter Parameter soll dem Bieter eine fundierte und detaillierte Grundlage liefern, um die erforderlichen Bauverfahren ermitteln und deren Preise kalkulieren zu können. Durch die neue Vorgehensweise sollen Streitfälle vermieden werden, die sich in der Vergangenheit häufig durch fehlerhafte Einstufungen, vor allem bei den Felsklassen 6 und 7, aber auch bei der Abgrenzung der Felsklasse 6 zu den Bodenklassen 4 und 5 ergaben.

Wie aus Tabelle 1.1 ersichtlich, müssen zukünftig bei der Anwendung der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013) für Bo-

den andere Eigenschaften und Kennwerte ermittelt werden als für Fels. In der Baupraxis treten oftmals natürliche Übergangsbereiche zwischen Boden / Lockergestein und Fels / Festgestein auf, beispielsweise im Übergang eines halbfesten bis festen Tons zum Tonstein.

Bislang fehlt aber ein geeignetes Kriterium, mit dem der geotechnische Sachverständige entscheiden kann, ob im Labor die entsprechenden bodenmechanischen oder felsmechanischen Parameter bestimmt werden müssen. Dies wurde auch von HEYER & SCHWARZ (2013) sowie SPANG & FESTAG (2013) im Zuge der Dokumentation und Bewertung von Pilotprojekten, bei denen die Anwendbarkeit der Ausweisung von Homogenbereichen im Zuge laufender Bauprojekte untersucht wurde, festgestellt.

Inwieweit bei Übergangsbereichen Boden-Fels die bisherigen Kriterien der DIN 18300 zur Zuordnung zu den Bodenklassen 4 und 5 bzw. zur Felsklasse 6 herangezogen werden können, um eine Zuordnung zu Boden oder Fels zu treffen, ist unklar. Für bindige Böden erfolgte die bisherige Zuordnung über die Konsistenz. Halbfeste Böden wurden der Bodenklasse 4 bzw. 5, feste Böden der Felsklasse 6 zugeordnet. Die Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz war dabei definiert über die Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2.

Im Rahmen eines vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) geförderter Forschungs- und Entwicklungsvorhabens wurde die Eignung der Bestimmung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 zur Ermittlung der Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz bzw. zwi-

Boden	Fels
<ul style="list-style-type: none"> • Bodengruppen (DIN 18196), ergänzend ortsübliche Bezeichnung • Stein- und Blockanteile (DIN EN ISO 14688-2) • Korngrößenverteilungen (DIN 18123) • Dichte feucht (DIN 18125) • Konsistenz, Konsistenzgrenzen und Wassergehalte (DIN 18121, DIN 18122 und DIN EN ISO 14688-2) • undrained Scherfestigkeit (DIN 18136, DIN 18137-2 oder DIN 4094-4) • Lagerungsdichten (DIN 18126 oder DIN EN ISO 22476-1 und DIN EN ISO 22476-2) • organische Anteile (Glühverlust) (DIN 18128) 	<ul style="list-style-type: none"> • Petrographie (DIN EN ISO 14689-1), ergänzend ortsübliche Bezeichnung • Dichte (DIN EN 1997-2) • Trennflächengefüge und räumliche Orientierungen (DIN EN ISO 14689-1) • Verwitterungsgrad (DIN EN ISO 14689-1) • Einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins (DGGT-Empfehlung Nr. 1 Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern des AK 3.3 Versuchstechnik Fels)

Tab. 1.1: Zu ermittelnde Eigenschaften und Kennwerte für Homogenbereiche in überarbeiteter Fassung DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013)

schen Bodenklasse 4 bzw. 5 und Felsklasse 6 wissenschaftlich untersucht (ETZ et al., 2012). Es wurde bei den Untersuchungen festgestellt, dass der ermittelte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze nicht geeignet ist zur Unterscheidung zwischen halbfester und fester Konsistenz, u. a. deshalb, weil durch die Aufbereitung die natürliche Bodenstrukturen zerstört werden. Von ETZ et al. (2012) wurde vor diesem Hintergrund untersucht, inwieweit bindige Böden in die Bodenklassen der DIN 18300 anhand ihrer Festigkeit eingeteilt werden können. Der einaxiale Druckversuch stellte sich dabei in den Untersuchungen als nicht geeignet heraus, da die Herstellung der Prüfkörper in vielen Fällen aufgrund des Auseinanderbrechens der Prüfkörper nicht möglich war. Aus diesem Grund wurde ein neuartiger Versuch zur Bestimmung der Festigkeit bindiger Böden entwickelt. Bei diesem Versuch handelt es sich um einen Eindringversuch mittels Konusspitze bzw. Proctornadel, der ohne größeren Aufwand routinemäßig durchführbar ist. Die prinzipielle Eignung dieses Versuches zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen Festigkeit und Konsistenz bindiger Böden wurde im Rahmen des genannten Forschungsvorhabens an künstlich hergestellten Bodenproben nachgewiesen. Konkrete Werte für die Zuordnung bindiger Böden zu Locker- und Festgestein liegen allerdings noch nicht vor. Zudem wurde der Versuch bislang nicht an natürlichen, ungestörten Bodenproben durchgeführt.

2 Zielsetzung und Konzeption

2.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung des Forschungsvorhabens war es Zuordnungswerte für die zukünftige Unterscheidung zwischen Boden / Lockergestein und Fels / Festgestein festzulegen. Als Grundlage zur Ermittlung von Zusammenhängen sollten die experimentell ermittelten Parameter Konsistenz, Festigkeit und Eindringwiderstand dienen.

Die Konsistenz und Festigkeit wurden nach den aktuell geltenden Normen (DIN 18122, DIN 18196) ermittelt. Der Eindringwiderstand wurde anhand des von ETZ et al. (2012) neu entwickelten Eindringversuches ermittelt. Da der Versuch bislang nur an künstlich hergestellten Bodenproben durchgeführt wurde, sollte daher in der vorliegenden Forschungsarbeit die Anwendbarkeit dieser Versuchstechnik an ungestörten Boden- bzw. Felsproben validiert werden.

2.2 Forschungskonzeption

2.2.1 Literaturrecherche

Anhand einer Literaturstudie sollten die in der Fachliteratur bestehenden qualitativen und quantitativen Abgrenzungen zwischen Boden / Lockergestein und Fels / Festgestein zusammengestellt werden. Dabei ergaben sich die folgenden Fragenstellungen:

- Inwieweit können die bisherigen Einstufungskriterien der DIN 18300 herangezogen werden, um bei Übergangsbereichen zwischen Boden und Fels Zuordnungswerte zu Boden und Fels festzulegen (im Sinne der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (Homogenbereiche))?
- Welche Kriterien bzw. Boden- und Gesteinsparameter (z. B. Konsistenz, einaxiale Druckfestigkeit) werden in den gängigen Normen, Regelwerken und der Fachliteratur verwendet, um zwischen Boden und Fels zu unterscheiden?

2.2.2 Experimentelle Untersuchungen

Um die Anwendbarkeit des Eindringversuches an ungestörten, natürlichen festen Boden- und weichen Felsproben zu validieren, sollten experimentelle Untersuchungen an insgesamt 25 Böden bzw. Felsarten durchgeführt werden.

Mittels der experimentellen Untersuchungen sollten darüber hinaus Zuordnungswerte für die Einstufung von Boden / Lockergestein und Fels / Festgestein im Sinne der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013) festgelegt werden.

Für die experimentellen Untersuchungen sollten geeignete Proben aus einem möglichst breiten Spektrum der in Deutschland vorkommenden Übergangsböden bzw. -gesteine gewonnen werden. Dazu wurden im Zuge laufender Projekte am Zentrum Geotechnik, aus anderen aktuellen Bauprojekten und aus Abbaustellen (Tagebaue o. ä.) verschiedene Böden und Gesteine aus unterschiedlichen Regionen Süd- und Mitteldeutschlands gewonnen. Bei der Probengewinnung wurden alle verfügbaren Informationen über die Vor-Ort Verhältnisse dokumentiert. Insbesondere wurde auf die Beschreibung löserelevanter Boden- und Felsstrukturen (z. B. Trennflächengefüge) nach DIN EN ISO 14688-1 bzw. 14689-1 geachtet. Zudem wurden die Lösewerkzeuge sowie das Löseverhalten des anstehenden Bodens / Fels, sofern möglich, dokumentiert.

An jeder Probe sollten, sofern möglich und auch erforderlich, die nachfolgend aufgeführten Laborversuche durchgeführt werden:

- Benennung und Beschreibung nach DIN EN ISO 14688-1 bzw. 14689-1
- Beurteilung nach DIN 18196
- Korngrößenverteilung nach DIN 18123
- Wassergehalt nach DIN 18121-1
- Fließ- und Ausrollgrenzen nach DIN 18122-1
- Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2
- Glühverlust nach DIN 18128 (bei Bedarf)
- Kalkgehalt nach DIN 18129 (bei Bedarf)
- einaxiale Druckversuche nach DIN 18136
- Eindringversuche mit der Proctornadel und Konusspitze nach ETZ et al. (2012)

Im Laufe der Untersuchungen wurde dann außerdem die Eindringung mittels Taschenpenetrometer ergänzt.

Bei den Eindringversuchen sollte ein besonderes Augenmerk auf folgende Fragestellungen gelegt werden:

- Vor- und Nachteile des Eindringversuches (auch gegenüber einaxialem Druckversuch)
- Anwendungsgrenzen des Eindringversuches (obere und ggf. untere Grenze der Festigkeit)
- Negative Einflussfaktoren auf das Ergebnis des Eindringversuches wie z. B. Störfaktoren (z. B. Konkretionen u. ä.) und Umgang mit diesen Störfaktoren
- Anwendbarkeit, mögliche Einschränkungen
- Mögliche Korrelation der Ergebnisse des Eindringversuches mit der Konsistenz und / oder der einaxialen Druckfestigkeit

3 Literaturstudie zur qualitativen und quantitativen Abgrenzung Boden/Fels

3.1 Abgrenzungskriterien Boden/Fels nach DIN 18300

3.1.1 Allgemeines zur Abgrenzung Boden/Fels

Es stellt sich zunächst die Frage, ob die bisherigen Einstufungskriterien (DIN 18300: 2012-09) der (Fels)Klasse 6 bzw. die Abgrenzungskriterien der

(Fels)Klasse 6 zu den (Boden)Klassen 4 bzw. 5 herangezogen werden können, um im Sinne der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (E DIN 18300: 2013-09) bei unklaren Gegebenheiten das anstehende Material entweder zu Boden oder zu Fels zuzuordnen.

Im Allgemeinen können Übergangsbereiche von Boden zu Fels in der Praxis einerseits bei Böden auftreten, die in Folge Konsolidierung und (unter Umständen) Ausfällung eines Bindemittels zwischen den einzelnen Komponenten felsartig verfestigen und andererseits bei Fels, der in Folge physikalischer und / oder chemischer Verwitterung zu Boden entfestigt.

Bei der bisherigen Einstufung der DIN 18300 (2012-09) von Boden und Fels (nach dem Zustand beim Lösen) wurden der (Fels)Klasse 6 leicht lösbarer Fels und vergleichbare feste oder verfestigte Bodenarten zugeordnet. Die Zuordnungskriterien zur (Fels)Klasse 6 sind aber bis auf den Hinweis Bodenarten mit über 30 % Massenanteil an Blöcken überwiegend qualitativ. So sind die verwendeten Begriffe bzw. Beschreibungen zur Festigkeit (Felsarten, die einen mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben bzw. feste oder verfestigte Bodenarten) nicht eindeutig definiert und ermöglichen somit keine eindeutige Zuordnung.

3.1.2 Abgrenzung Boden/Fels mittels Konsistenz und Druckfestigkeit

Von BORCHERT & GROSSE (2010) wurde bezüglich der bisherigen DIN 18300 festgestellt, dass die Einstufung fester gemischtkörniger Böden nicht eindeutig erfasst ist. Ebenso sei die Zuordnung von zersetztem Fels, der nach DIN 14689-1 als ein in Boden umgewandeltes Gestein beschrieben wird, ein häufiges Problem in der Praxis.

Von FLOSS (2011) wurde festgestellt, dass sich die der (Fels)Klasse 6 zugeordneten vergleichbaren Bodenarten nur schwierig einstufen lassen und es wurde empfohlen, zusätzliche Festigkeits- und Strukturuntersuchungen durchzuführen.

V. SOOS & Engel (2008) wiesen im Zusammenhang mit der (Fels)Klasse 6 der DIN 18300 darauf hin, dass eine Festigkeitsangabe für fest fehle, und bemängeln, dass zur Abgrenzung oftmals die ihrer Ansicht nach hierfür nicht geeignete Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 verwendet wird.

Um das bereits bekannte Problem bei der Bestimmung der Schrumpfgrenze zu untersuchen, wurden im Rahmen eines vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) geförder- ten Forschungs- und Entwicklungsvorhabens Untersuchungen von ETZ et al. (2012) durchgeführt. Es wurde festgestellt, dass sich die Bestimmung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 zur Ermittlung der Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz bzw. zwischen Bodenklasse 4 bzw. 5 und Felsklasse 6 nicht eignet. Gründe sind versuchstechnische Probleme und die Zerstörung von Bodenstrukturen (Bodenbindungen, Vorbelastungen des Bodens) durch die versuchstechnisch bedingte Aufbereitung des Bodens, was bei einzelnen Böden zu Wassergehalten an der Schrumpfgrenze führt, die über dem Wassergehalt an der Ausrollgrenze liegen (ETZ et al., 2012).

Bei weiter führenden Untersuchungen von ETZ et al. (2012) zu alternativen Laborversuchen wurde der in der Baupraxis etablierte einaxiale Druckversuch favorisiert. Es konnte aber gezeigt werden, dass dieser Versuch bei bindigen Böden halbfester bis fester Konsistenz aufgrund von Problemen bei der Prüfkörperherstellung nicht immer durchgeführt werden kann. Vor diesem Hintergrund wurde der Eindringversuch entwickelt und bereits an künstlich hergestellten bindigen Bodenproben durchgeführt. Die prinzipielle Eignung zur Beschreibung der Festigkeit konnte damit gezeigt werden. Es fehlten aber sowohl Versuche an ungestörten Bodenproben als auch Zuordnungskriterien zur Einteilung von Übergangsbereichen in Boden oder Fels.

Zusammenfassend kann an dieser Stelle zunächst festgestellt werden, dass in der aktuell gültigen Fassung der DIN 18300 (2012-09) als Einstufungskriterium von vergleichbaren Bodenarten in die (Fels) Klasse 6 die Festigkeit (und Konsistenz) zwar als maßgeblich angesehen wird, jedoch es bisher keine quantitativen Zuordnungswerte gibt bzw. sofern vorhanden (Beispiel Schrumpfgrenze) diese nicht geeignet sind.

3.1.3 Abgrenzung Boden/Fels mittels Trennflächengefüge

Neben der Festigkeit sind in der DIN 18300 (2012-09) als Einstufungskriterium zur Abgrenzung von Boden und Fels auch Felsarten, die stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig oder verwittert sind,

aufgeführt. Die Begrifflichkeiten sind allerdings nicht eindeutig definiert.

In der für die DIN 18300 (2012-09) zur Beschreibung von Fels geltenden Norm (DIN EN ISO 14689-1) werden die Begriffe brüchig und bröckelig nicht erwähnt und der Begriff schiefrig bezeichnet nur allgemein eine geologische Strukturform bei metamorphen Gesteinen (ohne genauere Beschreibung).

Der Begriff verwittert ist in DIN EN ISO 14689-1 nur in Zusammenhang mit den Attributen schwach, mäßig, stark und völlig verwittert beschrieben. Dabei umfasst der Verwitterungsgrad von schwach bis völlig verwittert allerdings eine Bandbreite, die mit dem Begriff verwittert im Sinne der DIN 18300 nicht gemeint sein kann. Die Bandbreite reicht nämlich von lediglich vorhandenen Verfärbungen des Gesteins und der Oberfläche von Trennflächen (schwach verwittert) bis hin zu der vollständigen Zersetzung des Gesteins zu Boden (vollständig verwittert). Es ist daher unklar, ab welchem Verwitterungsgrad (nach DIN EN ISO 14689-1) das Gestein der (Fels)klasse 6 zuzuordnen ist. Beispielsweise ist unklar, ob ein vollständig verwitterter Fels bereits zu den (Boden)Klassen 4 bzw. 5 zugeordnet werden muss. BORCHERT & GROSSE (2010) stellen wie bereits erwähnt fest, dass die Zuordnung von zersetztem Fels, der nach DIN 14689-1 als ein in Boden umgewandeltes Gestein beschrieben wird, ein häufiges Problem in der Praxis darstelle.

Der Begriff stark klüftig ist in der DIN EN ISO 14689-1 auch nicht definiert. Nach dem Merkblatt zur Felsbeschreibung für den Straßenbau (1992) bezeichnet stark klüftig einen mittleren Trennflächenabstand von 5 cm bis 10 cm (Toleranz $\pm 20\%$). Dieses Merkblatt ist aber in der DIN 18300 (2012-09) nicht als geltende Richtlinie aufgeführt.

Zusammenfassend lässt sich aufgrund der oben erläuterten, rein qualitativen und nicht eindeutig definierten Einstufungskriterien in die (Fels)Klasse 6 (DIN 18300: 2012-09) lediglich ableiten, dass neben der Festigkeit des Fels bzw. (festen/verfestigten) Bodens auch das Trennflächengefüge des Gebirges und der Verwitterungsgrad in der DIN 18300 (2012-09) als maßgebliche Einstufungskriterien angesehen werden. Eindeutige, quantitative Zuordnungswerte sind aber nicht vorhanden.

Darüber hinaus gibt es aber in der DIN 18300 (2012-09) für Böden mit Blöcken ein eindeutiges Zuord-

nungskriterium: Bodenarten, die über 30 % Massenanteil an Blöcken aufweisen (Korngröße > 200 mm nach DIN EN ISO 14688-1) sind der (Fels)Klasse 6 zuzuordnen.

3.2 Abgrenzungskriterien Fels nach DIN 18300 (Klasse 6 zu 7)

3.2.1 Allgemeines zur Abgrenzung Fels

Für Fels und vergleichbare Bodenarten ist festzustellen, dass in der DIN 18300 (2012-09) eine Beschreibung folgender Eigenschaften gefordert wird: Mineralbestand, petrographische Bezeichnung (Gesteinsart), mineralische Bindung, Trennflächengefüge und räumliche Orientierung, Verwitterungsgrad sowie Druck- und Scherfestigkeit. Damit erfolgt eine Abgrenzung zur Felsklasse 7.

Neben der Problematik der Zuordnung zu Boden oder Fels besteht bei der Einstufung in Homogenbereiche auch die Problemstellung, wie einzelne Homogenbereiche innerhalb von Fels abgegrenzt werden sollten, beispielsweise ab welcher einaxialer Druckfestigkeit bzw. welchem Trennflächenabstand es zweckmäßig ist einen zusätzlichen Homogenbereich auszuweisen.

3.2.2 Abgrenzung Fels (Klasse 6 zu 7)

Auch die Einstufungskriterien der (Fels)Klasse 7 sind analog der Einstufungskriterien in die (Fels) Klasse 6 in der aktuellen Fassung der DIN 18300 (2012-09) nicht eindeutig definiert. Darauf wird in den nachfolgenden Abschnitten eingegangen.

Bezüglich des Begriffs hohe Festigkeit finden sich in der DIN 18300 (2012-09) keine konkreten Festigkeitsangaben. In der DIN EN ISO 14689-1, die als für die Anwendung der DIN 18300 (2012-09) erforderliches Dokument zitiert ist, wird eine hohe einaxiale Druckfestigkeit mit einem Bereich von 50 bis 100 MPa angegeben. Ob dies jedoch einer hohen Festigkeit im Sinne der (Fels)Klasse 7 entspricht, ist nicht eindeutig nachvollziehbar.

Der Begriff wenig verwittert ist in der DIN 18300 (2012-09) nicht näher beschrieben. In der DIN EN ISO 14689-1 gibt es eine Definition für schwach verwittert (vorhandene Verfärbungen des Gesteins und der Oberfläche von Trennflächen). Ob dies jedoch wenig verwittert im Sinne der (Fels)Klasse 7 entspricht, ist nicht eindeutig nachvollziehbar.

Der Begriff wenig geklüftet ist in der DIN 18300 (2012-09) nicht mit einem bestimmten Kluftabstand belegt. Auch in der DIN EN ISO 14689-1 gibt es keine Definition von wenig geklüftet. Aus dem zusätzlichen Einstufungskriterium Haufwerke von großen Blöcken mit Korngrößen > 630 mm lässt sich allerdings ableiten, dass der Trennflächenabstand nach DIN EN ISO 14689-1 mittel (Schichtflächenabstand) bzw. weitständig (Kluft- und Schieferungsflächenabstand), d. h. 600 mm bis 2000 mm für eine Einstufung in die (Fels)Klasse 7 sein muss.

Zusammenfassend lässt sich aufgrund der oben erläuterten nur teilweise definierten Einstufungskriterien in die (Fels)Klasse 7 ableiten, dass neben der Festigkeit des Fels bzw. (festen / verfestigten) Bodens auch das Trennflächengefüge des Gebirges und der Verwitterungsgrad als maßgebliche Einstufungskriterien angesehen werden. Eindeutige, quantitative Zuordnungswerte sind nur bei Haufwerken aus großen Blöcken mit Korngrößen > 630 mm festgelegt, woraus sich ein Trennflächenabstand ableiten lässt, der nach DIN EN ISO 14689-1 als mindestens mittel (Schichtflächenabstand) bzw. weitständig (Kluft- und Schieferungsflächenabstand), d. h. 600 mm bis 2000 mm, zu bezeichnen ist.

3.3 Abgrenzungskriterien Boden/Fels in Normen, Regelwerken und Fachliteratur

Gemäß der zukünftigen Fassung der DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013) gelten für das Untersuchen, Benennen und Beschreiben von Fels die Vorgaben des EC 7 und der DIN 4020. Im ersten Schritt soll daher dargestellt werden, welche Grundlage dem geotechnischen Sachverständigen bei korrekter Umsetzung dieser Vorgaben im Zuge der Baugrunderkundung derzeit zur Verfügung steht, um in Grenzfällen Boden und Fels entsprechend zu unterscheiden.

Die Benennung und Beschreibung und entsprechende Darstellung von Boden und Fels muss gemäß EC 7 und der DIN 4020 nach folgenden Normen bzw. in Übereinstimmung mit diesen erfolgen: bei Boden nach DIN EN ISO 14688-1 und gemäß DIN 18300 auch nach DIN EN ISO 14688-2 sowie DIN 4023; bei Fels nach DIN EN ISO 14689-1, wobei zusätzlich die Fels-Güte-Bezeichnung (RQD), der gesamte Kerngewinn (TCR) und der vollständi-

ge Kerngewinn (SCR) gemäß den Definitionen in DIN EN ISO 22475-1 angegeben werden müssen; die Darstellung erfolgt nach DIN 4023.

In Tabelle 3.1 sind die in diesen Normen verwendeten Definitionen bzw. Abgrenzungskriterien für Boden und Fels tabellarisch zusammengestellt. Aus der Tabelle lässt sich ableiten, dass die einaxiale Druckfestigkeit σ_u bzw. q_u und die undrainierte Scherfestigkeit c_u darin als maßgeblicher Parameter angesehen werden, um eine Zuordnung zu Bo-

den oder Fels zu treffen. Die angegebenen Zuordnungswerte sind allerdings abweichend und liegen zwischen 0,6 MPa und 1,0 MPa einaxialer Druckfestigkeit bzw. 0,3 MPa und 0,5 MPa undrainierter Scherfestigkeit (bei Annahme $c_u = q_u / 2$, v. SOOS & ENGEL (2008)).

Für die Ermittlung der Festigkeit im Feld werden manuelle Versuche (Konsistenzbestimmung, Hammerschlagtest, Ritztest, Taschenpenetrometer, kleine Flügelsonde, Punktlastversuch) genannt, für die

Qualitative Beschreibung Abgrenzungskriterien Boden und Fels	Quantitative Beschreibung Abgrenzungskriterien Boden und Fels
<ul style="list-style-type: none"> Definition Boden: (DIN EN ISO 14688-1) Gemisch mineralischer Bestandteile in Form einer Ablagerung, aber fallweise organischen Ursprungs, das mit geringem mechanischen Aufwand separiert werden kann (...) Anmerkung: Böden weisen teilweise auch ein felsartiges Gefüge auf, besitzen aber normalerweise eine geringere Festigkeit als Fels. 	<ul style="list-style-type: none"> Quantifizierende Bezeichnungen Boden: (DIN EN ISO 14688-2) <ul style="list-style-type: none"> - Lagerungsdichte - undrainierte Scherfestigkeit - Konsistenzzahl (Hinweis: bei einem Ton mit gleicher Konsistenzzahl [ist] die Festigkeit nicht immer gleich)
<ul style="list-style-type: none"> Definition Fels: (DIN EN ISO 14689-1) natürliche Ansammlung von Mineralen, die konsolidiert, verkittet oder in anderer Form verbunden sind und ein Gestein von größerer einaxialer Druckfestigkeit und Steifigkeit bilden als Boden 	<ul style="list-style-type: none"> Quantitative Zuordnungswerte Boden zu Fels: (DIN EN ISO 14688-2) Boden mit einer [undrainierten] Scherfestigkeit von größer 300 kPa [kann] sich wie weicher Fels verhalten und [sollte] wie Fels nach ISO 14689-1 beschrieben werden
<ul style="list-style-type: none"> Verwitterung von Fels zu Boden: (= Gebirgsverband, d. h. Gestein + Trennflächen) (DIN EN ISO 14689-1) <ul style="list-style-type: none"> - stark verwitterter Fels: Mehr als die Hälfte des Gesteins ist zersetzt (**) oder zerfallen (*) [...]. - vollständig verwitterter Fels: Das gesamte Gestein ist zu Boden zersetzt (**) und/oder zerfallen (*). Die ursprüngliche Gebirgsstruktur ist größtenteils noch unversehrt. - zersetzter Fels: Das gesamte Gestein ist zu Boden umgewandelt. Die Gebirgsstruktur und die Gesteinstextur sind aufgelöst [...]. 	<ul style="list-style-type: none"> Verfahren Abschätzung Festigkeit Boden: (DIN EN ISO 14688-2) <ul style="list-style-type: none"> - manuelle Versuche (Konsistenzbestimmung) - einfache Feldversuche (z. B. Taschenpenetrometer, kleine Flügelsonde) Quantitative Zuordnungswerte Fels zu Boden: (DIN EN ISO 14689-1) Manche sehr weiche Gesteine [mit einaxialer Druckfestigkeit weniger als 1 MPa] verhalten sich wie Boden und sollten daher auch als solche nach ISO 14688-1 beschrieben werden. Anmerkung: Die einaxiale Druckfestigkeit kann nicht immer im Feld bestimmt werden; daher werden oftmals Punktlastversuche verwendet, um die Festigkeit von Gestein annähernd zu bestimmen.
<ul style="list-style-type: none"> Darstellung eines zu Boden verwitterten Fels: (DIN 4023) Bei vollständiger Zersetzung, [...] der Fels den Charakter einer Bodenart angenommen hat, ist deren Kurzform in Klammern anzufügen, z. B. Pl (S, g) = Plutonit (Granit) zersetzt zu kiesigem Sand (Gesteinsgrus). [...] 	<ul style="list-style-type: none"> Verfahren Abschätzung Festigkeit Fels im Feld: (gemäß DIN EN ISO 14689-1) manuelle Verfahren (Hammerschlag, Ritztest) : <ul style="list-style-type: none"> - Zuordnung zu Boden: mit Fingernagel leicht ritzbar - Zuordnung zu Fels: mit Messer ritzbar; durch feste Aufschläge mit der Spitze des Geologenhammers zu zerbröckeln
<p>* zerfallenes Gestein (DIN EN ISO 14689-1) Das Gestein ist durch physikalische Verwitterung zerlegt, so dass kein Verbund mehr zwischen den Gesteinskörnern besteht. Das Gestein ist zu einem Boden verwittert und verändert, wobei die ursprüngliche Gesteinstextur noch erhalten ist. Das Gestein ist bröcklig, aber die Mineralkörner sind nicht verwittert.</p> <p>** zersetztes Gestein(DIN EN ISO 14689-1) Das Gestein ist durch die chemische Veränderung der Mineralkörner zu einem Boden verwittert, wobei die ursprüngliche Gesteinstextur noch erhalten ist. Einige oder alle Mineralkörner sind zersetzt.</p>	

Tab. 3.1: Übersicht qualitative und quantitative Beschreibung / Abgrenzungskriterien Boden und Fels in den gemäß DIN 18300 zur Untersuchung, Benennung und Beschreibung von Boden und Fels zu verwendenden Normen

teilweise Zuordnungskriterien definiert werden (z. B. bei Fels, der mit Fingernagel ritzbar: Zuordnung zu Boden). Der Punktlastversuch ist jedoch für Gesteine geringer Festigkeit gemäß THURO (2010) nicht geeignet und daher als Versuch zur Ermittlung von Zuordnungswerten Boden und Fels unbrauchbar. Ebenso ist der Anwendungsbereich der Flügelsonde begrenzt auf einen Maximalwert der undrainierten Scherfestigkeit c_u von ca. 200 kPa. Bei dem in DIN 14688-1 angegebenen Grenzwert einer undrainierten Scherfestigkeit c_u von 300 kPa ist auch die Flügelsonde nicht zur Ermittlung von Zuordnungswerten Boden / Fels geeignet.

Es kann darüber hinaus festgestellt werden, dass bei der Beschreibung des Verwitterungsgrades von Fels (Gestein im Gebirgsverband, d. h. einschließlich Trennflächen etc.) nach DIN EN ISO 14689-1 die Verwitterungsstufe stark verwitterter Fels (mehr als die Hälfte des Gesteins ist zu Boden verwittert) nicht eindeutig zu Boden oder Fels zugeordnet werden kann. Bei den Verwitterungsstufen vollständig verwitterter Fels und zersetzter Fels (das gesamte Gestein ist zu Boden verwittert) hingegen lässt sich aus der Definition eine Zuordnung zu Boden ableiten. Dies wird dadurch bestätigt, dass bei vollständig in Boden umgewandeltem Fels auch gemäß DIN 4023 die entsprechende Bodenart zusätzlich zu dem Ausgangsgestein anzugeben ist. Beim Verwitterungsgrad vollständig verwitterter Fels ist gemäß Definition die ursprüngliche Gebirgsstruktur noch weitestgehend unversehrt, was sich vor allem auf das Trennflächengefüge (Schichtung, Klüftung, Störungen) beziehen wird. Damit ist das Trennflächengefüge wichtiger Bestandteil für die Beschreibung der Gebirgsverhältnisse.

Auch bei Böden wird in der DIN EN ISO 14688-1 der Begriff Trennflächen verwendet, um Oberflächen in einem Boden zu beschreiben, die verschiedene Bodenarten gliedern oder Schwächezonen innerhalb des Bodens bilden. Analog zu Fels erfolgt die Beschreibung der vorhandenen Trenn- bzw. Schichtflächen nach DIN EN ISO 14689-1.

Zusammenfassend lässt sich aber feststellen, dass eine Zuordnung zu Boden oder Fels über den Verwitterungsgrad nur mittels qualitativer Beschreibung erfolgt (kein Verbund mehr zwischen den Gesteinskörnern bzw. zu Boden verwittert) und somit eine eindeutige Zuordnung darüber nicht gegeben ist.

Neben den gemäß DIN 18300 für die Untersuchung, Benennung und Beschreibung von Boden und Fels festgelegten Normen sollen im zweiten Schritt die qualitativen und quantitativen Abgrenzungskriterien von Boden und Fels zusammengestellt werden, die in den übrigen ATV (DIN 183...), Regelwerken und der Fachliteratur enthalten sind (siehe Tabelle 3.2).

Aus der Zusammenstellung der qualitativen und quantitativen Abgrenzungskriterien von Boden und Fels in Tabelle 3.2 wird einerseits ersichtlich, dass in den übrigen ATV (DIN 183...) ein Abgrenzungskriterium von Fels zu Boden nicht vorhanden ist (DIN 18312, DIN 18313). Andererseits geht aber aus Tabelle 3.2 auch hervor, dass ein Abgrenzungskriterium über den Verwitterungsgrad (DIN 18301, DIN 18311, DIN 18319) nach Merkblatt FGSV 543 festgelegt ist. Dabei wird zersetzter Fels zu Boden und stark entfestigter Fels zu Fels zugeordnet.

In den Normen DIN 18301, DIN 18311 und DIN 18319 ist bezüglich einer Abgrenzung von Boden zu Fels nur festgelegt, dass mit Fels vergleichbare Bodenarten entweder in die Bodenklassen der bindigen Böden (BB) oder aber zu den Felsklassen (FV) zugeordnet werden müssen. Eine Zuordnung zur Klasse BB erfolgt anhand der undrainierten Scherfestigkeit (20 kN/m² bis 600 kN/m²) oder der Konsistenz (flüssig bis fest). Demnach besitzen feste bindige Böden eine undrainierte Scherfestigkeit größer als 600 kN/m² bzw. 0,6 MPa. Jedoch wird dabei kein Grenzwert angegeben, ab dem eine Zuordnung zu Fels erfolgen sollte. Eine Eingruppierung in die Felsklasse erfolgt anhand des Verwitterungsgrades, Trennflächenabstandes und der einaxialen Druckfestigkeit. Dabei gibt nur der Verwitterungsgrad zersetzt einen Hinweis auf einen Übergang von Fels zu Boden, in dem die Einteilung dieses zersetzten Fels anhand der Bodenklasse BB (bindig) oder BN (nichtbindig) erfolgen soll.

Wie bereits erwähnt, werden im Merkblatt zur Felsbeschreibung nach FGSV (1992) als manuelle Verfahren zur Unterscheidung Boden-Fels der Hammerschlagtest, das Verhalten zwischen den Fingern, der Ritztest sowie der Rückprallhammer genannt. Als quantitativer Zuordnungswert von Fels zu Boden (Verwitterungsgrad zersetzt nach Tabelle 3.2) ist eine einaxiale Druckfestigkeit kleiner als 1,0 MPa festgelegt. Die Verwitterungsstufe stark entfestigt ist zudem durch Wert des Rückprallhammers von $R = 0$ beschrieben. Ein Wert für den Verwitterungsgrad zersetzt ist nicht angegeben. Damit

Literaturverweis	Qualitative und quantitative Abgrenzungskriterien Boden/Fels												
FLOSS (2011) (Handbuch zur ZTVE-StB)	<ul style="list-style-type: none"> Anhaltswerte einaxiale Druckfestigkeit q_u: <ul style="list-style-type: none"> - feste Tone: 0,3 bis 1,0 MPa - Tonsteine: 2,0 bis 3,0 MPa (mit Hinweis, dass Spitzenwerte um das 5- bis 10-fache höher sein können) 												
MATULA (1981)	<ul style="list-style-type: none"> Einaxiale Druckfestigkeit $q_u < 1,25$ MPa: Zuordnung zu festem Boden (mit Hinweis, dass wie Boden untersucht werden soll) 												
DIN 1054 (2010)	<ul style="list-style-type: none"> Einaxiale Druckfestigkeit $q_u = 0,7$ MPa: Grenze halbfeste-feste Konsistenz 												
DIN 18301 Bohrarbeiten (Einstufung in Boden-/Felsklassen)	<ul style="list-style-type: none"> mit Fels vergleichbare Bodenarten mit weitgehend festem Gefüge sind nach Klasse bindiger Boden (BB) oder Felsklasse (FV) einzustufen Klasse BB: <ul style="list-style-type: none"> - bindige Böden, Einstufung anhand undrainierter Scherfestigkeit c_u und Konsistenz - undrainierte Scherfestigkeit $c_u > 0,6$ MPa: Grenze halbfest – fest (Klasse BB 4) - kein Grenzwert, ab dem Einstufung als Fels Klasse FV: <ul style="list-style-type: none"> - Einstufung anhand Verwitterungsgrad, Trennflächengefüge, einaxiale Druckfestigkeit - Verwitterungsgrad zersetzt: Fels wird zu Boden zugeordnet (Einstufung nach Klasse bindige Böden (BB) oder Klasse nichtbindige Böden (BN)) 												
DIN 18311 Nassbaggerarbeiten (Einstufung in Boden-/Felsklassen)													
DIN 18312 Untertagearbeiten (Einstufung in Vortriebsklassen)	<ul style="list-style-type: none"> keine Abgrenzungskriterien Boden/Fels 												
DIN 18313 Schlitzwandarbeiten (Einstufung in Homogenbereiche)	<ul style="list-style-type: none"> keine Abgrenzungskriterien Boden/Fels 												
DIN 18319 Rohrvortriebsarbeiten (Einstufung in Boden-/Felsklassen)	<ul style="list-style-type: none"> bindige Böden: Einstufung über Konsistenz; bei fester Konsistenz: zusätzlich Angabe undrainierter Scherfestigkeit c_u oder einaxiale Druckfestigkeit q_u gefordert zersetzer Fels ist Boden zugeordnet (nach Klassen bindige Böden/nichtbindige Böden einzustufen) 												
FGSV 543 (Merkblatt zur Felsbeschreibung für den Straßenbau)	<ul style="list-style-type: none"> Zersetzer Fels: Zuordnung zu Boden (Verhalten wie Boden) Stark entfestigter Fels: Zuordnung zu Fels (Gestein per Definition) <p>Auszug aus Tabelle 3 der FGSV 543:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Gesteins- verwitterungs- grad</th> <th>Beschreibung Erscheinungsbild</th> <th>Merkmale</th> <th>Feldversuche (Hammerschlag / Rück- prallhammer)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>stark entfestigt</td> <td>Gestein ist deutlich bis stark entfestigt; starke Verfärbungen der Klüftwandungen und des Gesteins</td> <td>Gestein ist brüchig, mürbe, absandend, sehr weich, einaxiale Druckfestigkeit: 1 bis 5 MPa</td> <td>brüchig bei Hammerschlag, Hammer gute Einkerbung, größere Stücke mit Hand zerbrechbar; gut ritzbar Rückprallhammer Wert $R=0$ (nach DIN 1048-2)</td> </tr> <tr> <td>zersetzt</td> <td>Gestein ist völlig entfestigt oder zersetzt, Gesteinsgefüge jedoch erkennbar</td> <td>Verhalten wie bindiger oder nichtbindiger Boden; extrem weich, einaxiale Druckfestigkeit < 1 MPa</td> <td>kann von Hand gelöst werden; Teil der Minerale von Hand zu zerreiben; in Wasser zu plastifizieren</td> </tr> </tbody> </table>	Gesteins- verwitterungs- grad	Beschreibung Erscheinungsbild	Merkmale	Feldversuche (Hammerschlag / Rück- prallhammer)	stark entfestigt	Gestein ist deutlich bis stark entfestigt; starke Verfärbungen der Klüftwandungen und des Gesteins	Gestein ist brüchig, mürbe, absandend, sehr weich, einaxiale Druckfestigkeit: 1 bis 5 MPa	brüchig bei Hammerschlag, Hammer gute Einkerbung, größere Stücke mit Hand zerbrechbar; gut ritzbar Rückprallhammer Wert $R=0$ (nach DIN 1048-2)	zersetzt	Gestein ist völlig entfestigt oder zersetzt, Gesteinsgefüge jedoch erkennbar	Verhalten wie bindiger oder nichtbindiger Boden; extrem weich, einaxiale Druckfestigkeit < 1 MPa	kann von Hand gelöst werden; Teil der Minerale von Hand zu zerreiben; in Wasser zu plastifizieren
Gesteins- verwitterungs- grad	Beschreibung Erscheinungsbild	Merkmale	Feldversuche (Hammerschlag / Rück- prallhammer)										
stark entfestigt	Gestein ist deutlich bis stark entfestigt; starke Verfärbungen der Klüftwandungen und des Gesteins	Gestein ist brüchig, mürbe, absandend, sehr weich, einaxiale Druckfestigkeit: 1 bis 5 MPa	brüchig bei Hammerschlag, Hammer gute Einkerbung, größere Stücke mit Hand zerbrechbar; gut ritzbar Rückprallhammer Wert $R=0$ (nach DIN 1048-2)										
zersetzt	Gestein ist völlig entfestigt oder zersetzt, Gesteinsgefüge jedoch erkennbar	Verhalten wie bindiger oder nichtbindiger Boden; extrem weich, einaxiale Druckfestigkeit < 1 MPa	kann von Hand gelöst werden; Teil der Minerale von Hand zu zerreiben; in Wasser zu plastifizieren										
ZTVE-StB 2009	<ul style="list-style-type: none"> Böden und Fels, die sich nicht einordnen lassen, sind zu beschreiben 												

Tab. 3.2: Übersicht qualitative und quantitative Abgrenzungskriterien Boden und Fels in den ATV (DIN 183...), Regelwerken und in der Fachliteratur

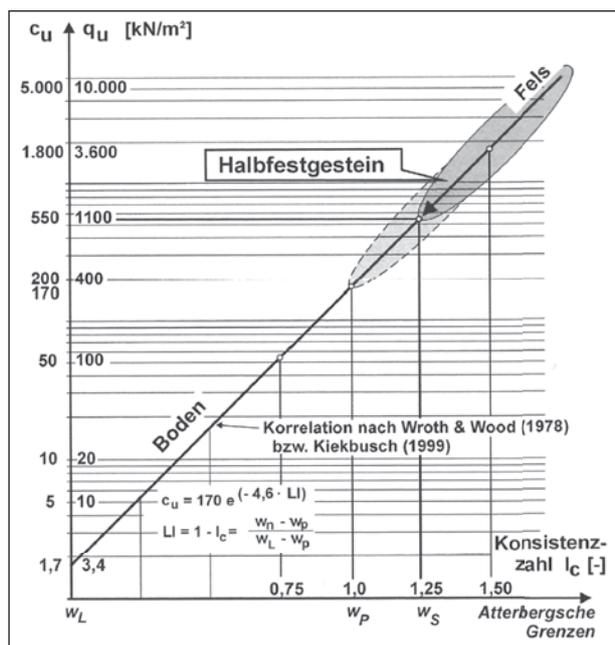


Bild 3.1: Halbfestgesteine im Übergangsbereich von Locker- zu Festgestein (MOORMANN et al., 2004)

DIN EN ISO 14689-1	Merkblatt FGSV 543	Zuordnung
mit Fingernagel leicht ritzbar	kann von Hand gelöst werden; Teil der Minerale von Hand zu zerreiben; in Wasser zu plastifizieren	Boden
mit Messer ritzbar; durch feste Aufschläge mit der Spitze des Geologenhammers zu zerbröckeln	gut ritzbar; brüchig bei Hammerschlag; mit Hammer gute Einkerbung möglich; größere Stücke mit Hand zerbrechbar	Fels

Tab. 3.3: Manuelle Verfahren zur Beschreibung der Festigkeit und des Verwitterungsgrades von Fels und entsprechende Zuordnung zu Boden oder Fels

lässt sich der Übergang zwischen beiden Verwitterungsstufen, der als Übergang zwischen Boden und Fels angesehen werden kann, nicht mithilfe des Rückprallhammers bestimmen.

In der DIN 1054 liegt die Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz bei einer einaxialen Druckfestigkeit von 0,7 MPa, was etwa einer undrainierten Scherfestigkeit von ca. 0,4 MPa entspricht (bei Annahme $c_u = q_u / 2$, v. SOOS & ENGEL (2008)).

FLOSS (2011) gibt für feste Tone und Tonsteine Anhaltswerte für die einaxiale Druckfestigkeit. Für feste Tone liegen diese zwischen 0,3 MPa und 1,0 MPa und für Tonsteine zwischen 2,0 MPa und 3,0 MPa. Demnach liegt die einaxiale Druckfestig-

keit im Grenzbereich Ton zu Tonstein zwischen ca. 1,0 MPa und 2 MPa bzw. etwa bei einer undrainierten Scherfestigkeit zwischen ca. 0,5 MPa und 1,0 MPa.

Nach MATULA (1981) sind Gesteine mit einer einaxialen Druckfestigkeit kleiner als 1,25 MPa in der Regel Boden zuzuordnen und entsprechend wie Boden zu untersuchen.

Wie aus Tabelle 3.2 ersichtlich, werden Übergangsgesteine häufig über die einaxiale Druckfestigkeit abgegrenzt. Die Bandbreite für Übergangsböden und -gesteine schwankt in den verschiedenen Literaturquellen. Ansätze für eine Korrelation lieferten WROTH & WOOD (1978) bzw. KIEKBUSCH (1999). Dieser Korrelationsansatz wurde von MOORMANN et al. (2004) aufgegriffen und für den Übergangsbereich zwischen Locker- und Festgestein, wie in Bild 3.1 visualisiert, definiert.

3.4 Folgerungen und Lösungsansätze zur Festlegung der Zuordnungswerte für Boden und Fels

Aus den in den Kapiteln 3.1 bis 3.3 zusammengestellten Beschreibungen und Abgrenzungskriterien für Boden und Fels lässt sich zusammenfassend feststellen, dass einerseits manuelle Verfahren (Hammerschlag, Ritztest, Verhalten zwischen den Fingern) bei der Beurteilung der Festigkeit oder des Verwitterungsgrades von Fels aufgeführt werden. Andererseits sind entsprechende Kriterien genannt anhand derer eine Zuordnung zu Boden oder Fels erfolgt (siehe Tabelle 3.3).

Darüber hinaus sind quantitative Zuordnungswerte zu Boden und Fels über die einaxiale Druckfestigkeit und die undrainierte Scherfestigkeit festgelegt. Es werden dabei unterschiedliche Werte angegeben: einaxiale Druckfestigkeit von 0,6 MPa bis 1,3 MPa bzw. eine undrainierte Scherfestigkeit von ca. 0,3 MPa bis 0,6 MPa (bei Annahme $c_u = q_u / 2$, v. SOOS & ENGEL (2008)).

Eine Zuordnung von bindigen Böden fester Konsistenz zu Fels bzw. Felsklasse 6 gab es zwar in der bisherigen DIN 18300 (2012-09). In den übrigen ATV (DIN 183...) werden feste Böden, sofern eine Zuordnung festgelegt ist, derzeit allerdings den Bodenklassen zugeordnet. Zusätzlich ist in DIN 18301 und DIN 18311 festgelegt, dass bindige Böden fester Konsistenz eine undrainierte Scherfestigkeit von

mindestens 0,6 MPa aufweisen. Dies stimmt nicht eindeutig mit den Forderungen nach dem Merkblatt zur Felsbeschreibung für den Straßenbau nach FGSV (1992) überein. Hier gilt für den Verwitterungszustand zersetzt, bei dem sich der Fels wie ein Boden verhält, eine einaxiale Druckfestigkeit kleiner als 1,0 MPa bzw. eine maximale undrainierte Scherfestigkeit von 0,5 MPa (bei Annahme $c_u = q_u / 2$, v. SOOS & ENGEL (2008)).

Die zahlreichen qualitativen Beurteilungskriterien zur Unterscheidung von Boden und Fels können keine konkreten Zuordnungswerte liefern. Quantitative bestehende Abgrenzungskriterien von Boden und Fels basieren vor allem auf Versuchen zur Bestimmung der Festigkeit (einaxiale Druckfestigkeit, undrainierte Scherfestigkeit, Rückprallwert). Nachdem jedoch die oben aufgeführten, bestehenden Zuordnungswerte eine gewisse Bandbreite aufweisen, sollten weitere experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden, um konkrete Zuordnungswerte unter Berücksichtigung der bereits bestehenden Zuordnungswerte festlegen zu können.

Nachdem ein einfach zu bestimmender Zuordnungswert gesucht wird, ist der einaxiale Druckversuch zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit dem Triaxialversuch zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit vorzuziehen. Es besteht dabei die Möglichkeit, die undrainierte Scherfestigkeit über $c_u = q_u / 2$ (v. SOOS & ENGEL, 2008) in Näherung anzugeben. Die einaxiale Druckfestigkeit kann jedoch aufgrund von Problemen bei der Herstellung der Prüfkörper häufig an festen Böden bzw. weichem Fels nicht ermittelt werden (ETZ et al., 2012). Daher sollte die von ETZ et al. (2012) neu entwickelte Versuchstechnik zur Ermittlung eines Festigkeitswerts herangezogen werden. Deren prinzipielle Anwendbarkeit wurde an künstlich hergestellten bindigen Böden untersucht und bestätigt und ist an ungestörten Proben noch zu validieren. Inwieweit dieser Versuch auch bei verfestigten nicht bindigen Böden bzw. weichem Fels angewendet werden kann, muss ebenfalls noch untersucht werden. Der ermittelte Eindringwiderstand sollte mit der einaxialen Druckfestigkeit korreliert werden, um eine Anwendung beider Versuche zu gewährleisten.

Darüber hinaus sind bei der Festlegung von Zuordnungswerten nachfolgend aufgeführte Punkte zu beachten.

Zum einen ist zu berücksichtigen, dass die an Proben im Labor ermittelte Festigkeit nur die Festigkeit

des Gesteins, aber nicht die Festigkeit des anstehenden Felsverbandes bzw. Gebirges beschreibt. Lediglich in Ausnahmefällen (z. B. bei sehr enger Klüftung) wird mit der Festigkeit am Einzelkörper auch die Festigkeit des Felsverbandes bzw. Gebirges beschrieben (FLOSS, 2011). Daher ist zu prüfen, ob letztlich bei der Festlegung von Zuordnungswerten zu Boden oder Fels über die Festigkeit des Gesteins hinausgehend zusätzlich die Beschreibung des Trennflächengefüges miteinbezogen werden sollte. Da jedoch das Trennflächengefüge (Art, Ausbildung, räumliche Erstreckung etc.) maßgeblich die Festigkeitseigenschaften des Felsverbandes / Gebirges bestimmt (v. SOOS & ENGEL, 2008), sollte im Zuge der weiteren Untersuchungen geprüft werden, in welcher Form und in welchem Umfang dies möglich ist. Eine Berücksichtigung des Trennflächengefüges wäre ohne zusätzlichen Untersuchungsaufwand möglich, da eine entsprechende Beschreibung sowohl bei Boden (DIN EN ISO 14688-1) als auch bei Fels (DIN EN ISO 14689-1) verlangt wird.

Aus Kapitel 3.1 lässt sich für die Festlegung von Zuordnungswerten zu Boden und Fels noch folgender wichtiger Punkt ableiten. Bisher wurden in der DIN 18300 Bodenarten mit Blockanteilen > 30 % der (Fels)Klasse 6 zugeordnet und Haufwerke aus großen Blöcken mit Korngrößen > 630 mm wurden in die (Fels)Klasse 7 eingestuft. Hier wird empfohlen, bei der Anwendung der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013) solche Böden Boden zuzuordnen, wobei der Stein- und Blockanteil nach DIN EN ISO 14688-2 angegeben wird (siehe Parameterliste Kapitel 1). Zusätzlich sollten unter Berücksichtigung des Geltungsbereichs der DIN 18300 die Festigkeit dieser Blöcke ermittelt werden, da diese bei der Kalkulation der Gerätschaften für die Prozesse Lösen, Laden, Einbauen und Verdichten einen maßgeblichen Einfluss haben können.

An dieser Stelle soll auch darauf hingewiesen werden, dass die Einteilung der anstehenden Böden bzw. des Fels in Homogenbereiche gemäß der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013) nach dem Zustand vor dem Lösen erfolgen soll. Für die im Zuge dieser Forschungsarbeit zu untersuchende Fragestellung bedeutet dies, dass der natürliche, im Zuge der Baugrunderkundung angetroffene Zustand maßgeblich ist für die Zuordnung zu Boden oder Fels. Eine mögliche Veränderlichkeit von Fels kann dabei folglich nicht berücksichtigt werden. Das heißt, dass

Fels, der veränderlich-fest ist und somit durch äußere Einflüsse (Temperatur, Feuchtigkeit, mechanische Beanspruchung u. a.) im Zuge des Lösens und der damit einhergehenden Freilegung seine Eigenschaften unter Umständen so verändert, dass er sich dann unter Umständen wie Boden verhält, zunächst ohne Berücksichtigung der Veränderlichkeit dem Fels zugeordnet wird. Es erfolgen dann die Untersuchungen entsprechend der Parameterliste für Fels. Zu berücksichtigen ist dabei, dass diese Parameterliste für Fels bislang keine Untersuchungen enthält, die die Veränderlichkeit beschreiben. Allerdings wird an anderer Stelle der DIN 18300 gefordert, dass wesentliche Änderungen der Eigenschaften und Zustände von Boden und Fels nach dem Lösen angegeben werden müssen. Inwieweit die nach DIN 14689-1 vorgesehenen Wasserlagerungsversuche sowie der nach ZTV E-StB-09 zur Beschreibung veränderlich fester Gesteine durchzuführende Siebtrommelversuch nach TP BF-StB Teil C 20 dazu ausreicht, sollte überprüft werden.

4 Probengewinnung

4.1 Übersicht Entnahmestellen und Versuchsböden

Die Versuchsböden wurden zu Beginn der Untersuchungen wie ursprünglich geplant aus zugänglichen Lagerstätten und im Zusammenhang mit Projekten, die am Zentrum Geotechnik betreut werden, gewonnen. Da die auf diese Weise gewonnenen Proben (z. B. OSM-Ton(I) bis OSM-Ton (III)) aus ähnlichen geologischen Formationen stammten, sollten die weiter zu gewinnenden Proben möglichst aus anderweitigen typischen geologischen Formationen Deutschlands gewonnen werden. Zur Ausweitung der Suche mussten daher zusätzliche Proben aus aktuell laufenden Bauprojekten oder auch aus Rückstellproben vergangener Projekte gewonnen werden. Dazu wurde eine Vielzahl von Unternehmen, darunter Bauunternehmen und Bohrfirmen sowie Ämter und Institute verschiedenster Art, wie z. B. Bauämter und Straßenbaulandesämter der Bundesländer und die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), für eine mögliche Probenahme kontaktiert.

Eine Übersicht über alle Entnahmestellen, von denen sich sowohl geeignete als auch ungeeignete Proben herauskristallisiert haben, enthält Tabelle 4.1. Darin sind ebenfalls die Bezeichnungen sowie

Kurzbezeichnungen der Böden, die für die Laborversuche und Darstellung der Diagramme verwendet wurden, enthalten.

In Kapitel 4.3 werden die einzelnen Probenentnahmestellen separat vorgestellt.

4.2 Verfahren zur Probengewinnung

Für die vorgesehenen Festigkeitsuntersuchungen (einaxiale Druckversuche, Eindringversuche) sollten möglichst ungestörte Proben (Sonderproben) gewonnen werden, d. h. Boden- und Felsproben der Entnahmekategorie A nach DIN EN ISO 22475-1 bzw. der Güteklasse 1 nach DIN EN 1997-2. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden zwei Arten der Probengewinnung unterschieden, die Gewinnung aus Schürfen (siehe Kapitel 4.2.1) und die Gewinnung aus Bohrungen (siehe Kapitel 4.2.2). Aus händisch oder durch Baggeraushub hergestellten Schürfen konnten Proben in Entnahmezylinder sowie bei festeren Böden Blockproben entnommen werden. Aus Bohrungen verschiedenster Art konnten Proben aus Entnahmezylindern, Kernproben (Teilproben einer Liner-Probe) und ebenfalls Blockproben gewonnen werden.

4.2.1 Probengewinnung aus Schürfen

Herstellung von Schürfen

In den beprobten Tagebauen Obernurnberg (OSM-Ton (II)) und Vorderthürn (Opalinuston) mussten die Schürfe zur Probenentnahme händisch mit Pickel und Schaufel hergestellt werden. Bei der Schurfherstellung wurde darauf geachtet, dass der anstehende Boden soweit abgegraben wurde bis von Witterungseinflüssen unbeeinflusstes Material anstand. Der Abtrag von verwittertem Boden erfolgte auf einer Fläche von ca. 1 m x 2 m (siehe z. B. für OSM-Ton (II) in Bild 4.1).

Die Herstellung eines Schurfes erfolgte aber auch mittels Baggeraushub, z. B. bei den Mergel und Mergelsteinen des Bauprojektes an der A62 Höhenöd. Exemplarisch sind für diesen Vorgang in Bild 4.2 der Baggeraushub sowie der infolge dessen ausgegrabene Bereich dargestellt.

Probengewinnung mittels Entnahmezylinder

In den händisch und durch Baggeraushub hergestellten Schürfen wurden Entnahmezylinder nach den Vorgaben der DIN EN ISO 22475-1 entnommen. Dabei wurden Entnahmezylinder mit einem

Entnahmestelle		Geologische Zuordnung	Bodenart / Gesteinsart	Probengewinnung über ...	Bezeichnung Versuchsboden	Kurzbezeichnung	
Nr.	Bezeichnung (Bundesland, Stadt o.ä.)						
01	Bohrungen Plattling (Bayern)	OSM ²⁾ (Tertiär, Miozän)	Ton / Schluff, st-hf ³⁾	Projekt ZG ⁴⁾	OSM-Ton (I)	OSM(I)	
02	Tagebau Obernumberg (Bayern)	OSM ²⁾ (Tertiär, Miozän)	Ton, hf-f ³⁾	Fa. Schlagmann ¹⁾	OSM-Ton (II)	OSM(II)	
03	Bohrungen Donau / Lech (Bayern)	OSM ²⁾ (Tertiär, Miozän)	Ton, st-hf-f-vf ³⁾	Projekt ZG ⁴⁾	OSM-Ton (III)	OSM(III)	
04	Baugrube Luxemburg	Tonstein	Ton, verwitterter Tonstein	Projekt ZG ⁴⁾	Ton (Tonstein)	T(Tst)	
05	Schwarzkopftunnel (Spessart, Bayern)	Ton (Grundgebirge Diorit)	Ton	Dr. Plinninger Geotechnik	Ton (Diorit)	T(Drt)	
06		Zechstein-Ton Zechstein-Plattendolomit	nicht geeignet		-	-	
07	A3 Weibersbrunn (Bayern)	Buntsandstein, tonig (Unterer Buntsandstein)	Ton	Autobahndirektion Nordbayern	Buntsandstein	tBSst	
08		Buntsandstein, sandig (Unterer Buntsandstein)	nicht geeignet		-	-	
09	Tagebau Garzweiler und Kirchtroisdorf (Nordrhein-Westfalen)	Ton (Hauptflözgruppe, Tertiär)	Ton, hf-f ³⁾ , organisch / kohlig durchsetzt	RWE Power AG	Ton (Flöz)	T(Flz)	
10	Tagebau Vorderthürm (Bayern)	Opalinuston (Jura, Lias)	Ton, f ³⁾	Fa. Schlagmann ¹⁾	Opalinuston	OTon	
11	Scheibengipfeltunnel (Reutlingen)	Opalinustonstein	Tonstein	Projekt ZG ⁴⁾	Opalinustonstein	OTst	
12	A62 Höheinöd (Rheinland-Pfalz)	Mergel	Ton, hf-f ³⁾	LBM KL ⁵⁾	Mergel	Me	
13		Mergelsteine (unterer Muschelkalk)	Mergelstein		Mergelsteine	Mst(I) Mst(II)	
14	Schleuse Erlangen (Bayern)	Sandstein	Sandstein	BAW Karlsruhe	Sandstein	Sst	
15		Tonstein	Tonstein		Tonstein	Tst	
16		Mergel- und Schluffstein	nicht geeignet		-	-	
17	Schleuse Kriegenbrunn (Bayern)	Feinsandstein	Feinsandstein	BAW Karlsruhe	Feinsandstein	fSst	
18		Schluffstein	nicht geeignet		-	-	
19	Rhein-Herne-Kanal (RHK), Los 8 (Nordrhein-Westfalen)	Tonmergel (Emscher Mergel)	Ton, hf-f ³⁾	BAW Karlsruhe	Tonmergel	Tme	
20	A61 Rheinböllen (Rheinland-Pfalz)	Ton (Devon / Quarzit QU)	Ton	LBM ⁵⁾ Bad Kreuznach	Ton (QU)	T(QU)	
21		Fels, entfestigt VE (Devon / Quarzit)	Fels, VE		Fels VE	VE	
22		Schluff (Quartär)	Schluff, st ³⁾		Schluff	Schluff	U
23		Schluff (Devon/ feinkörnige Sedimentgesteine SF)	Schluff		Schluff (SF)	U(SF)	
24		Schluff (Devon / QU)	Schluff		Schluff (QU)	U(QU)	
25	A3 Weibersbrunn, Baulos Kauppenaufstieg (Bayern)	Bröckelschiefer (Perm, Zechstein)	Tonstein	Autobahndirektion Nordbayern	Bröckelschiefer	BSchf	
26	A6 Kaiserslautern	Buntsandstein	nicht geeignet	LBM KL ⁵⁾	-	-	
27	Tagebau i. d. Oberpfalz (Bayern)	Gneiszersatz kristallines Grundgebirge	nicht geeignet	Fa. Schlagmann ¹⁾	-	-	
28	Schleuse Minden (NRW)	Mergelstein	nicht geeignet	BAW Karlsruhe	-	-	

1) Abbaugrube Schlagmann Poroton GmbH & Co. KG, D-84367 Zeilarn
2) OSM = Obere Süßwassermolasse
3) st = steif, hf = halbfest, f = fest, vf = verfestigt
4) ZG = Zentrum Geotechnik, TU München
5) LBM = Landesbetrieb Mobilität, KL = Kaiserslautern

Tab. 4.1: Übersicht Entnahmestellen



Bild 4.1: links: Beispiel händische Schurfherstellung mit Pickel und Schaufel; rechts: abgegrabener Bereich von ca. 1 m x 2 m



Bild 4.2: links: Baggeraushub A62 Höheinöd, Entnahmestelle Mergel; rechts: abgegrabener Bereich A62 Höheinöd, Entnahmestelle Mergelstein (II)

Durchmesser von 96 mm und einer Länge von 120 mm verwendet (siehe Bild 4.3).

Der Entnahmezylinder wurde im ersten Schritt mittels eines Einschlaggeräts in den Boden eingeschlagen, wie beispielhaft in Bild 4.4 bei der Entnahme des OSM-Tons (II) im Tagebau Obernumberg dargestellt. Im zweiten Schritt wurde der Boden um den Entnahmezylinder mittels Pickel und Schaufel abgegraben und der Entnahmezylinder an der Unterseite möglichst mit etwas Materialüberstand vom umgebenden Boden vorsichtig abgetrennt. Oben und unten wurde der Entnahmezylinder

der unmittelbar nach der Entnahme mittels Plastikcappe verschlossen und zusätzlich mit Klebeband umwickelt (siehe Bild 4.3).

Bei sehr festem Boden bzw. weichem Fels konnten keine geeigneten Proben mittels Entnahmezylinder gewonnen werden, da beim Einschlagen des Entnahmezylinders der Boden bzw. das Gestein so stark gestört und in seiner Festigkeit verändert wurde, dass eine weitere Untersuchung im Labor nicht möglich bzw. sinnvoll gewesen wäre. Ein Beispiel hierfür gibt die Entnahme des Opalinustons im Tagebau Vorderthürn, wie in Bild 4.5 dargestellt.



Bild 4.3: Beispiel Entnahmezylinder



Bild 4.4: links: Einschlagen des Entnahmezylinders mittels Stange und Fallgewicht; rechts: ausgegrabener Entnahmezylinder

Um aus wie in Bild 4.5 dargestellten festen Böden bzw. weichem Fels trotzdem Proben gewinnen zu können, wurde überlegt mit einem Handbohrgerät Kernproben nach DIN EN ISO 22475-1 zu gewinnen. Nach Erkundigungen bei Bohrfirmen und Gerätevertreibern wurde allerdings festgestellt, dass es als Handbohrgerät lediglich Bohrgeräte mit Einfachkernrohren gibt. Damit bei diesen Kernrohren das Bohrgut nicht die Bohrkronen zusetzt, muss beim Bohren i. d. R. mit Wasser gespült werden. Bei festen Böden bzw. weichem Fels würde erfahrungsgemäß durch den Kontakt mit Wasser und die direkte Beanspruchung des Bodens durch das rotierende Kernrohr die Konsistenz bzw. die Festigkeit der Probe mitunter erheblich verändert werden. Eine alternative Gewinnung geeigneter Bohrkerns könnte vermutlich mittels eines Doppelkernrohres ermöglicht werden, wobei dies nicht mit einem Handbohrgerät, sondern nur mit größeren Bohrgeräten möglich und damit auch mit höheren Kosten verbunden wäre. Aus den genannten Überlegungen wurde daher die Entnahme von Proben mittels Handbohrgerät nicht angewendet.

Probengewinnung mittels Blockproben

Aus den unter Kapitel 4.2.1 erläuterten Gründen war bei festen Böden bzw. weichem Fels eine Ent-

nahme mittels Entnahmezylinder nach DIN EN ISO 22475-1 nicht möglich. Daher wurden in diesen Fällen Blockproben in Anlehnung an DIN EN ISO 22475-1 entnommen.

Dazu wurden entweder händisch mit einem Pickel oder maschinell mit einem Bagger aus dem festen Boden bzw. weichem Fels möglichst große Brocken herausgelöst. Diese Brocken wurden unmittelbar nach der Entnahme mit Frischhaltefolie umwickelt und dann luftdicht in einer Plastiktüte und zusätzlich einem Eimer oder einer weiteren zweiten Plastiktüte verschlossen.

4.2.2 Probengewinnung aus Bohrungen

Probengewinnung mittels Entnahmezylinder

Es standen aus den Projekten Plattling (OSM-Ton (I)) sowie Donau / Lech (OSM-Ton (III)), die das Zentrum Geotechnik betreute, ungestörte Proben zur Verfügung. Diese sind aus Bohrungen mit einem offenen Entnahmegesetz nach DIN EN ISO 22475-1 entnommen worden. Der dabei verwendete Entnahmezylinder wurde rammend eingeschlagen und hatte eine Höhe von 260 mm und einen Durchmesser von 115 mm (siehe Bild 4.7).

Probengewinnung mittels Kernproben

Neben den Entnahmezylindern aus Bohrungen und Schürfen sowie den Blockproben wurden so genannte Kernproben gewonnen. Gemeint sind damit Teilproben aus Liner-Proben, die jedoch nicht wie bei der Probengewinnung mittels Entnahmezylinder aus Bohrungen bereits in Probezylindern eingefasst waren.

Als Kernproben wurden z. B. die Proben der A61 Rheinböllen bezeichnet, die als Rückstellproben in Holzkisten offen gelagert wurden. Von den einen Meter langen Proben, die bereits durch Austrocknung in einzelne Teilproben zerfallen waren, wurden die längsten Probestücke für die Laboruntersuchungen herangezogen.

Außerdem stammten eine Reihe unterschiedlicher Böden und Gesteine (Tonmergel, Sand- und Tonsteine) von Projekten der BAW Karlsruhe (siehe auch Tabelle 4.1). Als Rückstellproben wurden diese Restproben nach abgeschlossenen Laboruntersuchungen luftdicht verschlossen und eingelagert. Nach Ablauf der vorgeschriebenen Einlagerungszeit konnten diese Teilproben bzw. Kernproben für diese Forschungsarbeit weiter verwendet werden.



Bild 4.5: links: Einschlagen des Entnahmezylinders mittels Stange und Fallgewicht; mittig: eingeschlagener Entnahmezylinder (Anzahl Schläge für 12 cm Eindringtiefe >100 !); rechts: scheibenartig zerbrochene Probe



Bild 4.6: Probenverpackung Blockprobe / Brockenprobe mittels Frischhaltefolie



Bild 4.7: Entnahmezylinder aus Bohrungen (links: mit Plastik- kappe; rechts: nach Entfernen der Plastik- kappe)

Bei den Proben aus den Tagebauen Garzweiler und Kirchtroisdorf, die von der RWE ans Zentrum Geotechnik geliefert wurden, wurden ebenfalls die längsten Probestücke der Liner-Proben aussortiert und als so genannte Kernproben für die Untersuchungen verwendet.

Probengewinnung mittels Blockproben

Neben den Entnahmezylindern und Kernproben aus Bohrungen konnten auch Blockproben während einer Schneckenbohrung gewonnen werden. Hierbei werden Proben ohne Kern gewonnen. Der dioritische Ton aus dem Bauprojekt Schwarzkopftunnel wurde bei der Herstellung eines Pfahls während der Bodenaushubphase mittels Schneckenbohrverfahren gewonnen (siehe Bild 4.8).

4.3 Entnahmestellen

Nachfolgend werden die in Kapitel 4.1 zusammengestellten Entnahmestellen beschrieben. Dabei wurde insbesondere der anstehende Boden bzw. Fels im Bereich der Entnahmestellen nach DIN EN ISO 14688-1 bzw. 14689-1 gemäß der Ansprache vor Ort beschrieben. Darüber hinaus wurde vor Ort, sofern erkennbar, dokumentiert, mit welchen maschinellen Lösewerkzeugen das anstehende Material gelöst wurde. Außerdem wurden Besonderheiten wie Trennflächengefüge oder eine mögliche Eindringung mittels Taschenpenetrometer mit aufgeführt.

Bei den Beschreibungen in den Kapiteln 4.3.1 bis 4.3.16 ist zu beachten, dass nicht für jede der Entnahmestellen alle gewünschten Informationen vorlagen. Dies betrifft v. a. Angaben zur Schichtung bzw. Klüftung sowie zum Lösewerkzeug im laufenden Betrieb.

4.3.1 Bohrungen Plattling: OSM-Ton (I)

Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.2 aufgelistet.

4.3.2 Tagebau Obernberg: OSM-Ton (II)

Die Proben der OSM-Tone (II) wurden händisch mittels Entnahmezylinder gewonnen. Die Vorgehens-

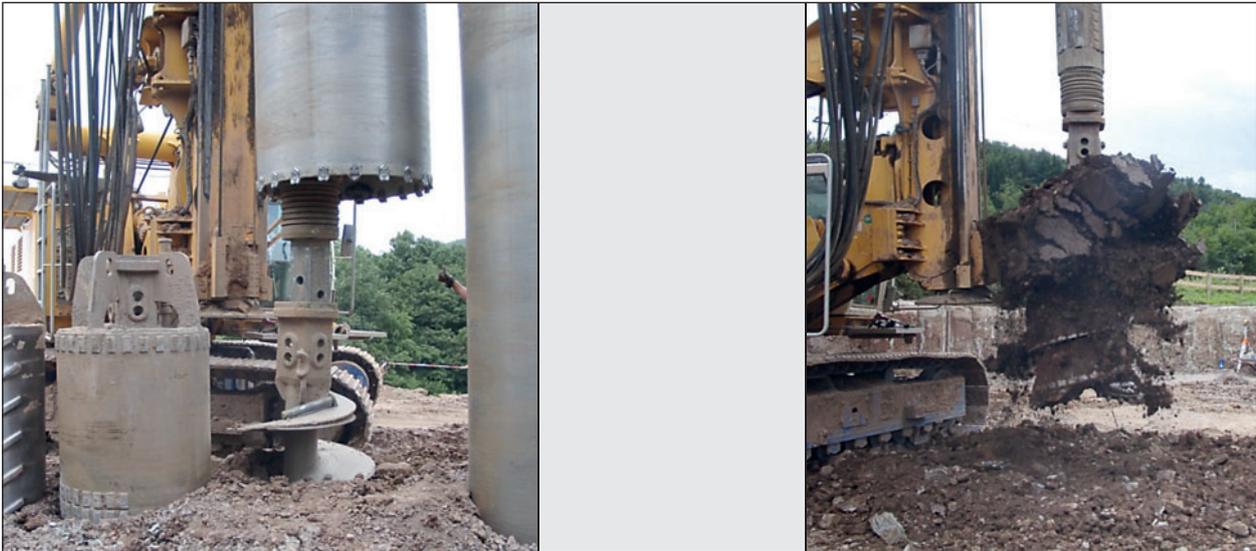


Bild 4.8: Materialgewinnung mittels Schneckenverfahren (**links:** Eindringungsvorgang des Schneckenkopfes; **rechts:** Bodenaushub)

Probengewinnung über (Firma)	Projekt betreut durch Zentrum Geotechnik
Lage Entnahmestelle	Stadt Plattling, Landkreis Deggendorf (Niederbayern)
Aufschlussart	Rammkernbohrung nach DIN EN ISO 22475-1
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	3 Entnahmezylinder EZ1 bis EZ3
Entnahmetiefe [m]	EZ1: 9,0 m u. GOK EZ2: 8,5 m u. GOK EZ3: 9,8 m u. GOK (horizontale Abstände der Bohrungen zueinander ca. 100 m bis 150 m)
Bodenart – geologische Bezeichnung	Obere Süßwassermolasse (Tertiär, Miozän)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton / Schluff mit unterschiedlich hohen Sandanteilen, steif bis halbfest
Bezeichnung	OSM-Tone (I)
Kurzbezeichnung	OSM(I)

Tab. 4.2: Entnahmedaten OSM-Ton (I)

weise wurde bereits in Kapitel 4.2.1 beschrieben. Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.3 aufgelistet. Außerdem enthält Anlage A-1 Bilder zur Entnahme sowie zu Besonderheiten, die an der Entnahmestelle angetroffen wurden.

Bei der Probenentnahme der Brocken mittels Pickel sind Besonderheiten beim Trennflächengefüge aufgetreten, die bei der Auswertung eventuell zu berücksichtigen sind. Diese gelösten Brocken wurden teils durch Kluffflächen seitlich begrenzt, welche durch die rostbraune Färbung (Eisenoxid-Belag) deutlich zu erkennen waren (siehe Anlage A-1). Da-

Probengewinnung über (Firma)	Firma Schlagmann Poroton GmbH & Co. KG, D-84367 Zeilarn
Lage Entnahmestelle	bei Ortschaft Lengdorf, ca. 35 km nordöstlich von München (siehe Anlage A-1)
Aufschlussart	händischer Schurf (Pickel und Schaufel) nach DIN EN ISO 22475-1
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	4 Brocken BP1 bis BP4 10 Entnahmezylinder EZ1 bis EZ10
Entnahmetiefe [m]	siehe Bild 4.9
Bodenart – geologische Bezeichnung	Obere Süßwassermolasse (Tertiär, Miozän)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, fest
Werte Taschenpenetrometer	nahezu keine Eindringung möglich, Ablesung > 4,5 kg/cm ²
Lösewerkzeug im laufenden Tagebau	Bagger (siehe Anlage A-1)
Bezeichnung	OSM-Tone (II)
Kurzbezeichnung	OSM(II)

Tab. 4.3: Entnahmedaten OSM-Ton (II)

rüber hinaus waren Harnischflächen (Spiegelharnisch) im Boden vorhanden (siehe Anlage A-1).

4.3.3 Bohrungen Donau / Lech: OSM-Ton (III)

Die Entnahmedaten für die OSM-Tone (III) sind in Tabelle 4.4 aufgelistet.

4.3.4 Baugrube Luxemburg: Ton (Tonstein)

Im Rahmen eines am Zentrum Geotechnik durchgeführten Projektes wurden die Proben eines zu einem Ton verwitterten Tonsteins gewonnen. Ent-

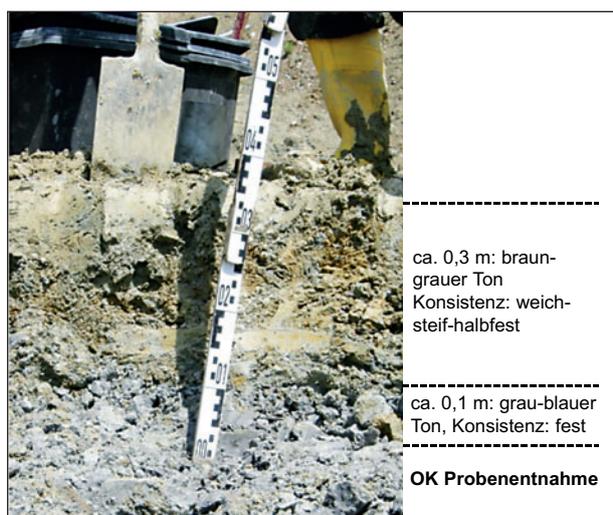


Bild 4.9: OSM-Ton (II): Schurfprofil

Probengewinnung über (Firma)	Projekt betreut durch Zentrum Geotechnik
Lage Entnahmestelle	im Bereich der Donau bei Ortschaft Gundelfingen / im Bereich des Lechs bei Ortschaft Rain
Aufschlussart	Rammkernbohrung nach DIN EN ISO 22475-1
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	3 Entnahmezylinder EZ1 bis EZ3
Entnahmetiefe [m]	EZ1: 9,3 m u. GOK EZ2: 13,3 m u. GOK EZ3: 19,3 m u. GOK
Bodenart – geologische Bezeichnung	Obere Süßwassermolasse (Tertiär, Miozän)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, teils schwach feinsandig, halbfest bis fest
Bezeichnung	OSM-Tone (III)
Kurzbezeichnung	OSM(III)

Tab. 4.4: Entnahmedaten OSM-Ton (III)

sprechend ergibt sich auch im Hinblick auf die Unterscheidung zu anderen Tonen die Bezeichnung Ton (Tonstein). Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.5 aufgelistet. Aufschlussart der Proben und genaue geologische Zuordnung waren zum Zeitpunkt der Forschung unbekannt.

4.3.5 Schwarzkopftunnel – Ton (Diorit)

Bei den Bauarbeiten am Projekt Schwarzkopftunnel konnten Bodenproben unterschiedlichster Art von vier Entnahmestellen gewonnen werden. In der Anlage A-6 sind Bilder dieser Entnahmestellen dargestellt.

Probengewinnung über (Firma)	Projekt betreut durch Zentrum Geotechnik
Lage Entnahmestelle	Luxemburg
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	2 Kernproben KP1 und KP2
Entnahmetiefe [m]	ca. 5,7 m - 6,5 m u. GOK
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, verwitterter Tonstein
Bezeichnung	Ton (Tonstein) (zur Unterscheidung von anderen Böden)
Kurzbezeichnung	T(Tst)

Tab. 4.5: Entnahmedaten Ton (Tonstein)

Probengewinnung über (Firma)	Dr. Plinninger Geotechnik
Lage Entnahmestelle	Hain im Spessart, ca. 50 km östlich von Frankfurt am Main
Aufschlussart	Schneckenbohrverfahren nach DIN EN ISO 22475-1
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	5 Brocken Eimer- bzw. Becherprobe BE
Entnahmetiefe [m]	ca. 5,5 m u. GOK
Bodenart – geologisch	Ton (Grundgebirge Diorit)
Bodenart / Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton
Bezeichnung	Ton (Diorit) (zur Unterscheidung von anderen Böden)
Kurzbezeichnung	T(Drt)

Tab. 4.6: Entnahmedaten Ton (Diorit)

Bei der in situ Bodenansprache wären die Böden aller Entnahmestellen als Übergangsgesteine definiert worden. Allerdings waren für die Druck- und Eindringversuche nur die Proben der Entnahmestelle B geeignet. Die Böden der Entnahmestellen A.1 bis A.3 waren einerseits zu stark zerfallen (siehe Bild 4.10 und Bild 4.11 bzw. siehe Anlage A-6). Andererseits waren sehr feste Brocken von einer stark zersetzten (zerbröselten) Matrix umgeben, so dass keine standfesten Probekörper für die Druck- und Eindringversuche hätten herausgearbeitet werden können (siehe Entnahmestelle A.3 in Anlage A-6).

Die Daten für die geeigneten Proben der Entnahmestelle B sind in Tabelle 4.6 aufgelistet. Die Materialentnahme der Stelle B, bei der das Material während der Schneckenbohrung angefallen war, wurde bereits in Bild 4.8 vorgestellt. Zur Unterscheidung

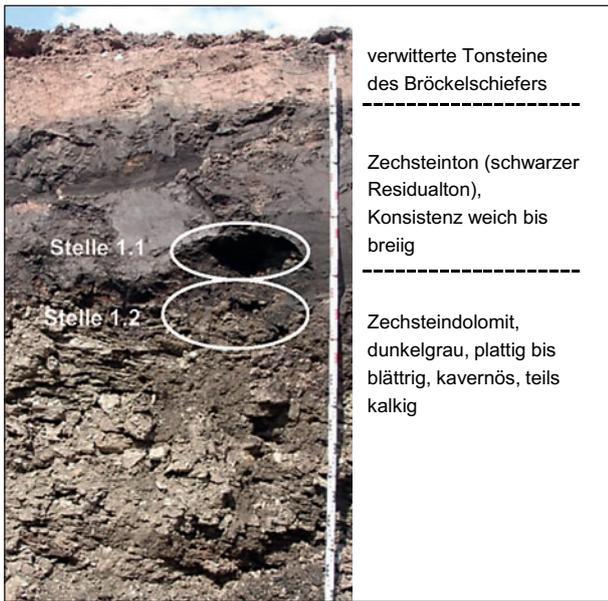


Bild 4.10: Übersicht Entnahmestellen A.1



Bild 4.11: Detailausschnitt Entnahmestelle A.2: dunkelgrauer, plattiger Zechsteindolomit in Wechsellagerung mit verwitterten Tonsteinen des Bröckelschiefers (roter Ton, Konsistenz weich bis breiig)

von anderen Tönen wird dieser Ton zusätzlich mit dem anstehenden Grundgebirge Diorit bezeichnet, d. h. als Ton (Diorit).

4.3.6 A3 Weibersbrunn: Buntsandstein

Aus einem Böschungsanschnitt wurden verschiedenen zusammengesetzte Brocken des Buntsandsteins herausgelöst. Davon waren nur die tonigen Böden geeignet. Die sandigen Brocken waren einerseits zu fest für die Laboruntersuchungen. Andererseits waren die festen Brocken von einem sandigen Boden umgeben und damit zu zerbröseln, um Prüfkörper für die Druck- und Eindringversuche herzustellen (analog zur Entnahmestelle A.3 des Tons

Probengewinnung über (Firma)	Autobahndirektion Nordbayern
Lage Entnahmestelle	Weibersbrunn, ca. 50 km südöstlich von Frankfurt am Main (Bayern)
Aufschlussart	Herauslösen von frischen Brocken mittels Bagger im Böschungsanschnitt (siehe Anlage A-4)
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	mehrere Blockproben
Entnahmetiefe [m]	ca. 17 m – 18 m u. GOK
Bodenart – geologische Bezeichnung	Sedimente des unteren Buntsandstein (quarzitische, tonige, eisenhaltige Bindungen der Körner)
Bodenart / Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton
Angaben zu Schichtung / Klüftung	Schichtflächen relativ uneben und zum Teil schräggestellt; Klüftung und Trennflächenabstände ergeben beim Lösen der Blöcke zum Teil 200 mm bis 800 mm
Lösewerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger mit Tieföffel, ggf. vorheriges Aufreißen des Bodens bzw. Felsgefüges mit Reißzahn nötig
Gelöste Korngröße	Sandkorngröße bis etwa 800 mm
Bezeichnung	Buntsandstein (tonig)
Kurzbezeichnung	tBSst

Tab. 4.7: Entnahmedaten Buntsandstein

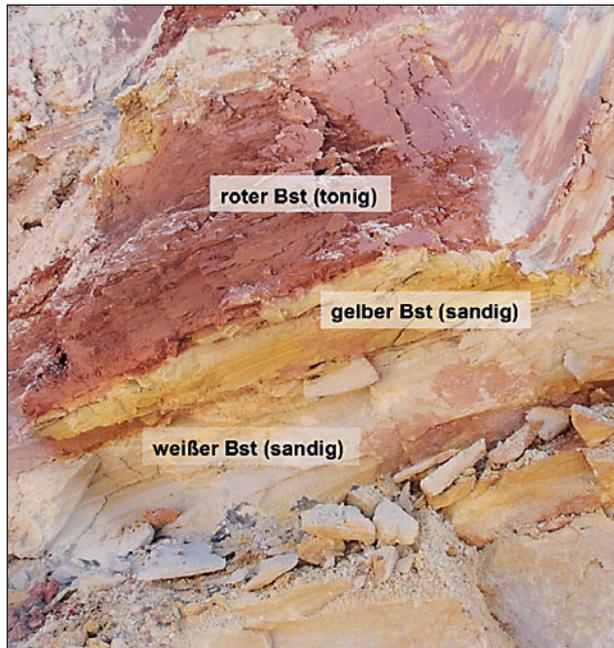


Bild 4.12: Buntsandstein, Bodenarten (siehe auch Anlage A-4)

(Diorit) nach Kapitel 4.3.5). Die Arten des Buntsandsteins sind in Bild 4.12 sowie auch ausführlicher in Anlage A-4 dargestellt. Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.7 aufgelistet.

Probengewinnung über (Firma)	RWE Power AG
Lage Entnahmestelle	Tagebau Garzweiler / Kirchtroisdorf
Aufschlussart	Kernbohrung nach DIN EN ISO 22475-1
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	4 Kernproben jeweils aus 4 Liner-Proben
Entnahmetiefe [m] (Endteufe)	KP1: 110,0 m KP2: 111,0 m KP3: 112,0 m KP4: 470,0 m
Bodenart – geologische Bezeichnung	Ton aus Liegendschichten der Braunkohle (Hauptflözgruppe)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, halbfest bis fest, organisch / kohlig durchsetzt
Lösewerkzeug im laufenden Betrieb	Schaufelradbagger
Gelöste Korngröße	im engeren Sinne Ton-/ Schluffbereich mit Sandbeimengungen (cm- bis dm-Bereich); im weiteren Sinne zusammengebackene Brocken von Schluff/Ton mit 1 m bis 2 m Durchmesser
Bezeichnung	Ton (Flöz) (zur Unterscheidung von anderen Böden)
Kurzbezeichnung	T(Flz)

Tab. 4.8: Entnahmedaten Ton (Flöz)

4.3.7 Garzweiler und Kirchtroisdorf: Ton (Flöz)

Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.8 aufgelistet. Die Proben aus den Tagebauen Garzweiler und Kirchtroisdorf stammen aus den Liegendschichten der Braunkohle und werden zur Hauptflözgruppe zugeordnet. Daher wird hier der Ton zur Unterscheidung von anderen Tonen zusätzlich mit (Flöz) bezeichnet.

4.3.8 Tagebau Vorderthürn: Opalinuston

Im Tagebau Vorderthürn wurden zehn Brocken des Opalinustons entnommen. Entnahmezylinder waren nicht möglich, da die Proben beim Einschlagen zerbrochen sind (siehe Bild 4.5 in Kapitel 4.2.1). Die Entnahmedaten sind Tabelle 4.9 aufgelistet. Das Schurfprofil ist in Bild 4.13 und weitere Bilder von der Entnahmestelle sind in Anlage A-2 dargestellt.

Mit dem Pickel ließen sich bedingt durch die vorhandenen Schicht- und Trennflächen (siehe Anlage A-2) Brocken lösen, die eine maximale Höhe von ca. 0,1 m bis 0,2 m sowie einige Dezimeter Breite und Länge hatten.

Probengewinnung über (Firma)	Firma Schlagmann Poroton GmbH & Co. KG, D-84367 Zeilarn
Lage Entnahmestelle	bei Ortschaft Bruck i.d. Oberpfalz, ca. 30 km nordöstlich von Regensburg (siehe Anlage A-2)
Aufschlussart	händischer Schurf (Pickel und Schaufel) nach DIN EN ISO 22475-1
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	10 Blockproben BP1 bis BP10
Entnahmetiefe [m]	siehe Schurfprofil in Bild 4.13 (im Bereich unter OK Probenentnahme)
Bodenart – geologische Bezeichnung	Opalinuston (Jura, Lias)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, fest
Angaben zu Schichtung / Klüftung	Schichtung: dünn (Schichtflächenabstände: 60 mm bis 200 mm) Klüftung: engständig (Kluftabstände: 60 mm bis 200 mm) bis mittelständig (Kluftabstände: 200 mm bis 600 mm)
Werte Taschenpenetrometer	keine Eindringung möglich, Ableseung > 4,5 kg/cm ²
Lösewerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger (siehe Anlage 1)
Bezeichnung	Opalinuston
Kurzbezeichnung	OTon

Tab. 4.9: Entnahmedaten Opalinuston

Probengewinnung über (Firma)	Projekt betreut durch Zentrum Geotechnik
Lage Entnahmestelle	Scheibengipfeltunnel (Reutlingen)
Aufschlussart	Baggerschurf an der Ortsbrust (Entnahmetiefe nicht bekannt)
Anzahl/Art der Proben	2 Blockproben
Bodenart – geologisch	Opalinustonstein
Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Tonstein
Kurzbezeichnung	OTst

Tab. 4.10: Entnahmedaten Opalinustonstein

4.3.9 Reutlingen: Opalinustonstein

Die Blockproben des Opalinustonsteins wurden im Rahmen eines Baggerschurfes an der Ortsbrust entnommen. Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.10 aufgelistet.

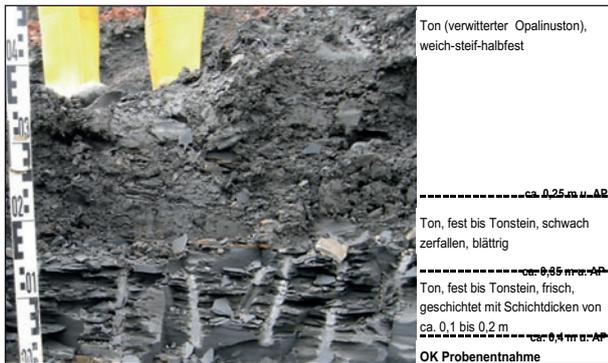


Bild 4.13: Opalinuston (Tagebau Vorderthürn): Schurfprofil



Bild 4.14: Mergel (A62 Höheinöd): Entnahmestelle 3 nach Einschlagen von 13 Entnahmemezylindern

4.3.10 A62 Höheinöd: Mergel

Zur Gewinnung der 13 Entnahmemezylinderproben (siehe Bild 4.14) wurde ein Schurf mittels Bagger angelegt, wie bereits in Bild 4.2 in Kapitel 4.2.1 dargestellt wurde. Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.11 aufgelistet. Weitere Bilder sind außerdem in Anlage A-7 abgebildet.

4.3.11 A62 Höheinöd: Mergelsteine

Ebenfalls im Bauabschnitt der A62 Höheinöd wurden zwei Arten Mergelsteine (siehe Bild 4.15 und Bild 4.16) gewonnen.

Aufgrund ihrer höheren Festigkeit waren keine Entnahmemezylinder, jedoch Blockproben möglich. Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.12 aufgelistet.

4.3.12 Schleuse Erlangen und Schleuse Kriegenbrunn: Sand- und Tonstein

Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.13 aufgelistet. Geeignet für die Untersuchungen waren nur die

Probengewinnung über (Firma)	Landesbetrieb Mobilität Kaiserslautern
Lage Entnahmestelle	A62 Höheinöd Entnahmestelle 3 (2+130 Bau-km)
Aufschlussart	Schurf mittels Bagger
Anzahl/Art der Proben	13 Entnahmemezylinder
Entnahmetiefe [m]	ca. 1 m u. GOK
Bodenart – geologische Bezeichnung	Mergel, bei starker Aufwitterung als Decklehm bezeichnet
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, halbfest – fest
Lösewerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger
Bezeichnung	Mergel
Kurzbezeichnung	Me

Tab. 4.11: Entnahmedaten Mergel

Probengewinnung über (Firma)	Landesbetrieb Mobilität Kaiserslautern
Lage Entnahmestelle	A62 Höheinöd Entnahmestelle 1 (1+300 Bau-km) Entnahmestelle 2 (1+325 Bau-km)
Aufschlussart	Schurf mittels Bagger
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	mehrere Blockproben (je Entnahmestelle)
Entnahmetiefe [m]	Entnahmestelle 1: ca. 1,5 m u. GOK Entnahmestelle 2: ca. 5 m u. GOK
Bodenart – geologisch	Mergelstein (unterer Muschelkalk)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Mergelstein
Angaben zu Schichtung / Klüftung (DIN 14689-1 / Merkblatt Felsbeschreibung)	Schichtung: grob laminiert (vereinzelte Tonsteine) bis dick (Sandsteine), Ø: sehr dünn bis mittel / blättrig (vereinzelte Tonsteine) bis massig (Sandsteine), Ø: dickplattig bis dickbankig Klüftung: sehr engständig (vereinzelte Tonsteine) bis weitständig (Sandsteine), Ø: eng- bis weitständig / sehr stark klüftig (vereinzelte Tonsteine) bis kompakt (Sandsteine), Ø: klüftig bis kompakt
Werte Taschenpenetrometer	keine Eindringung möglich, Ablesung > 4,5 kg/cm ²
Lösewerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger, Löffel mit Felszähnen (in härteren Bereichen (wie Kalksteinbänke) mit Meißel und Reißzahn
Gelöste Korngröße	5 cm bis 50 cm
Bezeichnung = Kurzbezeichnung	Mergelstein (I), Stelle 1 = Mst(I) Mergelstein (II), Stelle 2 = Mst(II)

Tab. 4.12: Entnahmedaten Mergelsteine Mst(I) und Mst(II)



Bild 4.15: Entnahmestelle 1 („roter Mergelstein“ = Mst(I)) nach Baggeraushub, Entnahme von Blockproben



Bild 4.16: Entnahmestelle 2 (Mergelstein Mst(II)) nach Baggeraushub bis OK Kalksteinbank; Entnahme von Blockproben

Sand- und Tonsteine. Die in Tabelle 4.1 in Kapitel 4.1 aufgelisteten Mergel- und Schluffsteine waren sehr fest und wurden daher nicht weiter untersucht.

4.3.13 Rhein-Herne-Kanal: Tonmergel

Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.14 aufgelistet. Von den Rückstellproben wurden die längsten Kernproben ausgewählt, so dass an einer Kernprobe sowohl Prüfkörper für einaxiale Druckversuche als auch Proben für die Eindringversuche hergestellt werden konnten.

Probengewinnung über (Firma)	BAW Karlsruhe
Lage Entnahmestelle	Schleuse Erlangen und Schleuse Kriegenbrunn
Aufschlussart	Rückstellproben, luftdicht verschlossen, aus Bohrungen
Art / Anzahl der gewonnenen Proben	mehrere Kernproben
Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Tonstein Feinsandstein Sandstein
Kurzbezeichnung	Tst fSst Sst

Tab. 4.13: Entnahmedaten Sand- und Tonsteine

Probengewinnung über (Firma)	BAW Karlsruhe
Lage Entnahmestelle	Projekt Rhein-Herne-Kanal, Los 8
Aufschlussart	Rückstellproben aus Bohrungen
Art / Anzahl der gewonnenen Proben	mehrere Kernproben
Bodenart – geologisch	Tonmergel (Emscher Mergel)
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton, halbfest bis fest
Bezeichnung	Tonmergel
Kurzbezeichnung	Tme

Tab. 4.14: Entnahmedaten Tonmergel



Bild 4.17: Lagerung der Proben in Holzkisten

4.3.14 Rheinböllen: Ton, Schluff, Fels

Die Proben aus dem Projekt A61 Rheinböllen stammen aus Erkundungsbohrungen und wurden nach einer dreimonatigen Lagerungszeit für die Untersuchungen dieser Forschungsarbeit freigegeben. Projektbedingt wurden die Proben offen in Holzkisten gelagert (siehe Bild 4.17), wodurch es zu einer Austrocknung der Proben kam. Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.15 aufgelistet.

Probengewinnung über (Firma)	LBM Bad Kreuznach
Lage Entnahmestelle	Kernlager in Kirchberg
Aufschlussart	Rückstellproben aus Erkundungsbohrungen
Anzahl/Art der Proben	12 Kernproben
Entnahmetiefe [m] (Endteufe)	KP1: 10,9 m u. GOK KP2: 16,6 m u. GOK KP3: 17,9 m u. GOK KP4: 23,7 m u. GOK KP5: 5,9 m u. GOK KP6: 9,8 m u. GOK KP7: 11,0 m u. GOK KP8: 13,8 m u. GOK KP9: 14,6 m u. GOK KP10: 15,9 m u. GOK KP11: 16,8 m u. GOK KP12: 19,7 m u. GOK
Bodenart – geologische Bezeichnung	Ton (Devon / Quarzit QU) Fels VE (Devon / Quarzit) Schluff (Quartär) Schluff (Devon / feinkörnige Sedimentgesteine SF) Schluff (Devon / Quarzit QU)
Bodenart / Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Ton/Schluff mit unterschiedlich hohen Sandanteilen, steif bis fest
Bezeichnung / Kurzbezeichnung	Ton (QU) = T(QU) Fels VE = VE Schluff = U Schluff (SF) = U(SF) Schluff (QU) = U(QU)

Tab. 4.15: Entnahmedaten Proben Rheinböllen

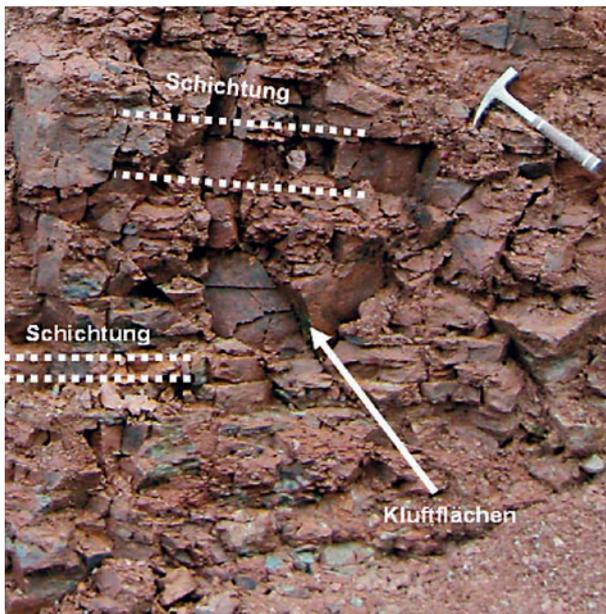


Bild 4.18: Schurfprofil im Bereich der entnommenen Proben

Probengewinnung über (Firma)	Autobahndirektion Nordbayern
Lage Entnahmestelle	Weibersbrunn, ca. 50 km von Frankfurt am Main (siehe Anlage A-3)
Aufschlussart	Herauslösen von Brocken mittels Bagger im Böschungsanschnitt (bereits seit 2-3 Tagen offen)
Anzahl/Art der Proben	12 Blockproben BP1 bis BP12
Entnahmetiefe [m]	siehe Schurfprofil in Bild 4.18
Bodenart – geologisch	Bröckelschiefer (Perm, Zechstein)
Bodenart / Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Tonstein, an Klufflächen verfärbt / Tonstein, zerfallen / zersetzt zu weichem bis steifem Ton
Angaben zu Schichtung / Klüftung	Schichtung: dünn (Schichtflächenabstände: 60 mm bis 200 mm) Klüftung: engständig (Kluftabstände: 60 mm bis 200 mm); mehrere Klufflächenscharen unterschiedlicher Orientierung (siehe Bild 4.18)
Löswerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger
Bezeichnung	Bröckelschiefer
Kurzbezeichnung	BSchf

Tab. 4.16: Entnahmedaten Bröckelschiefer

4.3.15 A3 Weibersbrunn: Bröckelschiefer

Die Entnahmedaten der Bröckelschiefer-Blockproben sind in Tabelle 4.16 aufgelistet. Das Schurfprofil ist in Bild 4.18 dargestellt. Es enthält außerdem Hinweise zu Kluft- und Schichtflächen. Die Kluft- und Schichtflächenabstände des anstehenden Gebirges sind in Tabelle 4.16 aufgeführt. Zudem waren die Abmessungen der vielflächigen bis tafelförmigen Gesteinskörper mit 60 mm bis 200 mm klein. Insgesamt lag ein mäßig bis stark verwitterter Bröckelschiefer vor. Das intakte Gestein lag dabei als Steinkerne vor und nur untergeordnet als zusammenhängendes Steinskelett. Weitere Bilder zur Entnahmestelle und Schurfherstellung enthält Anlage A-3.

4.3.16 Nicht geeignete Proben

A6 Kaiserslautern: Buntsandstein

Im Zuge des Ausbaus der A6 bei Kaiserslautern wurden 12 Blockproben Buntsandstein von einem Probenlager entnommen (siehe Bild 4.19). Um den laufenden Baubetrieb nicht zu stören, war eine Entnahme von frischen Proben unterschiedlichster Verwitterungshorizonte nicht möglich. Weitere Entnahmedaten sind in Tabelle 4.17 aufgelistet.



Bild 4.19: Entnahme von Blockproben vom Probenlager

Probengewinnung über (Firma)	Landesbetrieb Mobilität Kaiserslautern
Lage Entnahmestelle	A6 Kaiserslautern
Aufschlussart	Entnahme vom Probenlager
Anzahl/Art der Proben	12 Blockproben
Bodenart – geologische Bezeichnung	Buntsandstein (unterer Buntsandstein, Stauerschichten)
Bodenart / Gesteinsart (DIN EN ISO 14688-1)	Sandstein (verschiedene Verwitterungszonen: Verwitterungssand, entfestigte Sandsteine, Sandsteine)
Angaben zu Schichtung / Klüftung (DIN 14689-1 / Merkblatt Felsbeschreibung)	Schichtung: sehr dünn bis mittel, bereichsweise dick und lokal sehr dick / dickplattig bis dickbankig, bereichsweise massig Klüftung: engständig bis mittelständig, bereichsweise weitständig / stark klüftig bis kompakt (Sandsteine)
Werte Taschenpenetrometer	keine Eindringung möglich, Ablesung > 4,5 kg/cm ²
Löswerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger, Löffel mit Felszähnen (in härteren Bereichen mit Meißel und Reißzahn, siehe Bild 4.20 und Bild 4.21)
Gelöste Korngröße	von 5 cm bis 100 cm (je nach Festigkeit sehr unterschiedlich)

Tab. 4.17: Entnahmedaten Buntsandstein

Da einaxiale Druckfestigkeiten q_u von ca. 13.000 kN/m² erreicht wurden, waren die Eindringversuche nicht möglich. Bereits beim Opalinustonstein mit seiner hohen einaxialen Druckfestigkeit von ca. 20.000 kN/m² wurde die Konusspitze verbogen (siehe Kapitel 6.9). Die höhere Festigkeit zeigte sich auch bereits bei den Bauarbeiten am Böschungsabschnitt. In den unteren Böschungsbereichen musste zum größten Teil mit Meißel (siehe Bild 4.21) und Reißzähnen am Baggerlöffel (siehe Bild 4.20) gearbeitet werden. In der Anlage A-5 sind weitere Bilder dargestellt.



Bild 4.20: Abtrag mittels Löffel mit Felszähnen



Bild 4.21: Bodenabtrag mittels Meißel



Bild 4.22: Böschungsanschnitt Tagebau im Gneiszersatz

Tagebau i. d. Oberpfalz: Gneiszersatz

Im Tagebau i. d. Oberpfalz wurde versucht, an einem Böschungsanschnitt, wie in Bild 4.22 dargestellt, einen Gneis zu entnehmen. Allerdings waren die Proben zu weich und zerbröselten bei der Entnahme bereits in der Hand (siehe Bild 4.23). Die Entnahmedaten sind in Tabelle 4.18 aufgelistet.



Bild 4.23: kleinere Brocken des Gneiszersatzes können mit leichtem Händedruck zerbröseln werden



Bild 4.24: Mergelstein, stark zerklüftet bzw. geschichtet (keine Prüfkörper für einaxiale Druckversuche herstellbar; Proben für Eindringversuche zu fest)

Probengewinnung über (Firma)	Firma Schlagmann Poroton GmbH & Co. KG, D-84367 Zeilarn
Lage Entnahmestelle	bei Ortschaft Rötz i. d. Oberpfalz, ca. 50 km nordöstlich von Regensburg
Aufschlussart	Böschungsanschnitt in Abbaugrube
Anzahl / Art der gewonnenen Proben	Keine Probenentnahme möglich, da Material zu weich
Bodenart – geologische Bezeichnung	Gneiszersatz, Verwitterungsprodukt Gneis aus kristallinem Grundgebirge
Bodenart (DIN EN ISO 14688-1)	Gneis, vollständig zu Boden zersetzt und zerfallen (Sand, tonig bis stark tonig, teils schwach feinkiesig)
Gebirge (DIN EN ISO 14689-1)	vollständig verwittert (das gesamte Gestein ist zu Boden zersetzt und / oder zerfallen...die ursprüngliche Gebirgsstruktur ist größtenteils noch unversehrt.)
Lösewerkzeug im laufenden Betrieb	Bagger

Tab. 4.18: Entnahmedaten Gneiszersatz

Schleuse Minden: Mergelstein

Standfeste bzw. geeignete Probekörper konnten auch aus den Mergelstein-Proben nicht hergestellt werden. Die Proben waren einerseits spürbar zu fest für Eindringversuche, v. a. nach den Erfahrungen mit dem Opalinustonstein (siehe Kapitel 6.9). Andererseits waren diese veränderlich festen Gesteine zu stark zerklüftet bzw. geschichtet für einaxiale Druckversuche. Beispielhaft ist in Bild 4.24 eine Liner-Probe dargestellt.

5 Methodik der Laborversuche

5.1 Versuchsumfang

Es wurden an den in Kapitel 4.3 vorgestellten Versuchsböden klassifizierende Versuche zum bodenmechanischen Verhalten durchgeführt. Der Umfang hing dabei von der Bodenart ab. Insgesamt wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Beurteilung nach DIN EN ISO 14688-1 bzw. 14689-1
- Beurteilung nach DIN 18196
- Taschenpenetrometer-Versuche
- Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN 18123
- Bestimmung der Konsistenzgrenzen nach DIN 18122-1
- Bestimmung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2
- einaxiale Druckversuche nach DIN 18136
- Eindringversuche gemäß Kapitel 5.4

In seltenen Fällen wurde bei Bedarf eine Bestimmung des Glühverlustes nach DIN 18128 bei hohen organischen Anteilen sowie eine Bestimmung des Kalkgehaltes nach DIN 18129 bei sehr kalkhaltigen

Gesteinen ergänzt. Diese Versuche waren jedoch von geringerer Bedeutung.

Begonnen wurde mit einer Beurteilung der Boden- bzw. Gesteinsart sowie einer überschlägigen Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit mittels Taschenpenetrometer. Das Vorgehen wird in Kapitel 5.2 näher beschrieben.

Anschließend wurden in der Regel zunächst Prüfkörper für die einaxialen Druckversuche (siehe Kapitel 5.3) und Eindringversuche (siehe Kapitel 5.4) hergestellt und die entsprechenden Versuche durchgeführt. Die Anzahl dieser Versuche richtete sich nach der verfügbaren Probenmenge. Zudem waren nicht bei allen Prüfkörpern sowohl Druck- als auch Eindringversuche möglich. Je nach Probenbeschaffenheit sind die Prüfkörper teilweise bereits bei der Probenvorbereitung zerbrochen.

Darüber hinaus sollten die Druck- und Eindringversuche möglichst an einem Probenstück, d. h. an einer Blockprobe, Kernprobe oder an einem Entnahmezylinder, durchgeführt werden, damit ein direkter Zusammenhang zwischen den Eindringkräften und der einaxialen Druckfestigkeit erfasst werden konnte. Die Proben waren aber nicht immer ausreichend groß, so dass teilweise an separaten Probestücken die einzelnen Laborversuche erfolgen mussten.

Sofern einaxiale Druck- und / oder Eindringversuche an den vorbereitenden Prüfkörpern möglich waren, wurden an den Restproben der untersuchten Prüfkörper die weiteren erforderlichen Laborversuche wie Bestimmung der Korngrößenverteilung, der Fließ- und Ausrollgrenze sowie der Schrumpfgrenze durchgeführt.

5.2 Taschenpenetrometer

Das Taschenpenetrometer dient zur indirekten Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit, die im Folgenden als Q_{up} bezeichnet wird. Durch das Eindringen des Prüfstückes des Penetrometers in den Boden wird im Inneren eine Messfeder zusammengedrückt. Diese Zusammendrückung (Eindringkraft P) wird über einen äußeren Schleppring als Skalenwert $Q_{up}/100$ in der Einheit 1 kg/cm^2 angezeigt. Die Kalibrierung des Penetrometers beruht dabei auf Ergebnissen von einaxialen Druckversuchen an Ton- und Schluffböden. Demnach ergibt sich gemäß den Herstellerangaben der Firma APS (2012)

ein Kalibrierfaktor f für die einaxiale Druckfestigkeit Q_{up} [kN/m^2] aus der Eindringkraft P [N] mit:

$$f = \frac{Q_{up}}{P} = 5,952 \pm 2\% [\text{kN/Nm}^2]$$

Das Prüfstück des Penetrometers besteht aus einem Druckstück mit einem Durchmesser von 6,35 mm. Für die Ablesung wird es bis zur Markierung, die einer Eindringtiefe von 5 mm entspricht, in den Prüfkörper eingedrückt. Durch verschiedene Aufsätze mit kleineren oder größeren Durchmessern können sowohl festere als auch weichere Böden untersucht werden. Durch den kleinsten Aufsatz mit einem Durchmesser von 3,17 mm wäre eine Ablesung bis 6400 kN/m^2 möglich.

Aus mindestens fünf Einzelversuchen je Probenquerschnitt wird ein Mittelwert gebildet. In der Regel erfolgte die Festigkeitsermittlung mittels Taschenpenetrometer zusammen mit der Beurteilung bzw. direkt an den Prüfkörpern des Eindringversuches.

Im Zuge der ersten Bearbeitungen stellte sich das Taschenpenetrometer mit einer maximal erreichbaren einaxialen Druckfestigkeit von 450 kN/m^2 (Skala bis maximal 4,5) als ungeeignet heraus. Diese Grenze war zu gering für die meisten Böden und Gesteine. Daher wurde im weiteren Verlauf zusätzlich ein Taschenpenetrometer mit einer Skala bis 16 eingesetzt. Durch zusätzliche Aufsätze gelang, wie bereits erwähnt, die Anwendung der Messung bis 6400 kN/m^2 .

Insgesamt war die Aussagekraft der Messungen mit dem Taschenpenetrometer allerdings beschränkt, da bei vielen Übergangsböden bzw. Übergangsgesteinen überhaupt keine Eindringung möglich war.

5.3 Einaxiale Druckversuche

Die einaxialen Druckversuche wurden nach DIN 18136 durchgeführt. Dabei wird der Höchstwert der maximal erreichbaren einaxialen Druckspannung als einaxiale Druckfestigkeit q_u bezeichnet.

Für die Versuche wurden prismatische Prüfkörper hergestellt. Diese wurden aus den Proben (Entnahmezylinder, Kernprobe oder Blockproben) ohne Wasser (trocken) gesägt (siehe Bild 5.1). Überwiegend wurde mit der Steinsäge gearbeitet, da dabei das Material beim Sägen in Folge der Einschnitte im Sägeblatt herausgefördert und somit ein Verschmieren des Sägeblattes verhindert werden



Bild 5.1: Zuschneiden eines Prüfkörpers für den einaxialen Druckversuch

konnte. Dabei konnten aber nicht bei allen untersuchten Proben Prüfkörper hergestellt werden. Teilweise sind die Proben immer wieder während der Bearbeitung weiter zerbrochen. Dies betraf z. B. Proben der OSM-Tone (II), Proben der Mergel und Mergelsteine, Proben des Tonmergels sowie alle Tonsteinproben.

Die Belastungsrichtung beim Versuch war bei fast allen Proben senkrecht zur Schichtung der Boden- bzw. Gesteinsprobe. Lediglich EZ3 der Mergelproben wurde bereits parallel zur Schichtung entnommen und damit auch parallel dazu belastet.

Die untersuchten Prüfkörper hatten ein Höhe-Breite-Verhältnis von 2,0 bis 2,4. Die Stauchungsgeschwindigkeit betrug überwiegend 0,2 % der Anfangshöhe pro Minute (%/min). Bei stark verfestigten bzw. festgesteinsartigen Proben wurde auch nur eine Geschwindigkeit 0,05 %/min gefahren.

5.4 Eindringversuche

5.4.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Der sogenannte Eindringversuch wurde im Zuge der Untersuchungen von ETZ et al. (2012) entwickelt und dabei an künstlich hergestellten bindigen Bodenproben halbfester bis fester Konsistenz durchgeführt. Im Zuge dieser Forschungsarbeit wurde der Versuch zusätzlich an natürlichen, ungestörten Boden- und Felsproben durchgeführt. Den Versuchsaufbau zeigt Bild 5.2. Die Abmessungen der Prüfkörper, Konusspitze (Konus) und Proctornadel, sind in Bild 5.3 abgebildet.

Beim Eindringversuch wird der Prüfkörper (siehe Bild 5.3) mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit von ca. 0,70 mm/min 20 mm in die Probe eingedrückt und dabei in Intervallen von 0,17 mm bis

0,18 mm die zur Eindringung notwendige Kraft gemessen.

Der Unterschied zwischen den beiden Aufsatzspitzen besteht in der Form und somit auch in der Krafteinleitung. Während die Kraftübertragung entlang der Konusspitze sowohl über Spitzendruck als auch Mantelreibung erfolgt, kann bei der Proctornadel eine Unterscheidung zwischen Mantelreibung auf den Seitenflächen und einem auf eine konstante Fläche wirkenden Spitzendruck vorgenommen werden (ETZ et al., 2012).

5.4.2 Vorbereitung der Prüfkörper

Prüfkörper bei Entnahmezylindern EZ

Für die Eindringversuche wurde die Probe im Entnahmezylinder belassen. Nach Entfernen der Plastikkappen vom Entnahmezylinder wurden zunächst 1 cm bis 2 cm von der Probenoberseite herausgedrückt und mittels Stahllineal entfernt sowie eine ebene Oberfläche hergestellt (siehe Bild 5.4).

Auf dieser ebenen Oberfläche wurde die Proctornadel bzw. der Konus, wie in Bild 5.2 dargestellt, eingedrückt. Sobald die Proctornadel bzw. der Konus eine Eindringtiefe von 20 mm erreicht hatte, wurde der Versuch beendet. Im Anschluss wurde die Probe um 50 mm aus dem Entnahmezylinder gedrückt, so dass zur nächsten Versuchsebene ein ausreichender Abstand bestand und eine mögliche Beeinflussung durch den darüber durchgeführten Eindringversuch verhindert wird.

Prüfkörper bei Blockproben BP und Kernproben KP

In Fällen, in denen im Gelände keine Entnahmezylinder, sondern nur Blockproben gewonnen werden konnten, wurde aus der Blockprobe ein geeigneter Prüfkörper hergestellt. Auch aus Liner-Proben mussten die Prüfkörper herausgearbeitet werden und an die Prüfzylinder angepasst werden. Bei beiden Probenarten waren jeweils nur an der Ober- und Unterseite des Prüfkörpers Versuche möglich, da die Prüfkörperformen lediglich 5 cm bis 6 cm hoch waren. Das Vorgehen zur Herstellung der Prüfkörper ist exemplarisch für eine Blockprobe in Bild 5.5 dargestellt und erläutert.

5.4.3 Ergebnisdarstellung

Die Messergebnisse der Eindringversuche mittels Konusspitze (k-Versuch) und Proctornadel (p-Versuch) wurden grafisch dargestellt und ausgewertet.

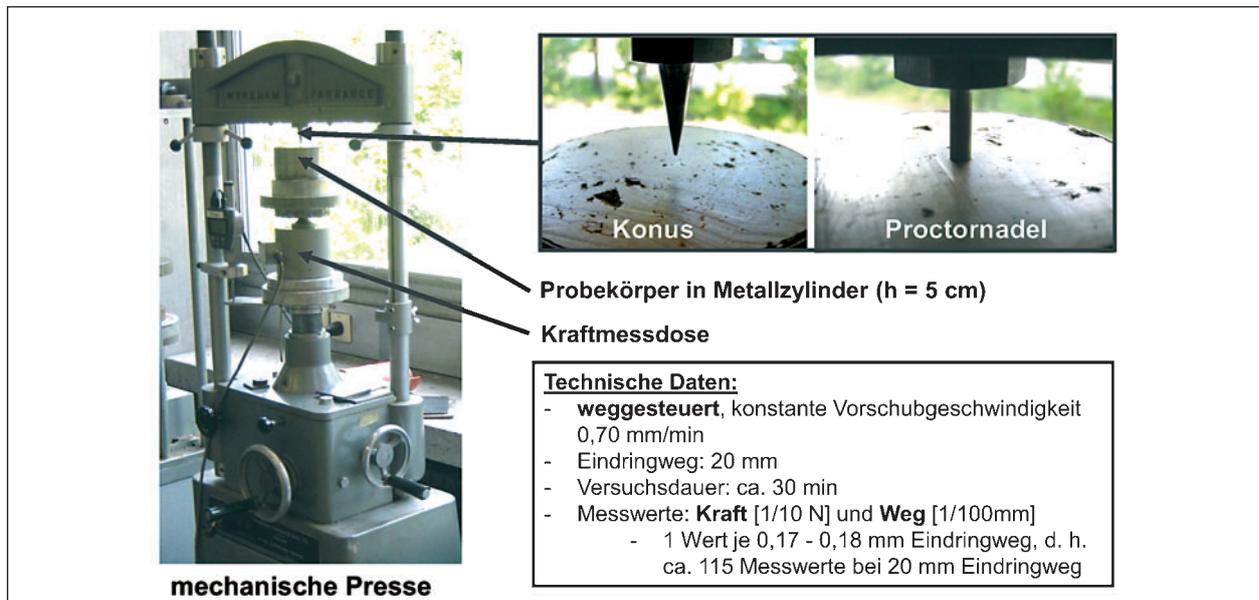


Bild 5.2: Versuchsaufbau und allgemeine Versuchsdaten des Eindringversuchs

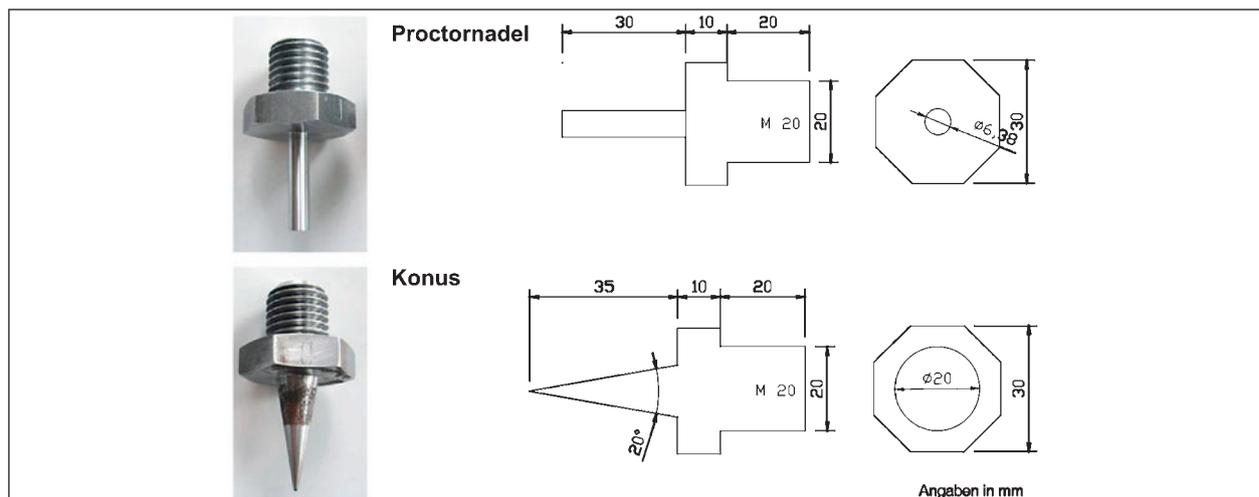


Bild 5.3: Konus und Proctornadel (Abbildung aus ETZ et al. (2012))



Bild 5.4: Herstellung einer glatten Oberfläche mittels Stahlhämmer für den Eindringversuch

Dabei wurden je Versuchsboden die Ergebnisse als Kraft-Weg-Diagramm und als Spannungs-Weg-Diagramm dargestellt, wobei als Weg jeweils der Eindringweg des Konus bzw. der Proctornadel gemeint ist. Im Spannungs-Weg-Diagramm wurden die auf die Querschnittsfläche der Prüfstücke (Konus Spitze, Proctornadel) bezogenen Spannungen σ_Q dargestellt.

Prinzipiell wäre für die k-Versuche auch eine Darstellung mittels auf die Mantelfläche der Konus Spitze bezogenen Spannungen σ_M möglich gewesen. Dabei wären die Verläufe der beiden Spannungen allerdings identisch und würden sich nur über den Verhältniswert $A_M / A_Q = s / r$ voneinander unterscheiden, wie beispielhaft in Bild 5.6 dargestellt. Im weiteren Verlauf genügt daher die Darstellung über die Spannung σ_Q .

Darüber hinaus nimmt im Vergleich zum p-Versuch die Steigung der Kurven bei den k-Versuchen mit zunehmender Eindringung zu. Dies liegt an der geometrischen Form der Konusspitze in Form eines Kegels, wodurch die Querschnittsfläche des in den Boden eindringenden Körpers mit zunehmender Eindringtiefe zunimmt (siehe auch Bild 5.7). Im Falle der Proctornadel dagegen bleibt die Querschnittsfläche des in den Boden eindringenden Körpers auch mit zunehmender Eindringung konstant. Dadurch sind Kraft- und Spannungsverlauf beim p-Versuch ähnlich, während beim k-Versuch unterschiedliche Verläufe der Kräfte sowie Spannungen ermittelt werden.

Im Zuge der Untersuchungen von ETZ et al. (2012) an den aufbereiteten Bodenproben wurde zur Ermittlung eines Kennwertes für die Eindringung der Proctornadel zwischen 1 cm und 2 cm die Steigung der Kurve ermittelt. Die Steigung der Geraden lässt sich demnach über die folgende Gleichung als sogenannter PN-Wert bestimmen:

$$PN = \frac{\Delta F}{\ln\left(\frac{s_2}{s_1}\right)}$$

mit: ΔF Differenz der Kräfte bei Eindringung der Proctornadel von 1,0 cm und 2,0 cm [N]
 $s_1 = 10$ mm Eindringung
 $s_2 = 20$ mm Eindringung

Eine Auswertung über den PN-Wert ist exemplarisch in Bild 5.8 dargestellt. Analog könnte dieser Wert auch für die k-Versuche ausgewertet werden.

Im Zuge dieser Forschungsarbeit stellte sich die Herangehensweise über den Steigungs-Wert PN allerdings als nicht zielführend aus, da die Kraftverläufe nur bei wenigen Böden derart stetig waren, dass eine Auswertung wie diese möglich gewesen wäre. Beispielhaft sind diese un stetigen Kurvenverläufe in Bild 5.9 abgebildet.

Weitere Überlegungen führten dazu, das Ergebnis des Eindringversuches über ein Spannungsniveau zu definieren, das für einen bestimmten Bereich (z. B. zwischen 10 mm und 20 mm Eindringweg) konstant bleiben oder stetig abfallen oder zunehmen würde. In Bild 5.10 sind für diese drei Fälle charakteristische Kurvenverläufe dargestellt. Analog zum Ansatz einer Auswertung über den Steigungswert PN kam es auch hier zu einer starken Streubreite der möglichen Ergebnisse abhängig von der Boden- bzw. Gesteinsart. Darüber hinaus verliefen die Kurven nicht immer stetig, so dass bei vielen Böden und Gesteinen keiner der drei Fälle zutraf, wie beispielhaft in Bild 5.11 dargestellt.

Da sowohl die Auswertung über PN als auch über ein Spannungsniveau fehlschlagen, wurde für die Zusammenfassung der Ergebnisse (siehe Kapitel 7) die Endwerte des Eindringversuches, d. h. die



Bild 5.5: Herstellung Prüfkörper aus Blockprobe (analog für Kernprobe)

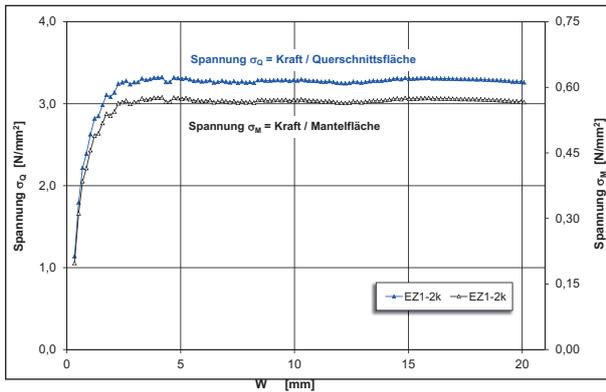


Bild 5.6: Vergleich zwischen auf die Querschnittsfläche bezogene Spannung σ_Q und auf die Mantelfläche bezogene Spannung σ_M

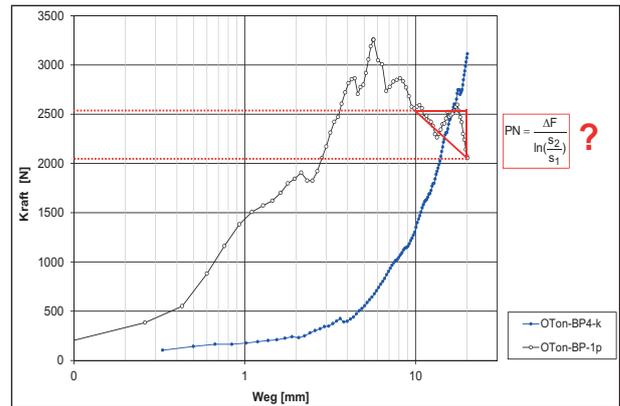


Bild 5.9: Nicht geeignete Versuche für eine PN-Wertermittlung im Kraft-Weg-Diagramm (halblogarithmischer Maßstab)

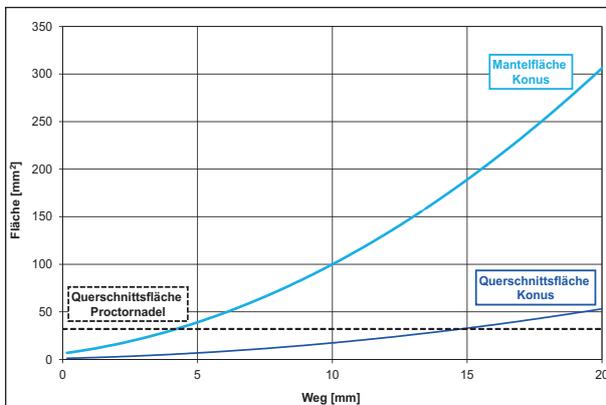


Bild 5.7: Flächen-Weg-Diagramm, Konus und Proctornadel

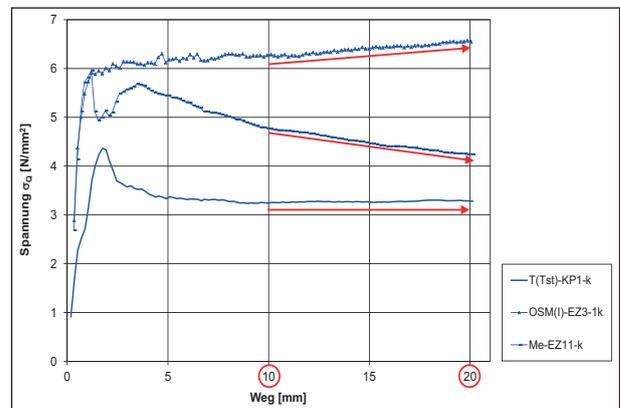


Bild 5.10: Geeignete Versuche für eine Auswertung über ein Spannungsniveau im Spannungs-Weg-Diagramm

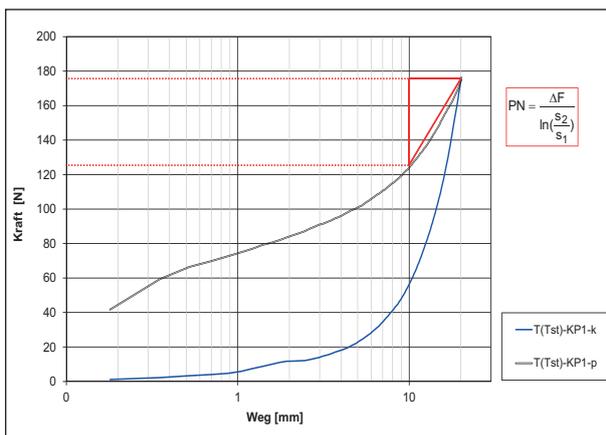


Bild 5.8: Geeignete Versuche für eine PN-Wertermittlung im Kraft-Weg-Diagramm (halblogarithmischer Maßstab)

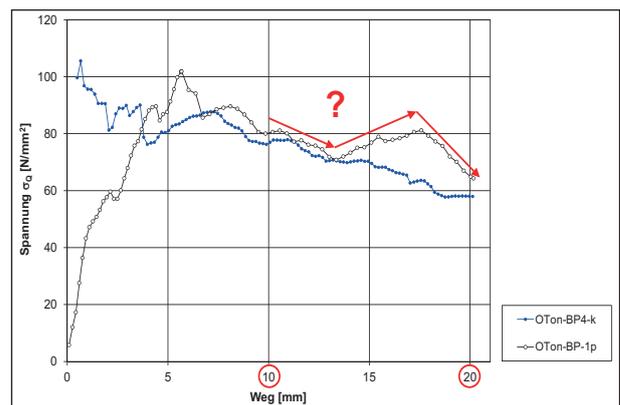


Bild 5.11: Nicht geeignete Versuche für eine Auswertung über ein Spannungsniveau im Spannungs-Weg-Diagramm

Eindringkraft F_{20} bzw. die auf die Querschnittsfläche bezogene Spannung σ_{20} , herangezogen.

Neben der grafischen Auswertung wurde in der Regel bei jedem Eindringversuch zur Dokumentation des Verhaltens der Probe bei der Eindringung der Protornadel bzw. des Konus eine Fotodokumentation durchgeführt (siehe Bild 5.12 und Bild 5.13):

- Foto Versuchsoberfläche vor und nach Versuch
- mehrere Fotos während des Versuches bei unterschiedlichen Eindringtiefen
- Foto der Eindringstrecke nach Versuch (Probe wurde dazu vertikal durchgeschnitten)

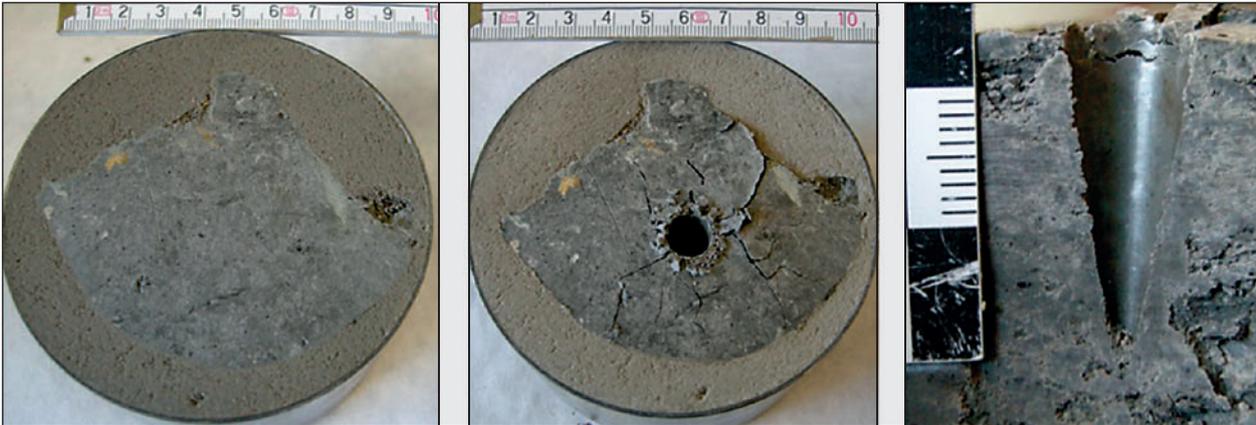


Bild 5.12: Beispiel Fotodokumentation Konus-Versuch OSM(II)-BP4-1k: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (mittig) Versuch, rechts: Detailaufnahme Querschnitt durch Versuchsstrecke



Bild 5.13: Beispiel Fotodokumentation Proctornadel-Versuch OSM(II)-BP4-2p: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (mittig) Versuch, rechts: Detailaufnahme Querschnitt durch Versuchsstrecke

Ziel der Fotodokumentation war die Erfassung eventueller Besonderheiten während des Eindringversuches oder vom Probekörper selbst. Als besonders aussagekräftig haben sich in dieser Forschungsarbeit die Detailfotos der Eindringstrecke erwiesen, um damit qualitativ Inhomogenitäten (Verfestigungen, Kalkkonkretionen, sonstige Schwachstellen etc.) innerhalb der Probe zu erkennen. Leider konnten diese Fotos trotz un stetiger Kurvenverläufe nicht immer Hinweise auf derartige Inhomogenitäten liefern, weil mit dem bloßen Auge keine zu erkennen waren. Zudem waren diese Fotos nicht bei allen Böden bzw. Gesteinen möglich, da diese teilweise beim Herausarbeiten aus der Prüfkörperform zerbrochen sind.

Unterschiede bei den Bodenarten waren auch am Bruchlinienverhalten an der Oberfläche infolge der Eindringung mittels Konus bzw. Proctornadel zu erkennen. Leider lieferten auch diese Fotos keine eindeutigen Hinweise, die in einen Zusammenhang mit den grafischen Auswertungen gebracht werden konnten.

Im Allgemeinen erwies sich eine vergleichende Auswertung zwischen Fotos und Ergebnissen als schwierig. Eine grundlegende Begründung für die unterschiedlichen Versuchsergebnisse konnten die Fotos auf diese Weise nicht liefern. Sie bildeten lediglich eine Unterstützung. Eindeutige Sprünge im Kurvenverlauf, die mit eindeutigen Inhomogenitäten im Zusammenhang gebracht werden konnten, gab es beispielsweise nur bei den OSM-Tönen (I). Bei stark variierenden Kurvenverläufen lieferten die Bilder leider keine eindeutigen Erklärungshinweise. Aus diesem Grund werden diese Bilder im Rahmen dieser Forschungsarbeit nur exemplarisch aufgeführt (siehe Bild 5.12 und Bild 5.13).

5.4.4 Lage der Versuchsstellen im Probenquerschnitt

Zur Untersuchung der Streuung der Ergebnisse in Abhängigkeit von der Versuchsstelle im Probenquerschnitt wurden bei einigen Proben nicht nur zentrische Ansatzpunkte gewählt, sondern auch um diesen Punkt herum Versuchspunkte angeordnet.



Bild 5.14: Beispiel Fotodokumentation Konus-Versuch OSM(III)-EZ3-1k bis -5k: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (rechts) Versuch



Bild 5.15: OSM(III)-EZ3-1k bis -5k: Detailaufnahme Querschnitte durch Versuchsstrecke

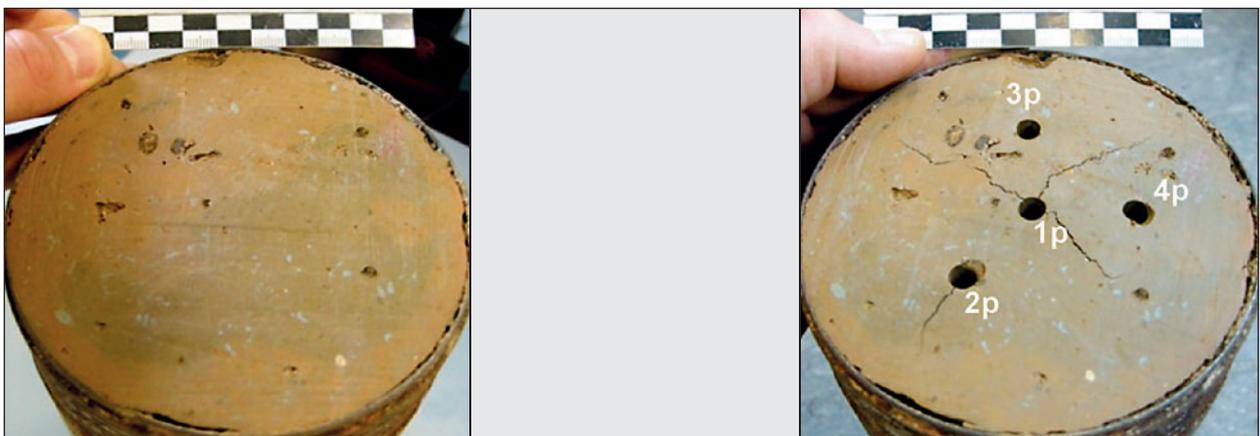


Bild 5.16: Beispiel Fotodokumentation Konus-Versuch OSM(III)-EZ2-1p bis -4p: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (rechts) Versuch

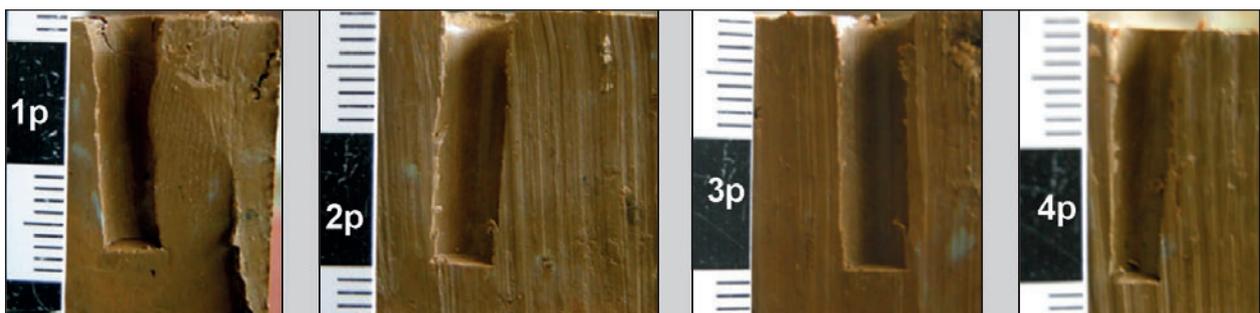


Bild 5.17: OSM(III)-EZ2-1p bis -4p: Detailaufnahme Querschnitte durch Versuchsstrecke

Daneben konnte damit auch erfasst werden, wie homogen die Proben sind. Bei der Beschreibung der Versuchsergebnisse im Kapitel 6 wird die Lage der Versuchsstellen im Probenquerschnitt jeweils schematisch aufgeführt, sofern mehr als ein Versuchspunkt je Probenquerschnitt untersucht wurde. Diese Thematik ist beispielhaft in Bild 5.14 und Bild 5.15 für k-Versuche und in Bild 5.16 und Bild 5.17 für p-Versuche dargestellt.

6 Versuchsergebnisse

Die Laborergebnisse der bodenmechanischen Klassifikation sowie die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche und Eindringversuche werden in den nachfolgenden Kapiteln für jeden Versuchsbo-den separat vorgestellt. Die Zusammenfassung aller Ergebnisse erfolgt abschließend in Kapitel 7.

Die Vorgehensweise der Laborversuche sowie Besonderheiten bei der Auswertung der Eindringversuche wurden im Kapitel 5 beschrieben.

6.1 OSM-Ton (I); Bohrungen Plattling

6.1.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen am OSM-Ton (I) für die drei Entnahmezylinder EZ1 bis EZ3 sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

Die ermittelten Körnungslinien für die Proben EZ1 und EZ2 sind in Bild 6.1 dargestellt. Für den halbfesten Ton von EZ3 ohne nennenswerte Nebenan-teile ist nach DIN EN ISO 14688-1 für die Klassifikation nicht mehr die Korngrößenverteilung, sondern nur das Plastizitätsdiagramm maßgebend.

Für alle drei Proben EZ1 bis EZ3 wurden die Fließ- und Ausrollgrenzen ermittelt. Die Ergebnisse sind im Plastizitätsdiagramm in Bild 6.2 dargestellt. Die Werte der ermittelten Schrumpfgrenzen sind in Tabelle 6.1 aufgelistet. Bei allen drei untersuchten Proben war die Schrumpfgrenze größer als die Ausrollgrenze.

Die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche an den Proben EZ2 und EZ3, wobei jeweils zwei Versuche durchgeführt wurden, sind in Tabelle 6.1 aufgelistet. Bedingt durch die Unterteilung des EZ1 in zwei Bodenarten ist eine repräsentative Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit über die gesamte Höhe des EZ1 nicht gewährleistet. Die jeweiligen Probenhöhen der beiden Bereiche waren zu gering, um je Bereich einen einaxialen Druckversuch durchzuführen.

6.1.2 Eindringversuche

Eindringversuche OSM(I)-EZ1

An der Probe des Entnahmezylinders EZ1 wurden auf vier Ebenen insgesamt neun Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) durchgeführt. Bild 6.4 gibt eine Übersicht. Dabei wurden die k-Versuche jeweils zentrisch durchgeführt, während bei den p-Versuchen zur Untersuchung der Streuung der Ergebnisse bei Variation der Versuchsstellen um den Mittelpunkt (1p) herum an fünf weiteren Ansatzstellen (2p bis 6p) Versuche durchgeführt wurden (siehe Bild 6.3).

Die Ergebnisse der Eindringversuche von EZ1 sind in Bild 6.5 und Bild 6.6 als Kraft-Weg-Diagramm und Spannungs-Weg-Diagramm dargestellt.

Bei den k-Versuchen ist eine Abhängigkeit von der Bodenart zu erkennen. Die Versuche des stark tonigen Feinsandes ergaben einen geringeren Kraftan-

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenz-zahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u 1. Versuch / 2. Versuch i. M. = Mittelwert	Taschenpenetrometer Q_{up} (max. 450)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
EZ1	Oberer Bereich: fS, t*	TM	-	0,88	nicht möglich	-
	Unterer Bereich: T, fs' (steif)	TM	44,3 / 22,7 / 27,0	0,92 – 0,95	(Probenhöhe je Bereich zu gering)	-
EZ2	U, t, fs' (steif-halbfest)	UM	44,2 / 26,6 / 28,8	0,94 – 1,06	172 / 180 i. M.: 176	> 450
EZ3	T (halbfest)	TM	45,9 / 21,8 / 22,7	1,01 – 1,06	341 / 347 i. M.: 344	> 450

Tab. 6.1: Übersicht Versuchsergebnisse OSM-Tone (I)

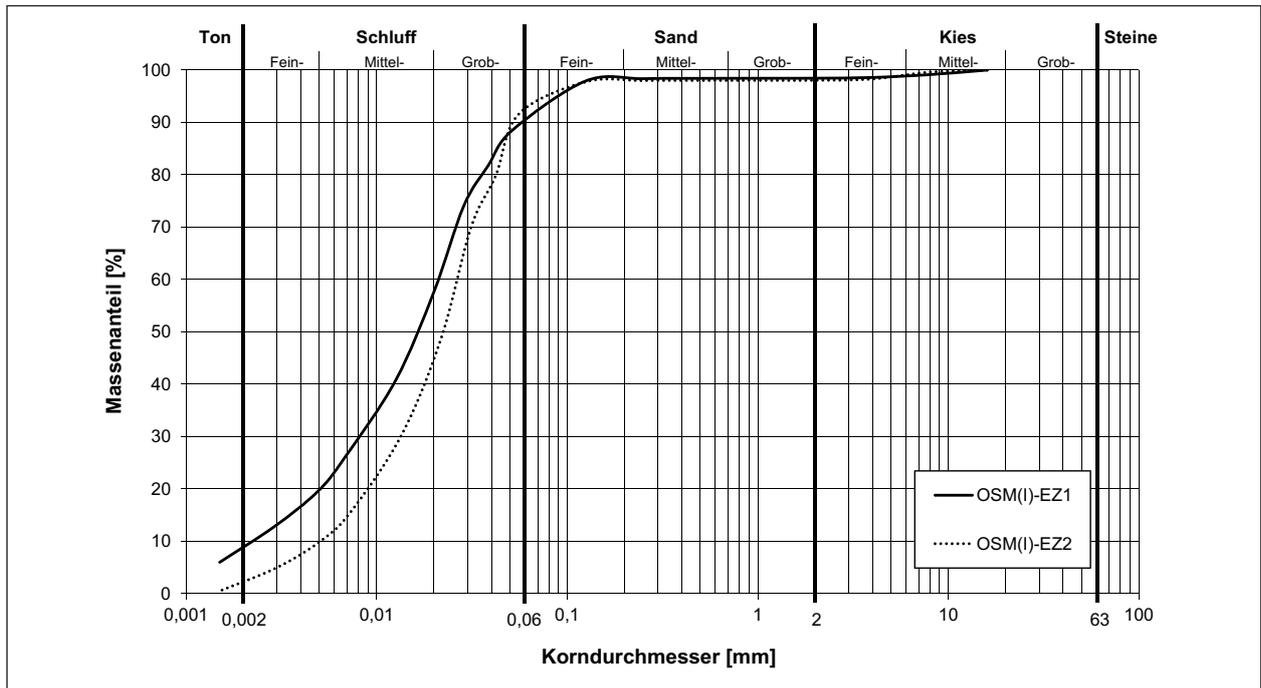


Bild 6.1: Körnungslinien OSM-Tone (I)

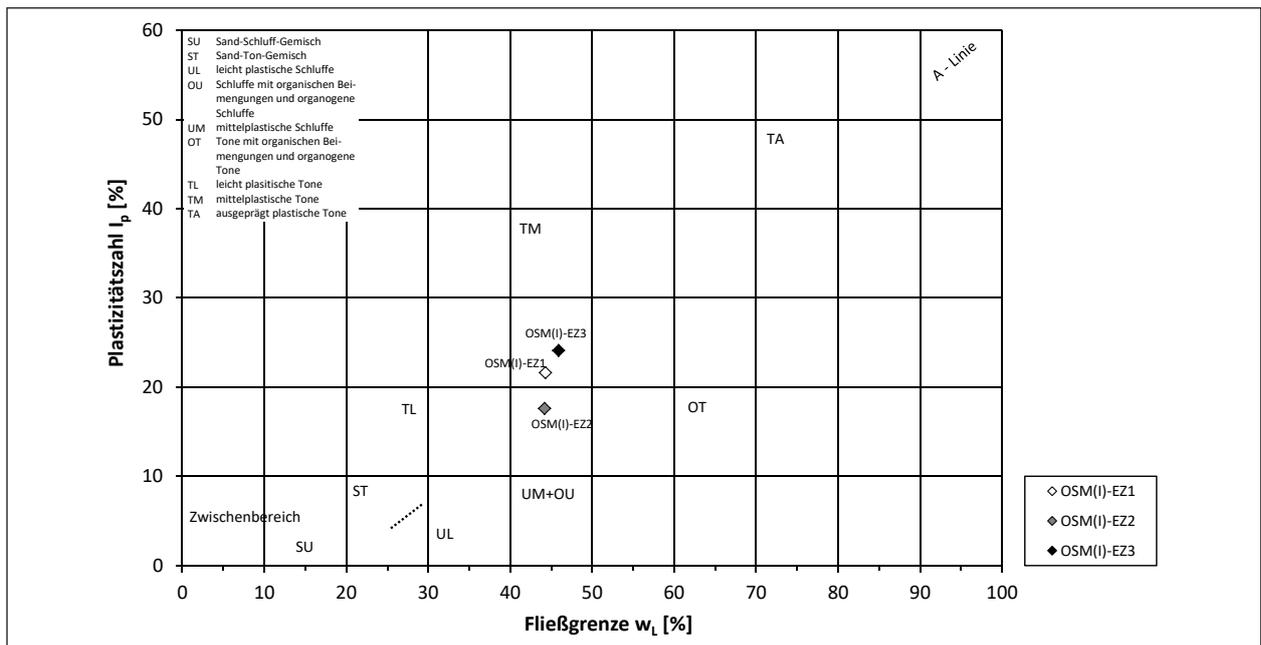


Bild 6.2: Plastizitätsdiagramm OSM-Tone (I)

stieg (EZ1-1k in Bild 6.5) als die des schwach feinsandigen Tons (EZ1-2k, EZ1-3k).

Bei den p-Versuchen zeigte sich eine geringe Streuung der Ergebnisse bei unterschiedlichen Ansatzpunkten mit ca. $\Delta F_{20} \approx 40$ N.

Weiterhin fällt auf, dass im Kraft-Weg-Diagramm bei beiden Versuchsarten ähnliche Kräfte F_{20} gemessen wurden. Die Spannungen bei der Konusspitze blieben zwischen 10 mm und 20 mm Ein-

dringung auf einem relativ konstanten Spannungsniveau.

Eindringversuche OSM(I)-EZ2

Beim Entnahmezylinder wurden zur Untersuchung der Streuung der Ergebnisse in Abhängigkeit vom Versuchsansatzpunkt auf zwei Ebenen je vier Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) durchgeführt. Die Lage der Versuchspunkte im Querschnitt ist in Bild 6.8 dargestellt. Bild 6.7 gibt eine Übersicht über die Versuchsebenen.

Die Ergebnisse der Eindringversuche von EZ2 sind in Bild 6.9 und Bild 6.10 als Kraft-Weg-Diagramm und Spannungs-Weg-Diagramm dargestellt.

Bei den p-Versuchen zeigte sich eine höhere Streubreite der Ergebnisse ($\Delta F_{20} \approx 75 \text{ N}$) als bei den k-Versuchen ($\Delta F_{20} \approx 30 \text{ N}$). Darüber hinaus zeigte der Kraftverlauf bei den p-Versuchen Schwankungen, die zum Teil durch kalkige Verfestigungen verursacht worden sind. Es wurden zudem wie bei den Versuchen am EZ1 höhere Spannungen σ_{20} erreicht als mit den k-Versuchen.

Bei den k-Versuchen stieg die Kraft vergleichsweise konstant an, während der Verlauf der Spannungen

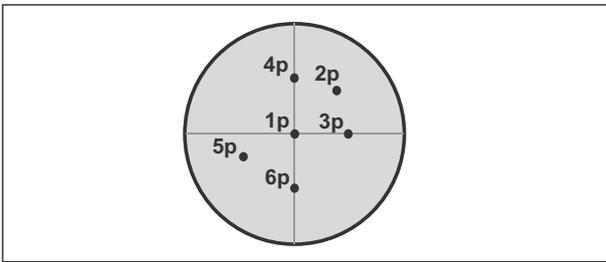


Bild 6.3: Lage der Ansatzpunkte 1p bis 6p (Skizze)

OK Probe		I_c [-]
fS, t*	EZ1-1k	0,88
	EZ1-1p-6p	0,92
T, fs'	EZ1-2k	0,95
	EZ1-3k	0,95
UK Probe		

Bild 6.4: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche, Konsistenzzahl I_c

unregelmäßig war und Schwankungen unterlag. Im Gegensatz zu den k-Versuchen an EZ1 und bis auf EZ2-2k blieben die Spannungen ab 10 mm nicht auf einem konstanten Niveau, sondern fielen leicht ab.

Eindringversuche OSM(I)-EZ3

Am Entnahmezylinder EZ3 wurden auf zwei Ebenen je drei Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) durchgeführt (siehe Bild 6.11 und Bild 6.12).

Die Ergebnisse der Eindringversuche des EZ3 sind in Bild 6.13 und Bild 6.14 dargestellt.

Ähnlich wie bei EZ2 zeigte sich bei den p-Versuchen im Kraftverlauf eine höhere Streubreite der Ergebnisse mit $\Delta F_{20} \approx 40 \text{ N}$ als bei den k-Versuchen ($\Delta F_{20} \approx 30 \text{ N}$). Diese Streubreite ist vergleichbar mit den Versuchen am EZ1 und geringer als bei den Versuchen am EZ2 ($\Delta F_{20} \approx 75 \text{ N}$). Auch im Spannungsverlauf lag diese Streubreite mit $\Delta \sigma_{20} \approx 1,2 \text{ N/mm}^2$ doppelt so hoch wie bei den k-Versuchen. Zudem ergaben die p-Versuche schwankende Kraftverläufe bzw. Spannungsverläufe. Diese könnten wie bereits beim EZ2 durch vorhandene Inhomogenitäten innerhalb der Probe hervorgerufen worden sein.

Der Kraftverlauf der drei k-Versuche war vergleichsweise ähnlich, während sich beim Spannungsverlauf bis ca. 10 mm Eindringweg eine ähnliche Streubreite ergab wie bei den p-Versuchen. Ab 10 mm Eindringweg nahmen die Spannungen der k-Versuche vergleichsweise stetiger ab und blieben damit nicht wie bei EZ1 auf einem Niveau. Zudem wurden im Gegensatz zu EZ1 und EZ2 bei beiden Versuchsarten ähnliche Spannungen σ_{20} erreicht.

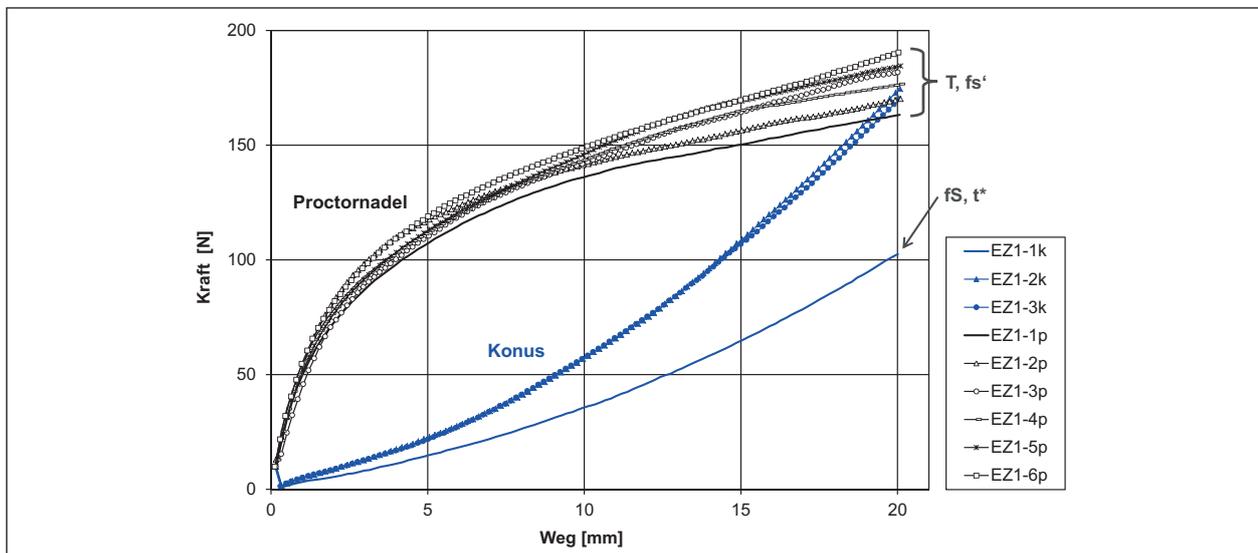


Bild 6.5: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ1

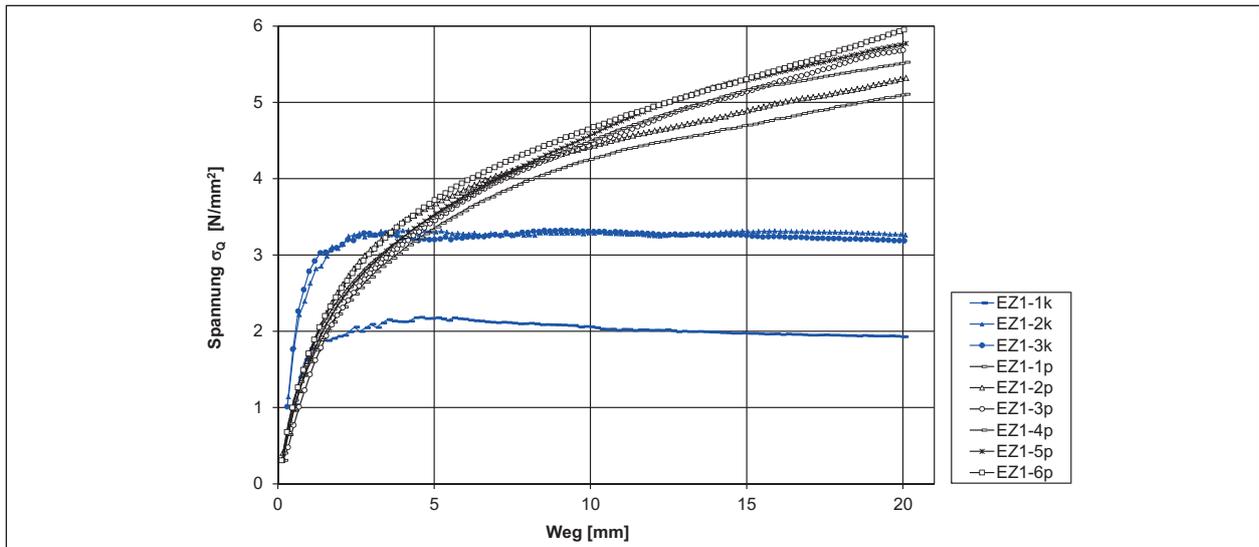


Bild 6.6: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ1

OK Probe		I_c [-]	q_u [kPa]
U, t, fs'	EZ2-1-2	0,94 / 0,94	180 / 172
	EZ2-1k-4k	1,04	-
	EZ2-1p-4p	1,06	-
UK Probe			

Bild 6.7: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u

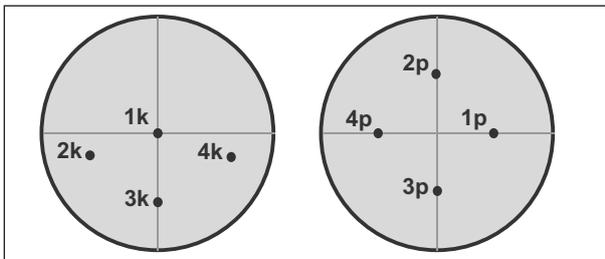


Bild 6.8: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 4k, 1p bis 4p (Skizze)

Zusammenfassung Eindringversuche OSM(I)

An den Proben der OSM-Tone (I) wurden zahlreiche Eindringversuche sowohl mit dem Konus als auch der Proctornadel durchgeführt. Zusammenfassend sind in Bild 6.15 und Bild 6.16 die jeweils zentrisch belasteten Versuche der drei Entnahmezylinder EZ 1 bis EZ 3 grafisch dargestellt. Zum Vergleich zwischen den Konus- und Proctornadel-Versuchen sind bei EZ1 die aus einer Bodenschicht stammenden Versuche 2k und 1p zum Vergleich aufgeführt. EZ1-1k (siehe Bild 6.5) lag im oberen Teil des Entnahmezylinders im Bereich des stark tonigen Feinsandes, während EZ1-2k bis EZ1-3k sowie alle p-Versuche im Bereich des schwach fein-

sandigen Tons lagen. Darüber hinaus waren die Ergebnisse von EZ1-2k und EZ1-3k sehr ähnlich, so dass nachfolgend nur die Ergebnisse des EZ1-2k dargestellt werden.

Insgesamt war bei den k-Versuchen tendenziell zu erkennen, dass ein Boden festerer Konsistenz sowohl höhere einaxiale Druckfestigkeiten als auch höhere Kräfte F_{20} bzw. Spannungen σ_{20} erzielte. Mit Hilfe der p-Versuche ließ sich dies nicht bestätigen. Allerdings zeigte sich beim halbfesten Ton (EZ3) mit der höchsten einaxialen Druckfestigkeit und der beim Konus-Eindringversuch höchsten Eindringkraft F_{20} , dass der Spannungsverlauf sowohl beim Konus- als auch beim Proctornadel-Versuch deutlichen Schwankungen unterlag. Diese könnten durch vorhandene Inhomogenitäten bzw. Schwachstellen (z. B. Verfestigungen, Trennflächen) innerhalb der Probe hervorgerufen worden sein.

Außerdem haben die Versuche bei mehreren Ansatzpunkten innerhalb des Probenquerschnitts gezeigt, dass es zu unterschiedlichen Versuchsergebnisse kommen kann. Einerseits können Inhomogenitäten innerhalb der Probe das Ergebnis beeinflussen. Andererseits können sich die Unterschiede auch infolge der gegenseitigen Beeinflussung der Ansatzpunkte durch vorhergehende Versuche ergeben haben.

6.2 OSM-Ton (II); Tagebau Obernumberg

6.2.1 Klassifikation

Für die Untersuchungen am OSM-Ton (II) wurden an vier Blockproben (BP) und sieben Entnahmezy-

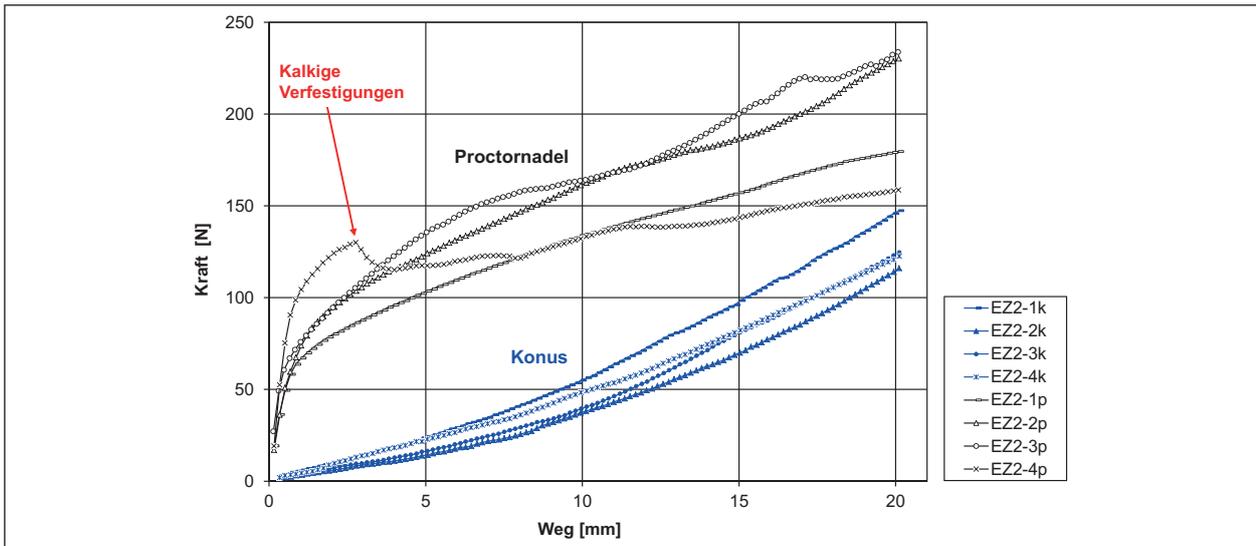


Bild 6.9: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ2

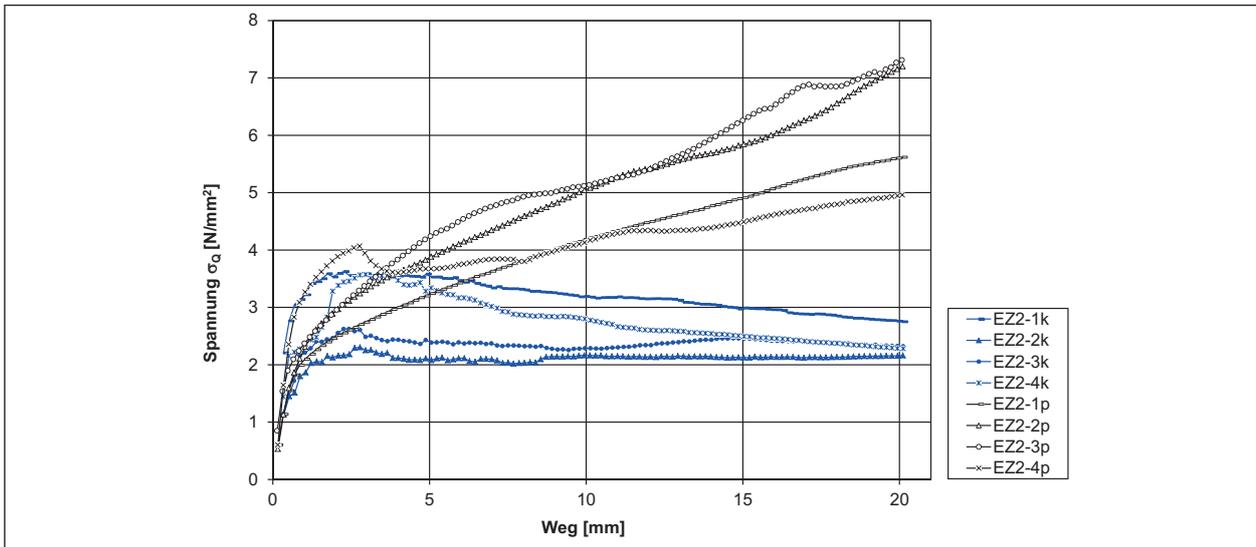


Bild 6.10: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ2

OK Probe		I_c [-]	q_u [kPa]
U, t, fs'	EZ3-1-2	1,06 / 1,04	347 / 341
	EZ3-1k-3k	1,01	-
	EZ3-1p-3p	1,02	-
UK Probe			

Bild 6.11: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u

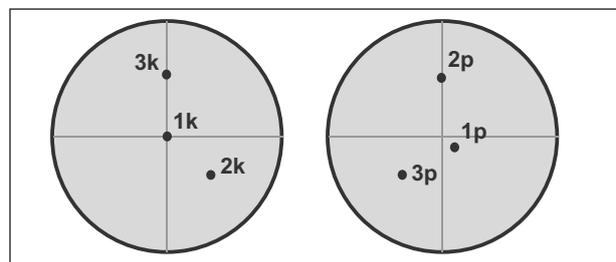


Bild 6.12: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 3k, 1p bis 3p (Skizze)

lindern (EZ) klassifizierende Versuche sowie einaxiale Druckversuche und Eindringversuche mittels Konus und Proctornadel durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst.

Die an der Probe EZ7 ermittelte Korngrößenverteilung ist in Bild 6.18 dargestellt.

An den Proben EZ1 und EZ7 sowie an BP3 wurden die Fließ- und Ausrollgrenzen ermittelt. Die Ergebnisse sind im Plastizitätsdiagramm in Bild 6.17 dargestellt. Es handelt sich demnach um mittel bis ausgeprägt plastische Tone (TM / TA). In Tabelle 6.2 sind außerdem die ermittelten Schrumpfgrenzen für EZ1 und EZ7 aufgelistet.

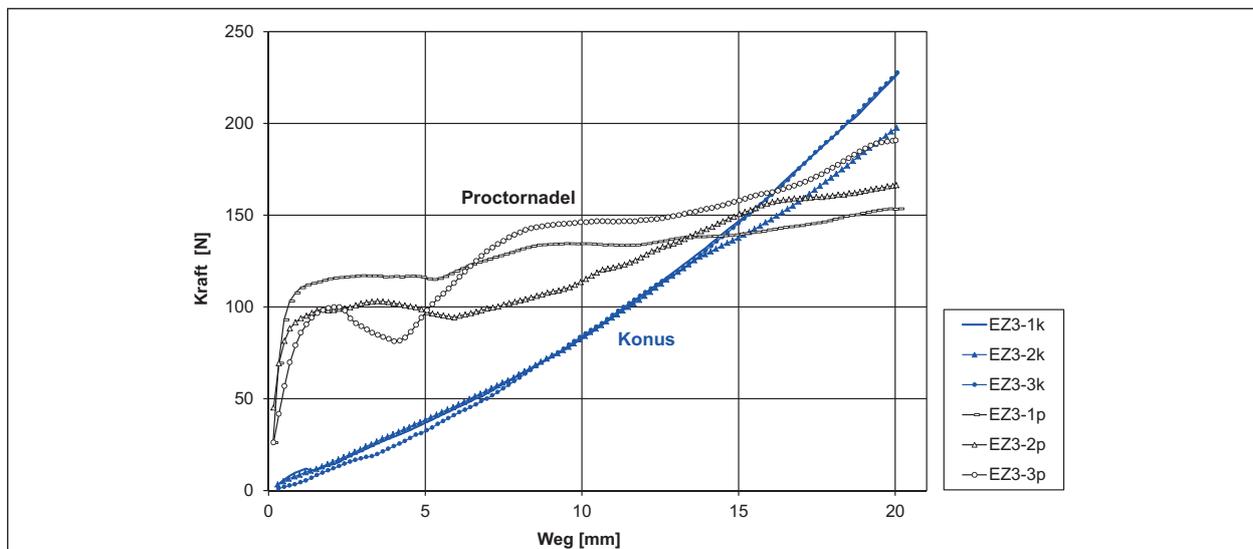


Bild 6.13: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ3

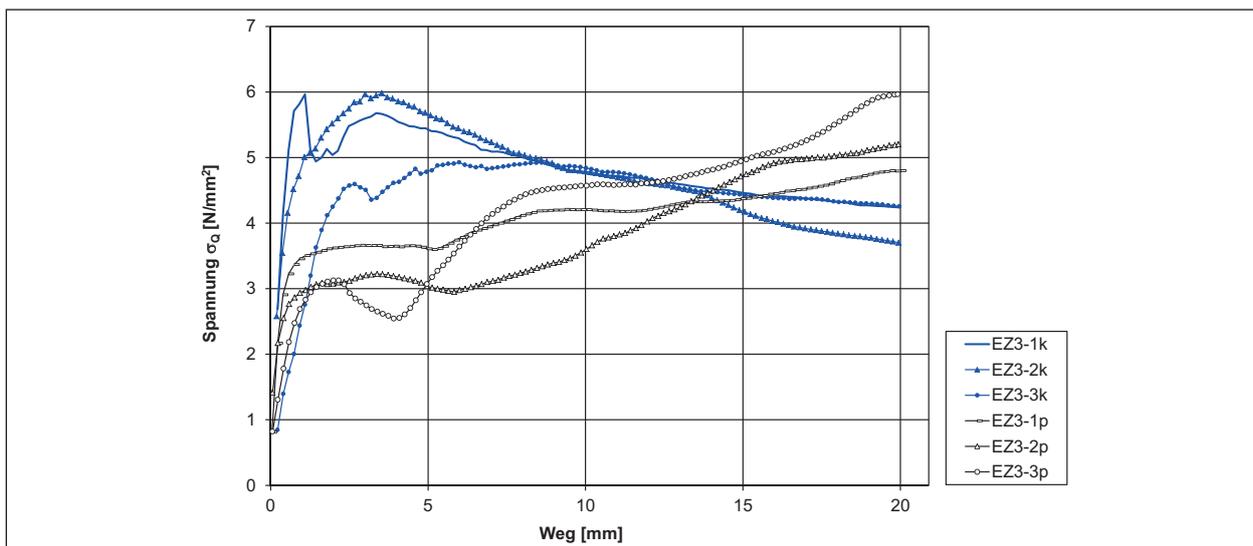


Bild 6.14: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ3

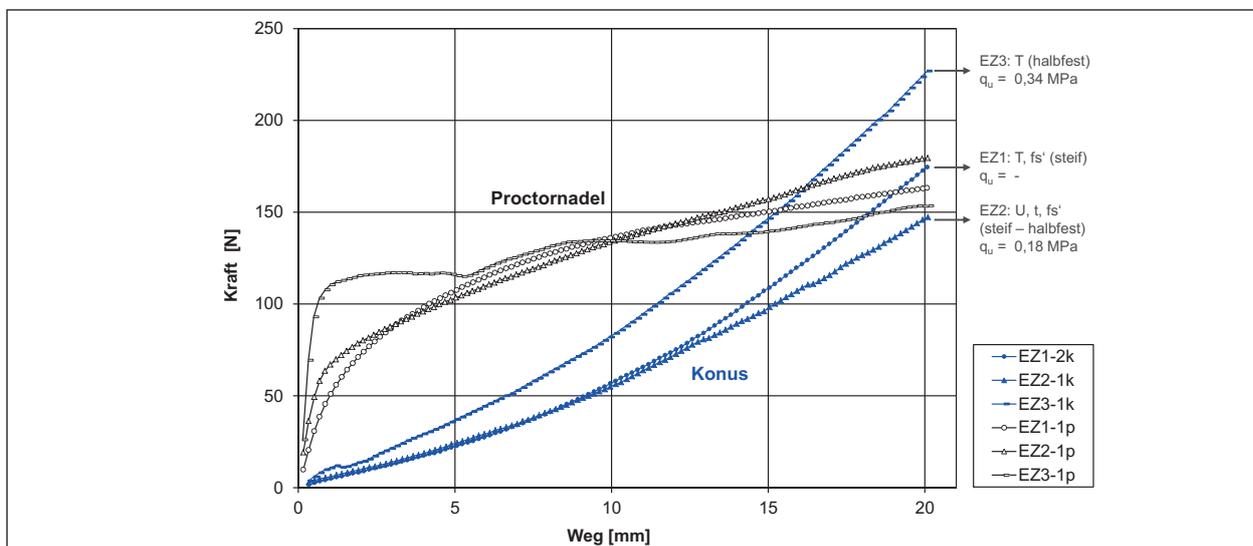


Bild 6.15: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I), Zusammenfassung

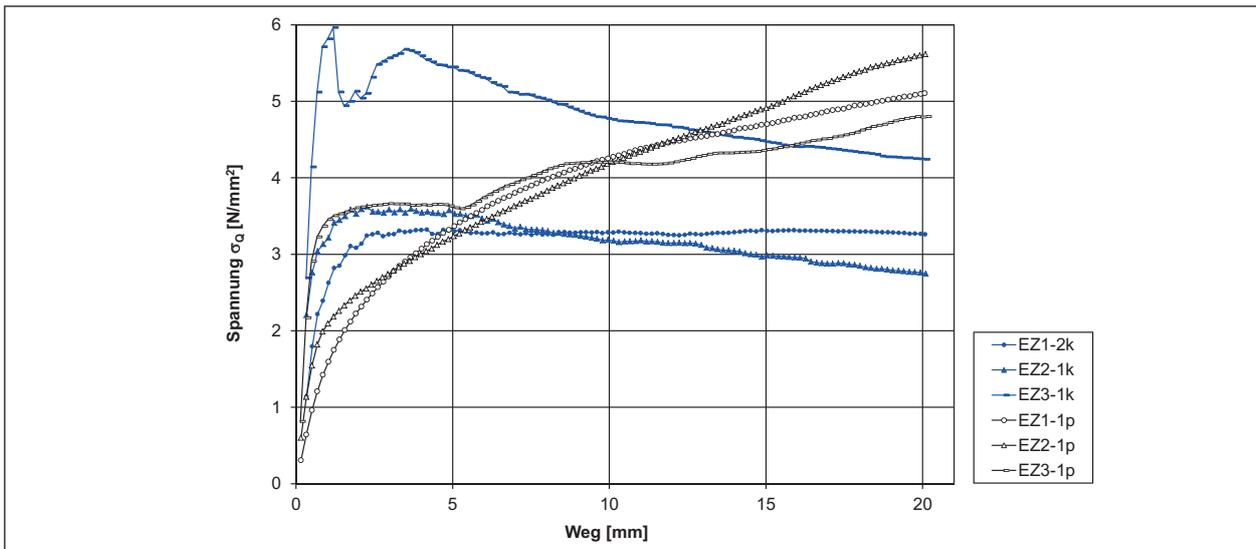


Bild 6.16: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I), Zusammenfassung

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{up} (max. 450)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
EZ1	T, fs' (halbfest – fest)	TM / TA	48,6 / 20,0 / 16,3	1,10	Probe beim Schneiden gebrochen	> 450
EZ2-6			(52,2 / 22,3 / -) *	1,14 – 1,22	Proben beim Schneiden gebrochen	> 450
EZ7			52,2 / 22,6 / 13,5	1,16 – 1,18	Probe beim Schneiden gebrochen	> 450
BP1			(52,2 / 22,3 / -) *	1,18	Probe beim Schneiden gebrochen	> 450
BP2			(52,2 / 22,3 / -) **	1,14 – 1,17	327	> 450
BP3			55,8 / 24,2 / -	1,15 – 1,23	269	-
BP4			(52,2 / 22,3 / -) *	1,13 – 1,19	369	-

* Mittelwerte w_L und w_p aus den drei Versuchen von EZ1, EZ7, BP3 (zur Berechnung von I_c)

Tab. 6.2: Übersicht Versuchsergebnisse OSM-Tone (II)

An den Proben der Entnahmezylinder sowie bei der Blockprobe BP1 waren keine einaxialen Druckversuche möglich, da die Proben beim Vorbereiten bzw. insbesondere beim Schneiden gebrochen sind. Die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche an den Blockproben BP2 bis BP4 sind in Tabelle 6.2 aufgelistet.

6.2.2 Eindringversuche

Zur Ermittlung der Eindringkraft bei diesen OSM-Tonen wurden an fünf Entnahmezylindern und an drei Blockproben Eindringversuche durchgeführt. An den Entnahmezylindern EZ2, EZ3 und EZ7 erfolgten auf zwei Versuchsebenen jeweils ein Eindringversuch. Bei den Proben EZ5, EZ6, BP2 und BP3 erfolgte jeweils nur ein Eindringversuch. Die Blockprobe BP4 konnte in mehrere Teile zerbrochen werden, so dass insgesamt vier Eindringversuche mit

der Konusspitze und zwei Versuche mit der Proctornadel durchgeführt wurden.

Die Belastung erfolgte bei allen Prüfkörpern jeweils zentrisch im Querschnitt der Probe, sofern nicht eine geringfügige Abweichung davon aufgrund von Unregelmäßigkeiten (z. B. Harnischflächen) erfolgen musste.

Die Ergebnisse der Eindringversuche sind auf den nachfolgenden Abbildungen grafisch als Kraft-Weg-Diagramm und Spannungs-Weg-Diagramm jeweils getrennt für die Konus-Versuche (siehe Bild 6.19 und Bild 6.20) und Proctornadel-Versuche (siehe Bild 6.21 und Bild 6.22) dargestellt.

Insgesamt zeigten die Eindringversuche mit der Konusspitze (siehe Bild 6.19 und Bild 6.20) bereits einen im Vergleich zu OSM-Ton (I) stärker schwankenden Kraftverlauf. Dieses Verhalten spiegelt sich auch im Spannungsverlauf wieder.

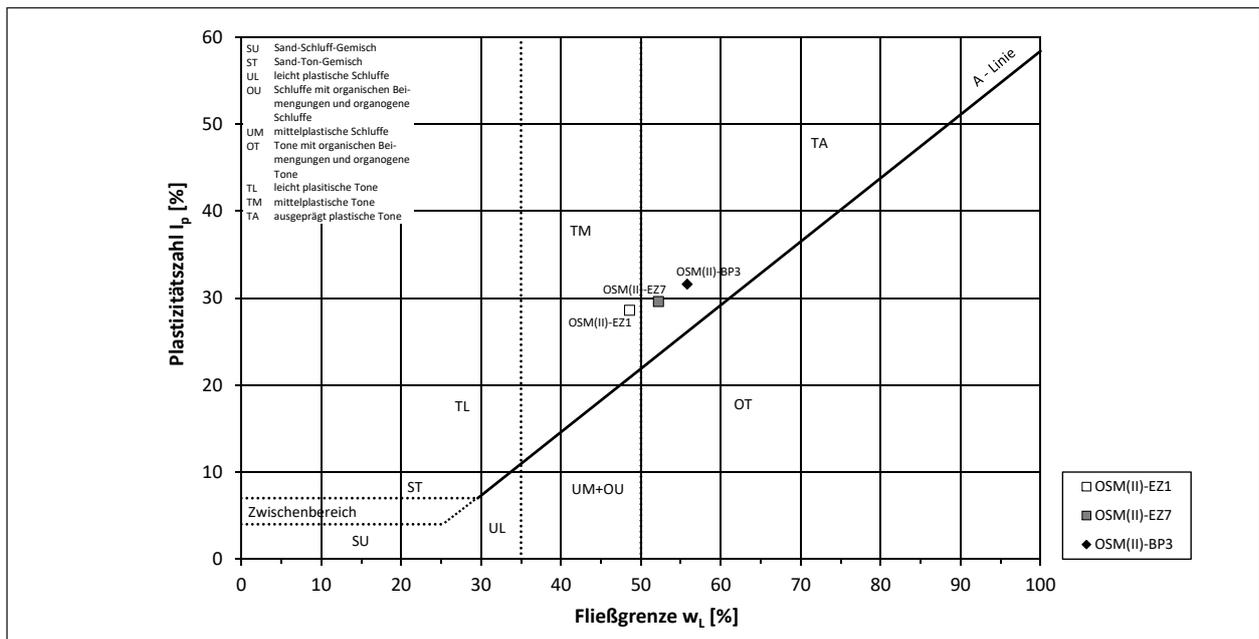


Bild 6.17: Plastizitätsdiagramm OSM-Tone (II)

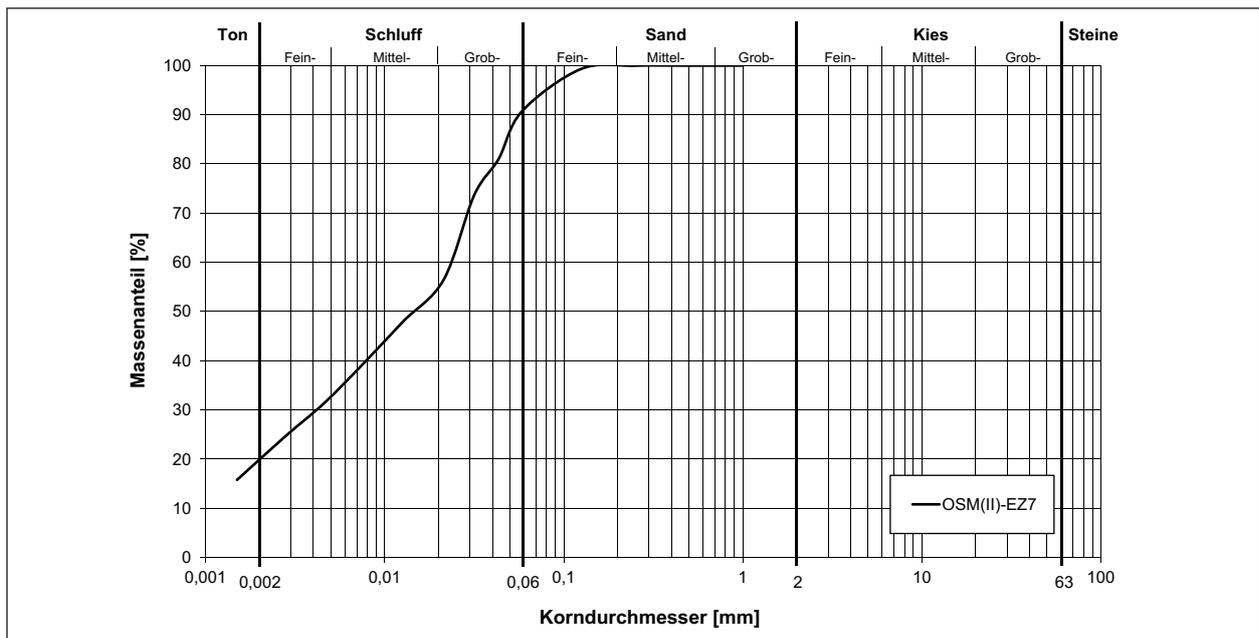


Bild 6.18: Körnungslinie OSM-Tone (II)

Die Streubreite der Ergebnisse war relativ groß. Es zeigte sich außerdem, dass die Versuche an Blockproben tendenziell höhere Eindringkräfte F_{20} bzw. Spannungen σ_{20} erreichten als die Versuche an Entnahmezylindern.

Auch bei den Proctornadel-Versuchen war dies zu erkennen (siehe Bild 6.21 und Bild 6.22). Zudem nahmen die Kräfte während der Versuchsdauer in unregelmäßigen Maß zu und ab (z. B. EZ2-1k und EZ2-2k in Bild 6.20, EZ7-2p und BP4-1p in Bild 6.22)

6.3 OSM-Ton (III); Bohrungen Donau / Lech

6.3.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen am OSM-Ton (III) für die drei Entnahmezylinder EZ1 bis EZ3 sind in Tabelle 6.3 zusammengefasst.

Aufgrund des sehr geringen Korngrößenanteils $> 0,06$ mm wurde auf die Bestimmung der Korngrößenverteilung verzichtet.

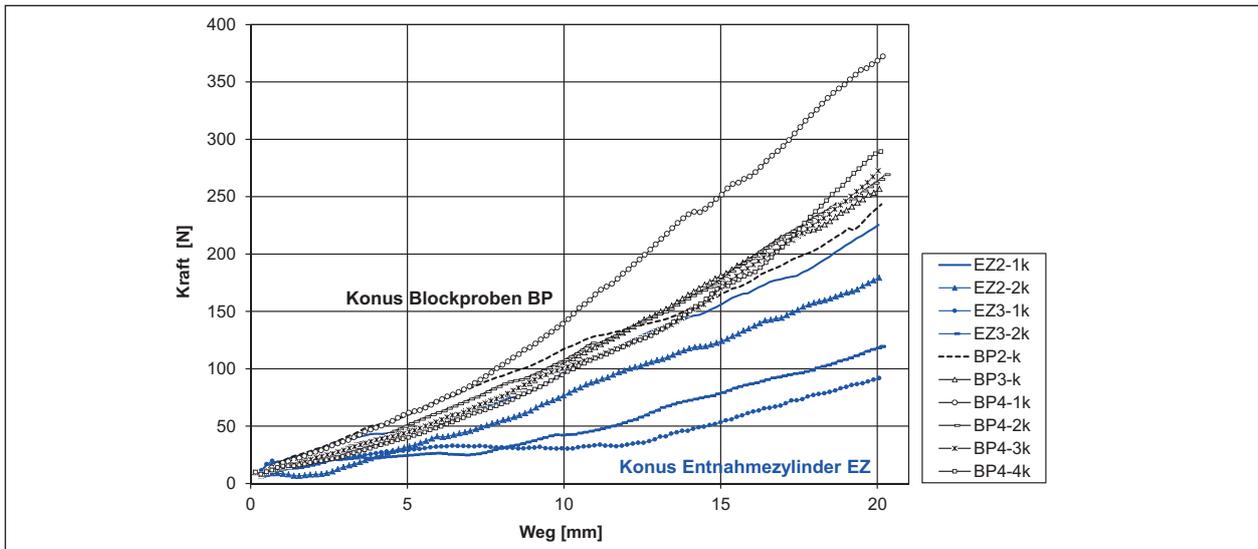


Bild 6.19: Kraft-Weg-Diagramm OSM(II), Konus

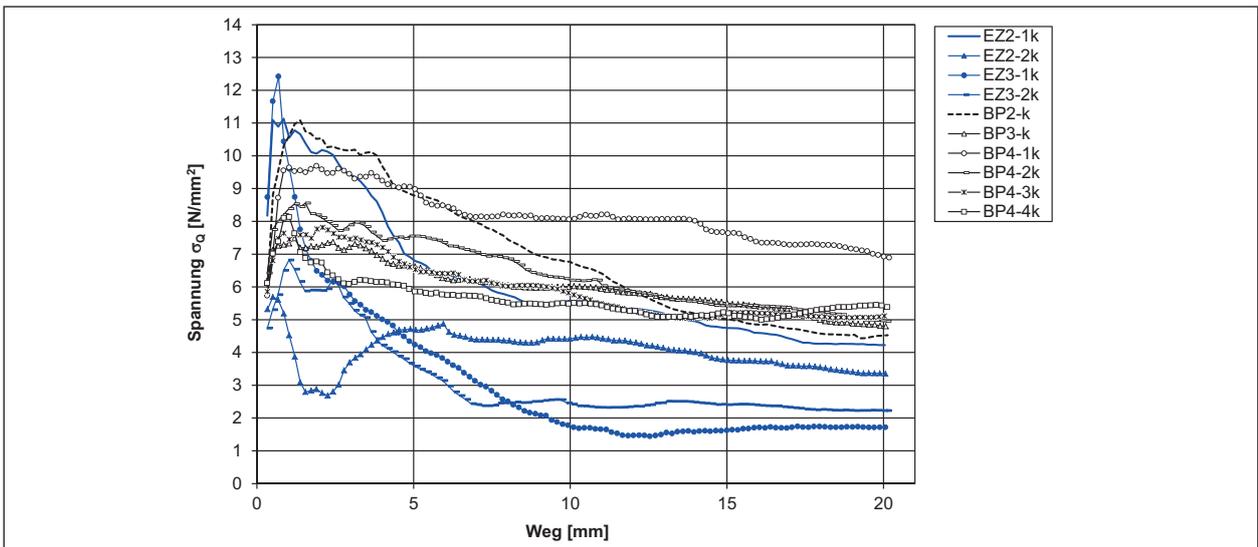


Bild 6.20: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(II), Konus

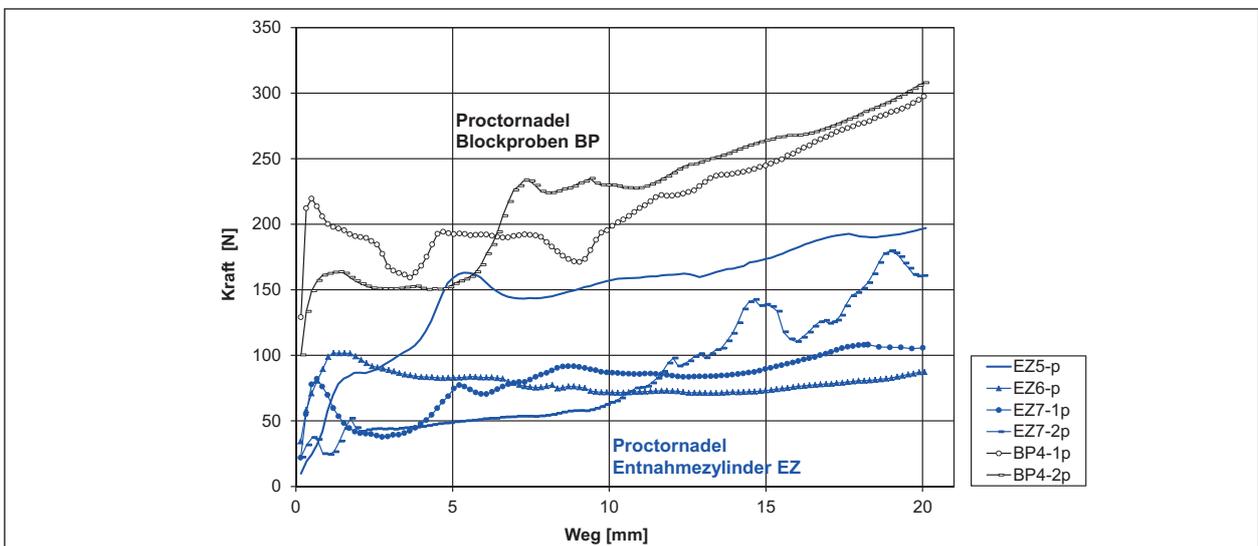


Bild 6.21: Kraft-Weg-Diagramm OSM(II), Proctornadel

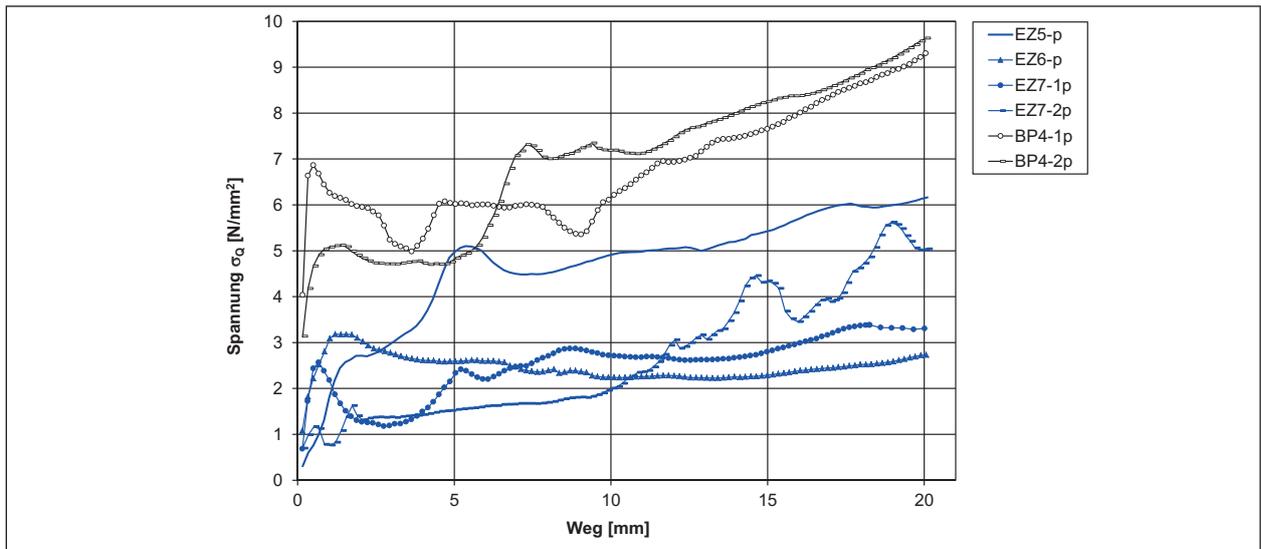


Bild 6.22: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(II), Proctornadel

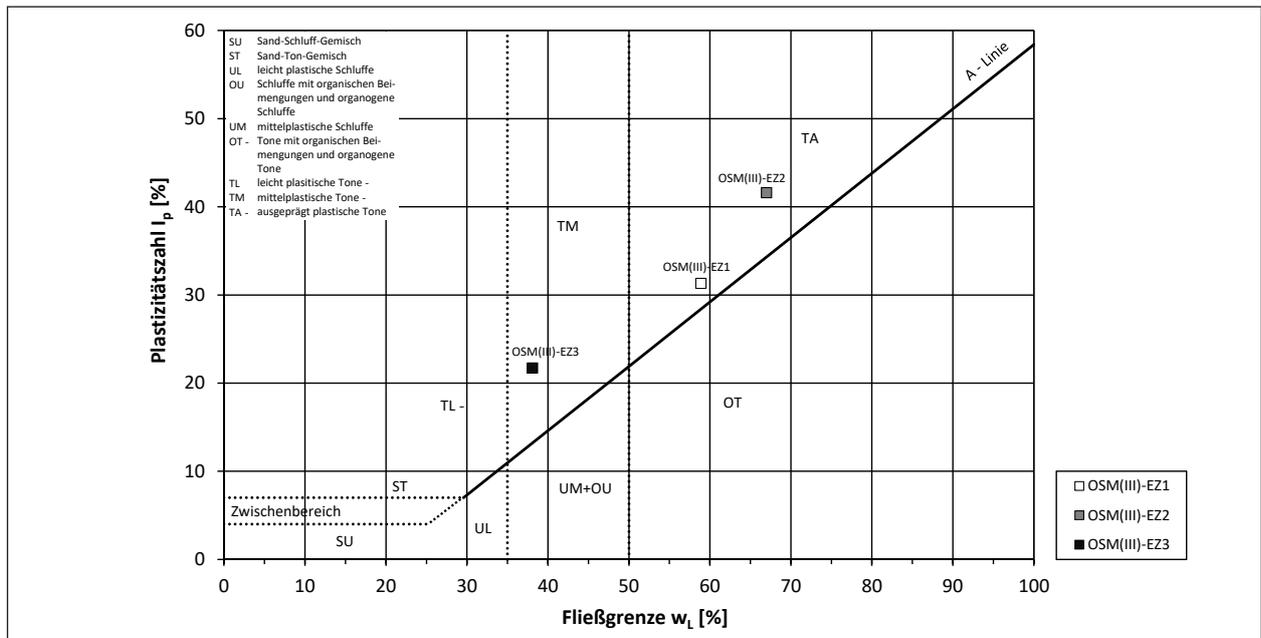


Bild 6.23: Plastizitätsdiagramm OSM-Tone (III)

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenz-zahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u 1. Versuch / 2. Versuch i. M. = Mittelwert	Taschenpenetrometer Q_{up} (max. 450)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
EZ1	T (halbfest)	TA	58,9 / 27,6 / 29,5	1,12 – 1,15	364 / 385 i. M.: 375	> 450
EZ2	T (halbfest)	TA	67,0 / 25,4 / 14,0	0,99 – 1,09	575 / 567 i. M.: 571	> 450
EZ3	oberer Bereich: T (fest)	TM	38,1 / 16,4 / 12,1	1,06 – 1,10	(hier nur Eindringversuche) *	> 450
	unterer Bereich: T, s, fg' (fest bis tonsteinartig verfestigt)	TM	-	1,13	1.901 *	> 450

* Eindringversuche und einaxiale Druckversuche in verschiedenen Bereichen => daher begrenzte Vergleichbarkeit der Werte

Tab. 6.3: Übersicht Laborergebnisse OSM-Tone (III)

An Teilproben der drei Entnahmezylinder wurden die Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenzen ermittelt. Die Ergebnisse sind zudem im Plastizitätsdiagramm in Bild 6.23 dargestellt.

An den Proben EZ1 und EZ2 wurden jeweils zwei sowie an EZ3 ein einaxialer Druckversuch durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.3 aufgelistet.

6.3.2 Eindringversuche

Eindringversuche OSM(III)-EZ1

An der Probe-Nr. EZ1 wurden auf zwei Ebenen insgesamt sieben Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) durchgeführt.

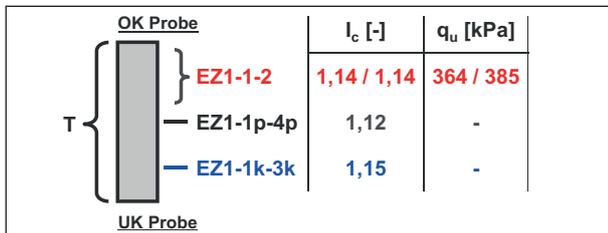


Bild 6.24: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u

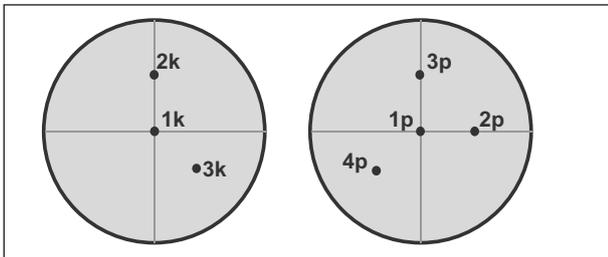


Bild 6.25: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 3k, 1p bis 4p (Skizze)

tornadel) durchgeführt. Bild 6.24 gibt dazu eine Übersicht. In Bild 6.25 sind die Ansatzpunkte für die Eindringversuche abgebildet.

Die Ergebnisse der Eindringversuche sind als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.26 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.27 dargestellt.

Bei beiden Versuchsarten war im Vergleich zu den vorhergehenden Versuchen eine geringere Streubreite zu verzeichnen. Diese lag bei den k-Versuchen bei $\Delta F_{20} \approx 15$ N und bei den p-Versuchen bei $\Delta F_{20} \approx 20$ N. Entsprechend gering waren die Streubreiten der Spannungen $\Delta \sigma_{20}$.

Ähnlich zu den OSM-Tonen (I) und im Gegensatz zu den OSM-Tonen (II) verliefen sowohl die Kraft- als auch Spannungskurven vergleichsweise stetig. Sowohl diese stetigen Kurvenverläufe als auch die geringe Streubreite der Ansatzpunkte lassen vermutlich auf eine homogenere Probe schließen, da keine bis geringfügige Beeinflussungen durch Inhomogenitäten zu erkennen sind.

Zudem, wie bereits bei OSM(I)-EZ1 und OSM(I)-EZ2 (siehe Kapitel 6.1.2), stiegen die Kräfte bei beiden Versuchsarten auf ähnliche Werte F_{20} an.

Eindringversuche OSM(III)-EZ2

An der Probe-Nr. EZ2 wurden auf zwei Ebenen insgesamt neun Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) durchgeführt. Bild 6.28 gibt dazu eine Übersicht. Die Lage der Versuchsansatzpunkte ist schematisch in Bild 6.29 abgebildet.

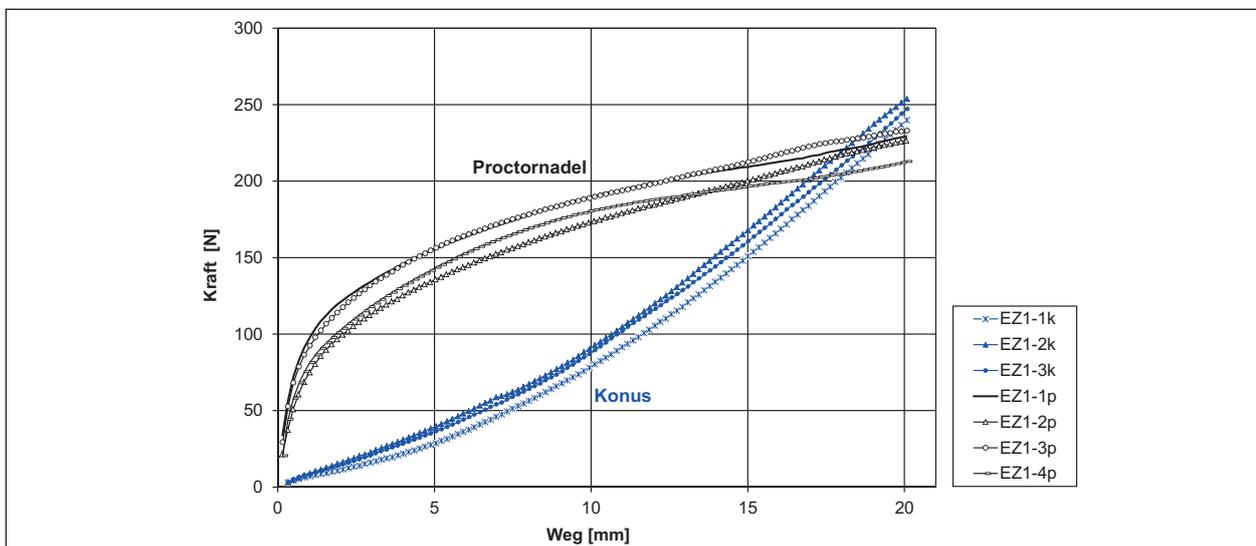


Bild 6.26: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ1

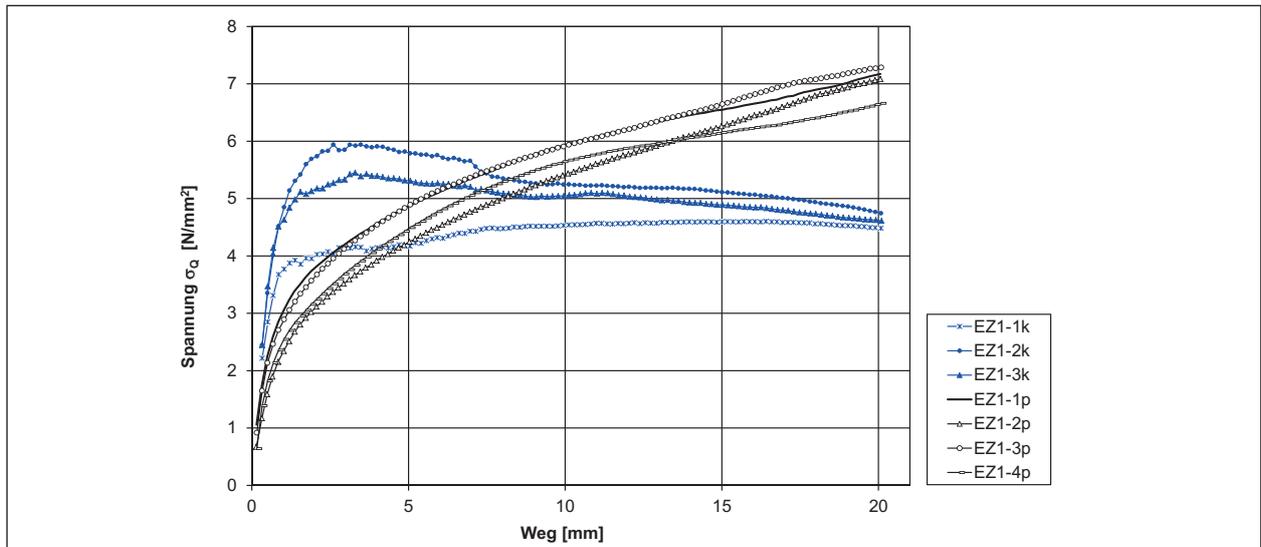


Bild 6.27: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ1

OK Probe		I_c [-]	q_u [kPa]
T	EZ2-1-2	1,09 / 1,08	575 / 567
	EZ2-1p-4p	1,00	-
	EZ2-1k-5k	0,99	-
UK Probe			

Bild 6.28: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u

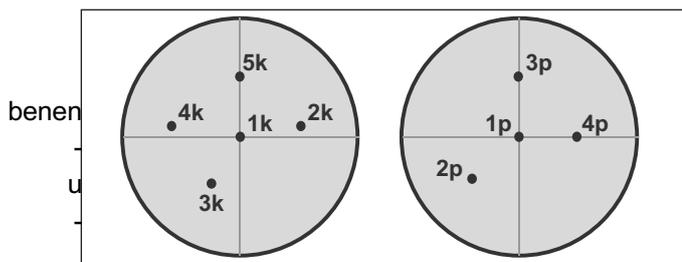


Bild 6.29: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 5k, 1p bis 4p (Skizze)

Die Ergebnisse der Eindringversuche sind als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.30 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.31 dargestellt.

Bei beiden Versuchsarten war im Vergleich zu OSM(III)-EZ1 eine höhere Streubreite zu verzeichnen. Diese lag bei den k-Versuchen bei $\Delta F_{20} \approx 60$ N und bei den p-Versuchen mit $\Delta F_{20} \approx 75$ N sogar noch höher. Entsprechend höher waren die Streubreiten der Spannungen $\Delta \sigma_{20}$. Damit kann der Ansatzpunkt aufgrund der Probenbeschaffenheit Einfluss auf das Ergebnis haben.

Trotz Streubreite der Ergebnisse verliefen die Kraft- und Spannungskurven analog zu OSM(III)-EZ1 sehr gleichmäßig. Dagegen stiegen im Gegensatz zu EZ1 sowohl die Kräfte als auch Spannungen bei beiden Versuchsarten auf eine ähnliche Kraft F_{20} bzw. Spannung σ_{20} an.

Eindringversuche OSM(III)-EZ3

Am Entnahmezylinder EZ3 wurden auf zwei Ebenen insgesamt 10 Eindringversuche durchgeführt (siehe Bild 6.32 und Bild 6.33).

Bereits bei der bodenmechanischen Klassifizierung und insbesondere der Durchführung der einaxialen Druckversuche hatte sich eine deutlich höhere einaxiale Druckfestigkeit ergeben. Dies spiegelte sich in den Ergebnissen der Eindringversuche wider (siehe Bild 6.34 und Bild 6.35).

Im Gegensatz zu EZ1 und EZ2 wurden höhere Kräfte gemessen und höhere Spannungen erreicht. Die Kraft-Weg-Verläufe der k-Versuche sind sehr regelmäßig. Bei den p-Versuchen verliefen die Kurven vergleichsweise unregelmäßiger. Darüber hinaus erreichten die k-Versuche erstmals höhere Spannungen σ_{20} als die p-Versuche.

Die Streubreite lag bei den k-Versuchen mit $\Delta F_{20} \approx 405$ N deutlich höher als bei den p-Versuchen mit $\Delta F_{20} \approx 65$ N. Entsprechend höher waren bei den k-Versuchen die Streubreiten der Spannungen $\Delta \sigma_{20}$.

Zusammenfassung Eindringversuche OSM(III)

An den Proben der OSM-Tone (III) wurden zahlreiche Eindringversuche sowohl mit dem Konus als auch der Proctornadel durchgeführt. Zusammen-

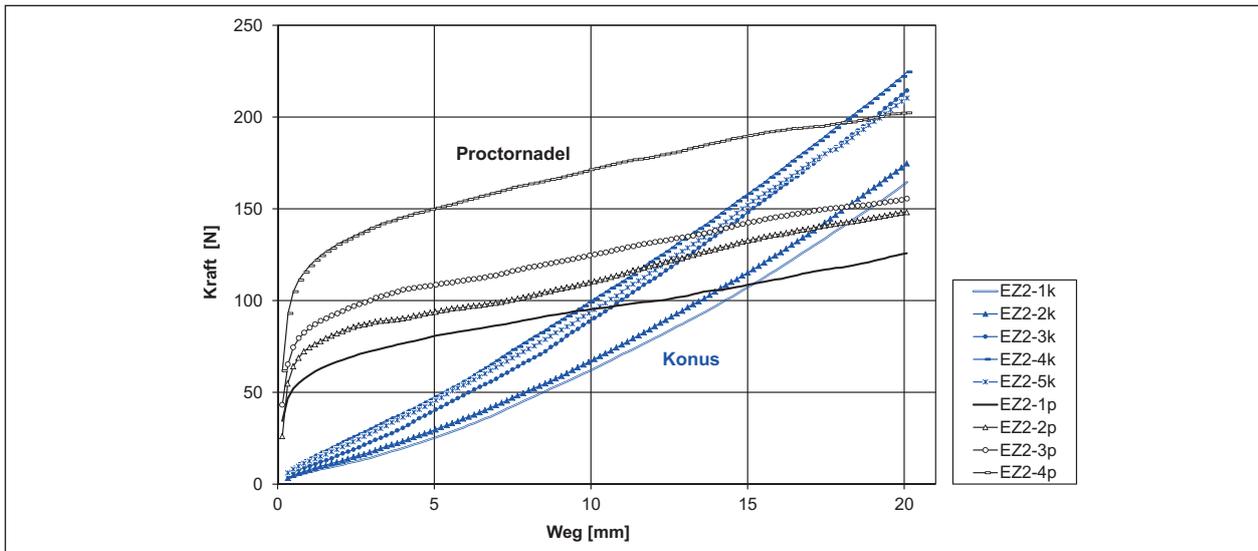


Bild 6.30: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ2

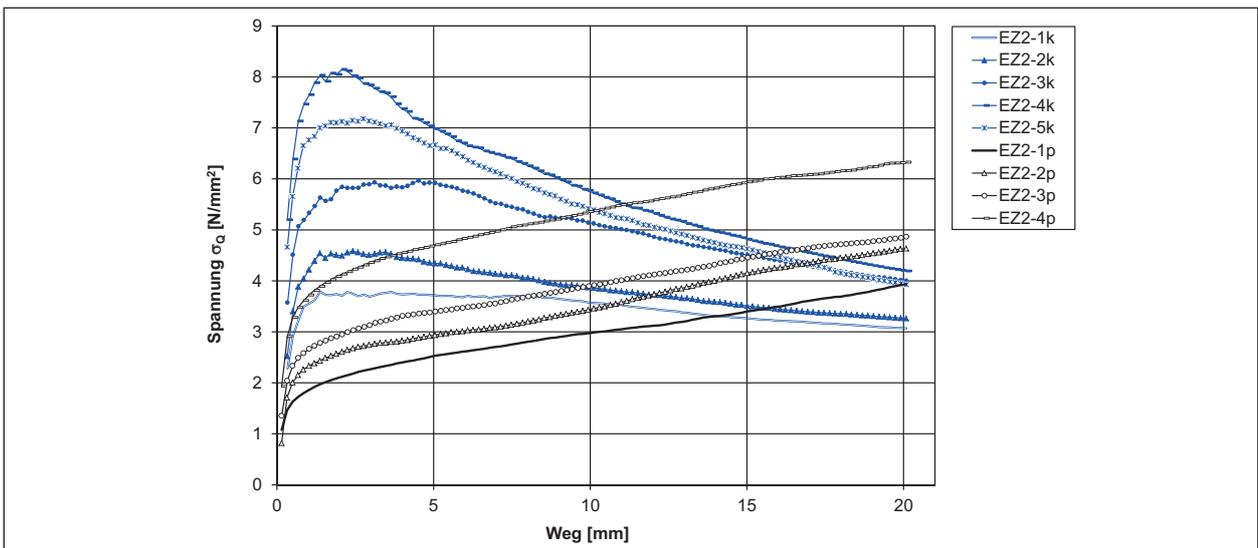


Bild 6.31: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ2

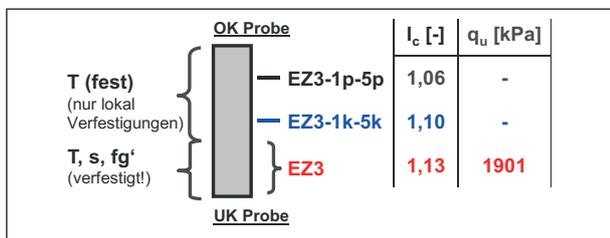


Bild 6.32: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u

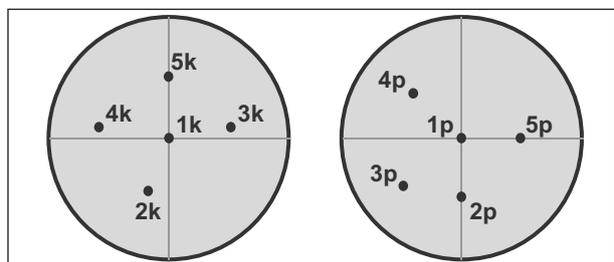


Bild 6.33: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 3k, 1p bis 4p (Skizze)

fassend sind in Bild 6.36 und Bild 6.37 die jeweils zentrisch belasteten Versuche der drei Entnahmezylinder EZ 1 bis EZ 3 grafisch dargestellt. Insgesamt war bei den k-Versuchen tendenziell zu erkennen, dass ein Boden festerer Konsistenz sowohl

höhere einaxiale Druckfestigkeiten als auch höhere Kräfte F_{20} bzw. Spannungen σ_{20} erreichte. Ein genauer Zusammenhang zwischen den Kräften F_{20} und den einaxialen Druckfestigkeiten q_u ließ sich jedoch nicht bestätigen (siehe Bild 6.36). Trotz gerin-

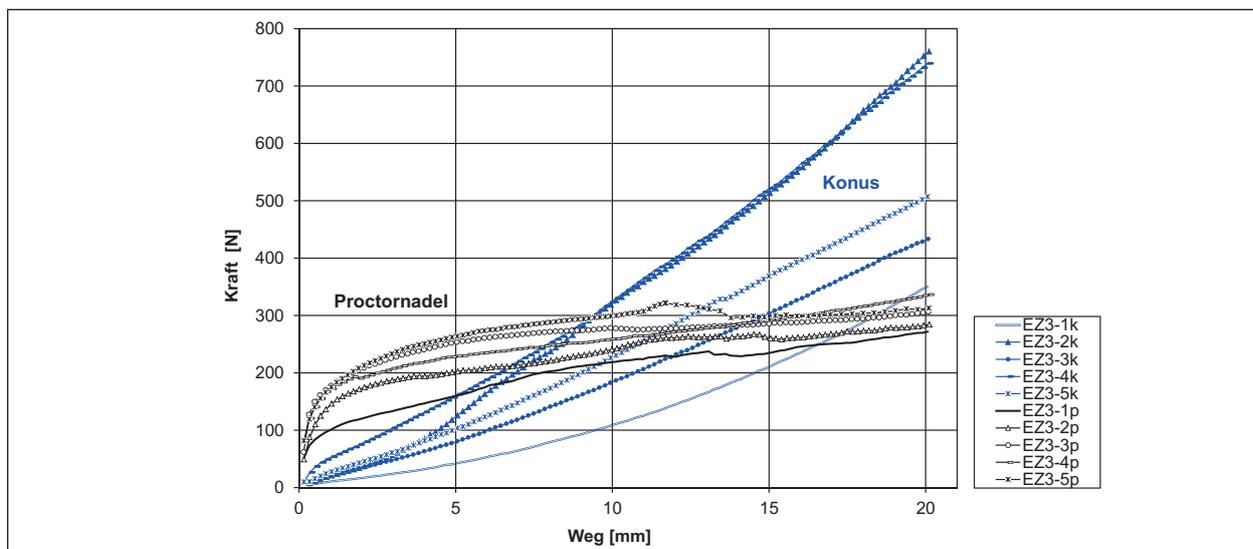


Bild 6.34: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ3

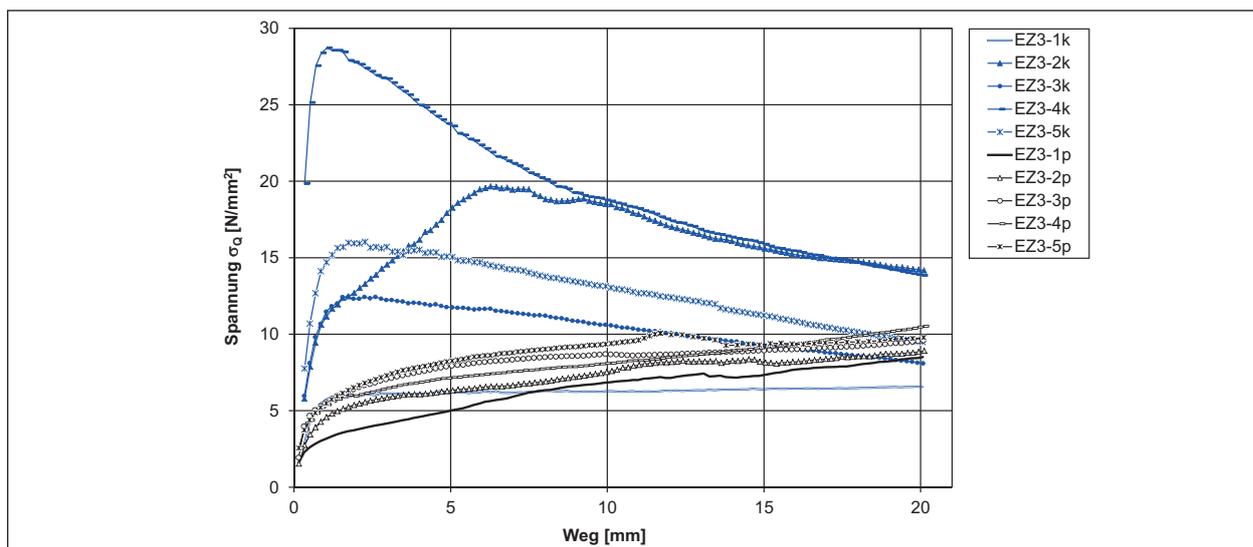


Bild 6.35: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ3

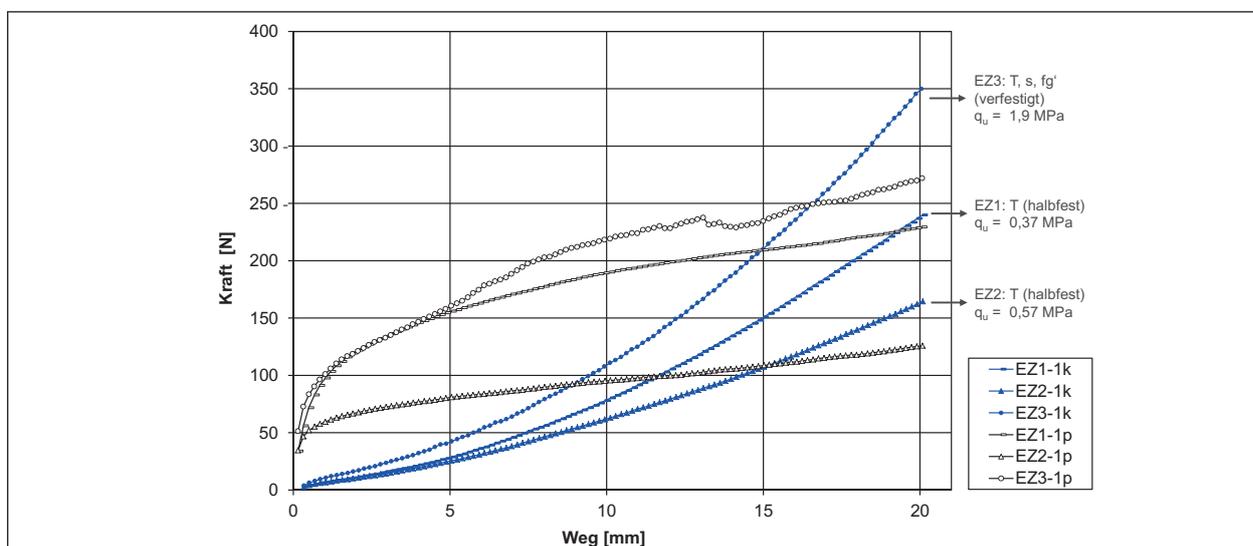


Bild 6.36: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III), Zusammenfassung

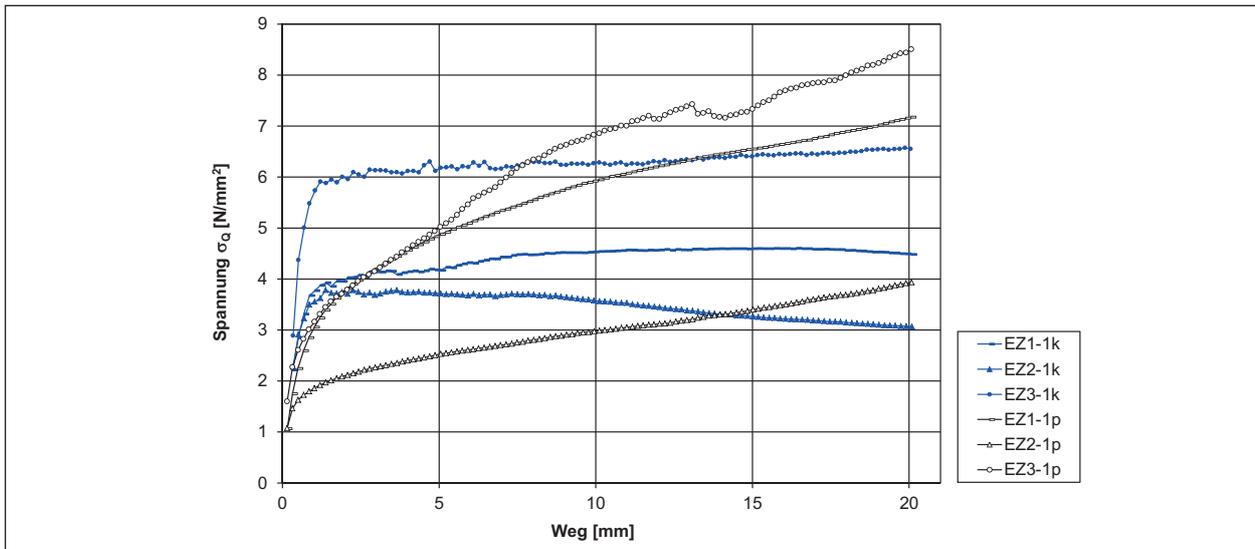


Bild 6.37: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III), Zusammenfassung

gerer einaxialer Druckfestigkeit lagen die Kurven von EZ1 oberhalb der Kraftkurven von EZ2.

Die Kraft- und Spannungskurven verliefen im Vergleich zu OSM-Ton(II) relativ gleichmäßig. Insbesondere zeigte sich bei der Probe EZ3 mit der höchsten einaxialen Druckfestigkeit und der beim Eindringversuch höchsten Eindringkraft F_{20} , dass der Kraftverlauf bei EZ3-1p sowie die Spannungsverläufe bei EZ3-1k und EZ3-1p Schwankungen unterlagen. Diese könnten durch vorhandene Inhomogenitäten bzw. Schwachstellen (z. B. lokale Verfestigungen) innerhalb der Probe hervorgerufen worden sein.

Im Allgemeinen unterschieden sich die Ergebnisse zwischen einem Eindringversuch mittels Konusspitze und dem mittels Proctornadel. Es wurden jeweils unterschiedliche Eindringkräfte F_{20} und Spannungen σ_{20} erreicht.

Ähnlich wie bei den Versuchen von OSM-Ton (I) wurden auch hier die Unterschiede bei Variation der Versuchsansatzpunkte deutlich. Inhomogenitäten innerhalb der Probe oder die mögliche gegenseitige Beeinflussung der Ansatzpunkte durch vorhergehende Versuche können ursächlich für die unterschiedlichen Ergebnisse sein.

6.4 Ton (Tonstein); Baugrube Luxemburg

6.4.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen des in Ton zersetzten Tonsteins sind in Tabelle 6.4 zusammengefasst.

Daneben ist in Bild 6.38 die an einer Teilprobe ermittelte Korngrößenverteilung sowie in Bild 6.39 das Plastizitätsdiagramm mit den ermittelten Konsistenzgrenzen dargestellt.

An einer Teilprobe wurde die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt. Das Ergebnis ist in Tabelle 6.4 aufgelistet.

6.4.2 Eindringversuche

Es wurden an der Kernprobe KP1 zwei Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) durchgeführt. Wie bereits in Kapitel 5.4.2 beschrieben, mussten die Kernproben in die Prüfzylinder eingearbeitet werden. Folglich waren daher nur an der Ober- und Unterseite des Prüfkörpers Eindringversuche möglich, d. h. je Kernprobe ein Konus-Versuch sowie an der gegenüberliegenden Seite ein Proctornadel-Versuch. Die Belastung beim Eindringversuch erfolgte im Mittelpunkt der Prüffläche. Die Ergebnisse sind als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.40 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.41 dargestellt.

Auffällig beim Ton war der stetig steigende Kraft- bzw. Spannungsverlauf beim p-Versuch. Dagegen war beim k-Versuch zwar ein stetiger Kraftanstieg zu erkennen, jedoch fielen die Spannungen ab dem Spannungsmaximum von $\sigma_{\max} \approx 4,4 \text{ N/mm}^2$ wieder ab und blieben zwischen einem Eindringweg von 10 mm bis 20 mm auf einem relativ konstanten Spannungsniveau. Damit wurden bei beiden Versuchsarten bei 20 mm Eindringweg nahezu identische Eindringkräfte F_{20} gemessen. Allerdings wurden bezogen auf die Querschnittsfläche unterschiedliche Spannungen σ_{20} erreicht.

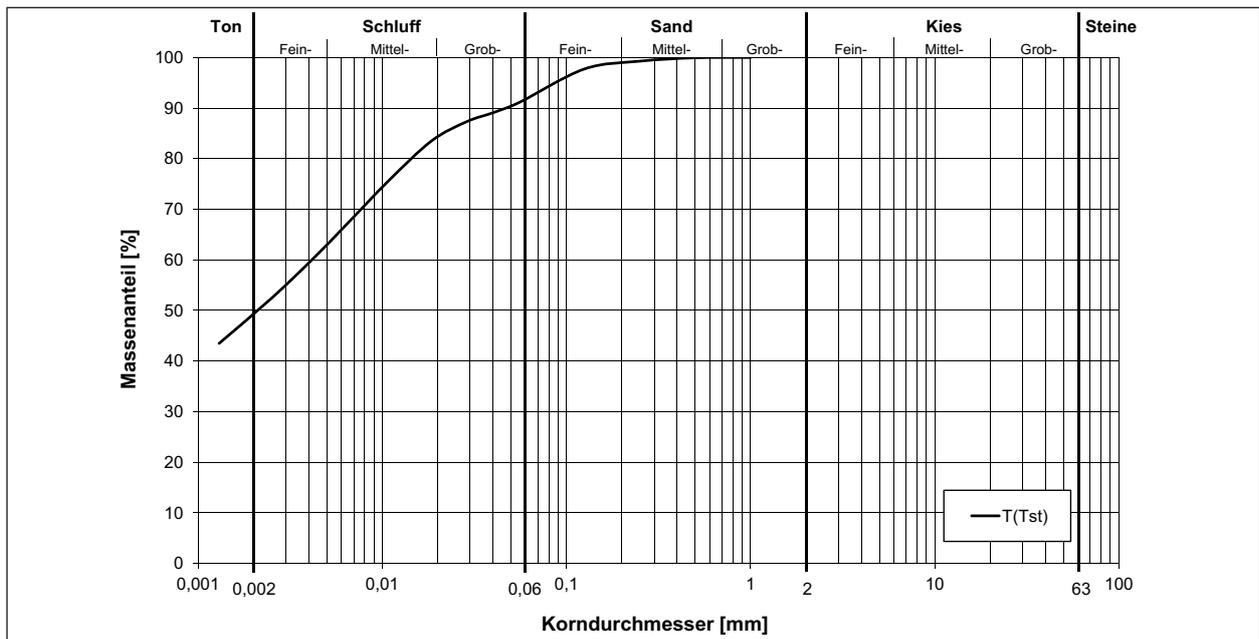


Bild 6.38: Körnungslinie Ton (Tonstein)

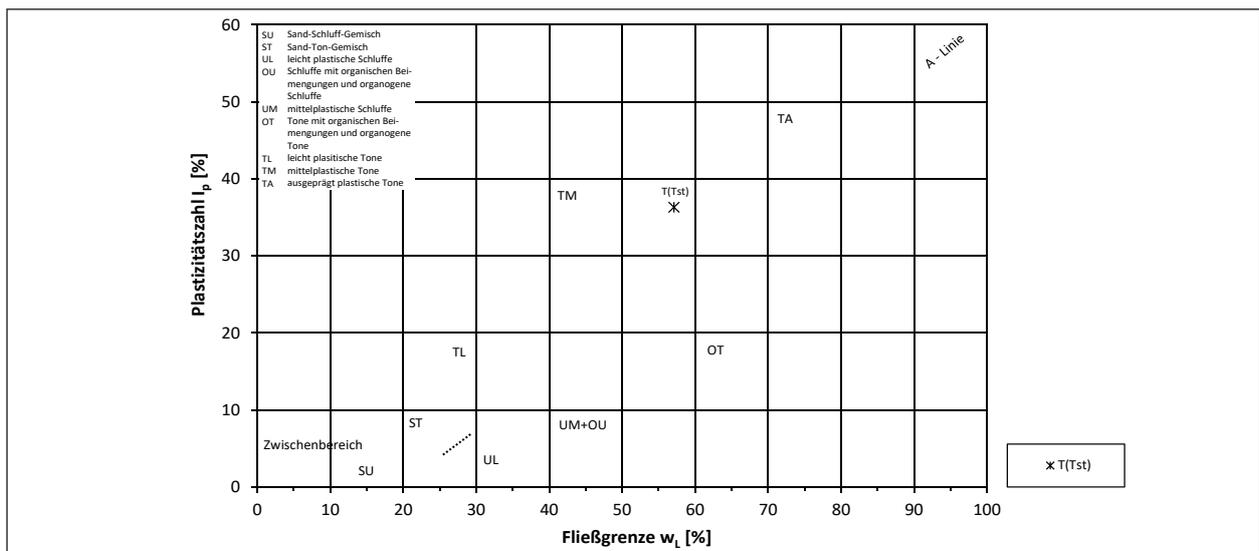


Bild 6.39: Plastizitätsdiagramm Ton (Tonstein)

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_P / w_S$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{uP} max. 1.600 (max. 450)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
KP1	T, fs' (halbfest)	TA	57,1 / 20,8 / 14,5	0,99	470	600 (> 450)

Tab. 6.4: Übersicht Laborergebnisse Ton (Tonstein)

6.5 Ton (Diorit); Schwarzkopftunnel

6.5.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen am zu Ton zersetzten Diorit sind in Tabelle 6.5 zusammengefasst. Die an jeweils einer Teilprobe von BP1 und BP2 er-

mittelte Korngrößenverteilung ist in Bild 6.42 sowie die jeweils an einer Teilprobe ermittelten Konsistenzgrenzen sind in Bild 6.43 dargestellt. Für BP3 sollten aufgrund der ähnlichen Kornverteilungen von BP1 und BP2 nur noch einaxiale Druck- und Eindringversuche ergänzt werden.

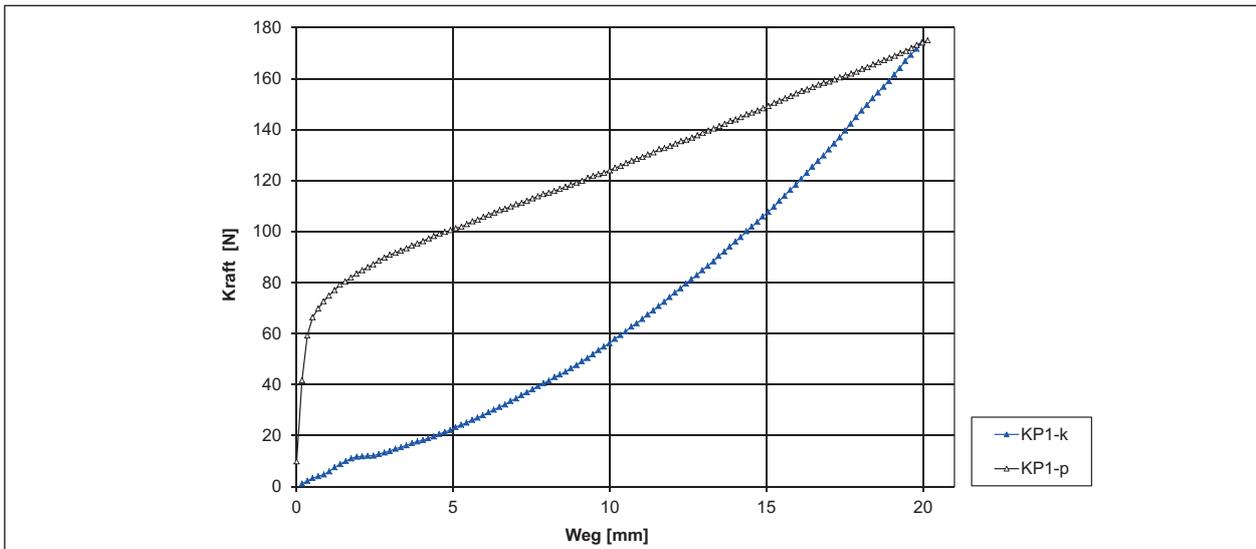


Bild 6.40: Kraft-Weg-Diagramm Ton (Tonstein)

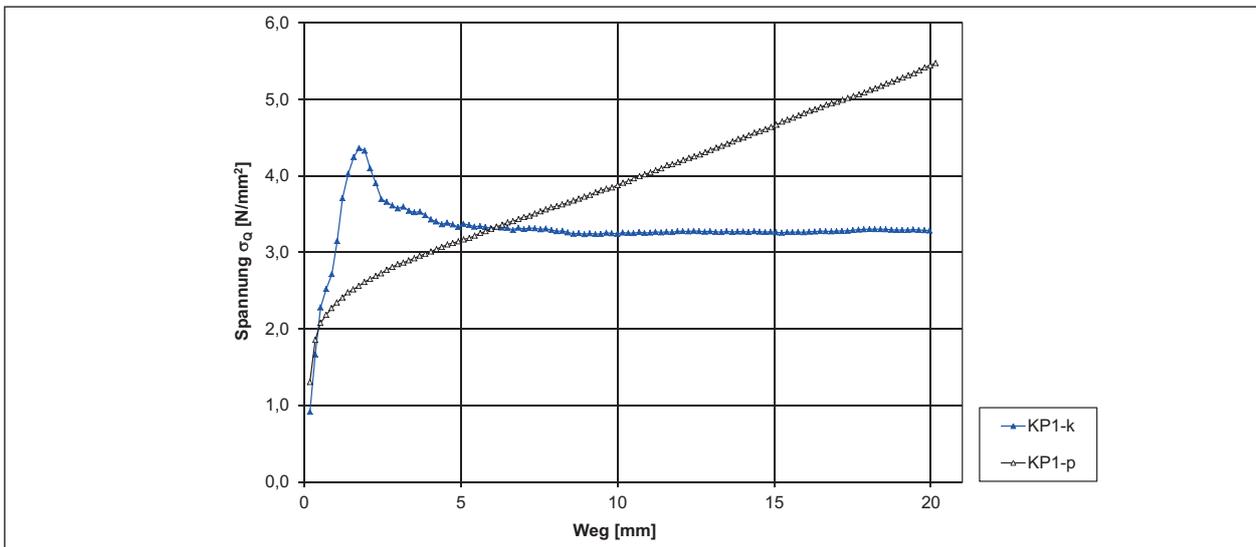


Bild 6.41: Spannungs-Weg-Diagramm Ton (Tonstein)

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{uP}
					1. Versuch / 2. Versuch i. M. = Mittelwert	(max. 450)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
BP1	T, fs', kalkhaltig (weich – steif)	TM	41,3 / 18,7 / 15,2	0,85 – 0,88	154 / 101 i. M.: 127	256
BP2		TA	51,2 / 21,0 / 15,7	0,92 – 0,93	267	350
BP3		-	(46,3 / 19,9 / -) *	1,00	166	185

* Mittelwerte w_L und w_p aus den zwei Versuchen von BP1 und BP2 (zur Berechnung von I_c)

Tab. 6.5: Übersicht Laborergebnisse Ton (Diorit)

Die Ergebnisse der an den drei Proben BP1 bis BP3 durchgeführten einaxialen Druckversuche sind in Tabelle 6.5 aufgelistet.

6.5.2 Eindringversuche

An drei Blockproben wurden jeweils ein Konus- sowie ein Proctornadel-Versuch durchgeführt. Wie bereits in Kapitel 5.4.2 beschrieben, mussten die

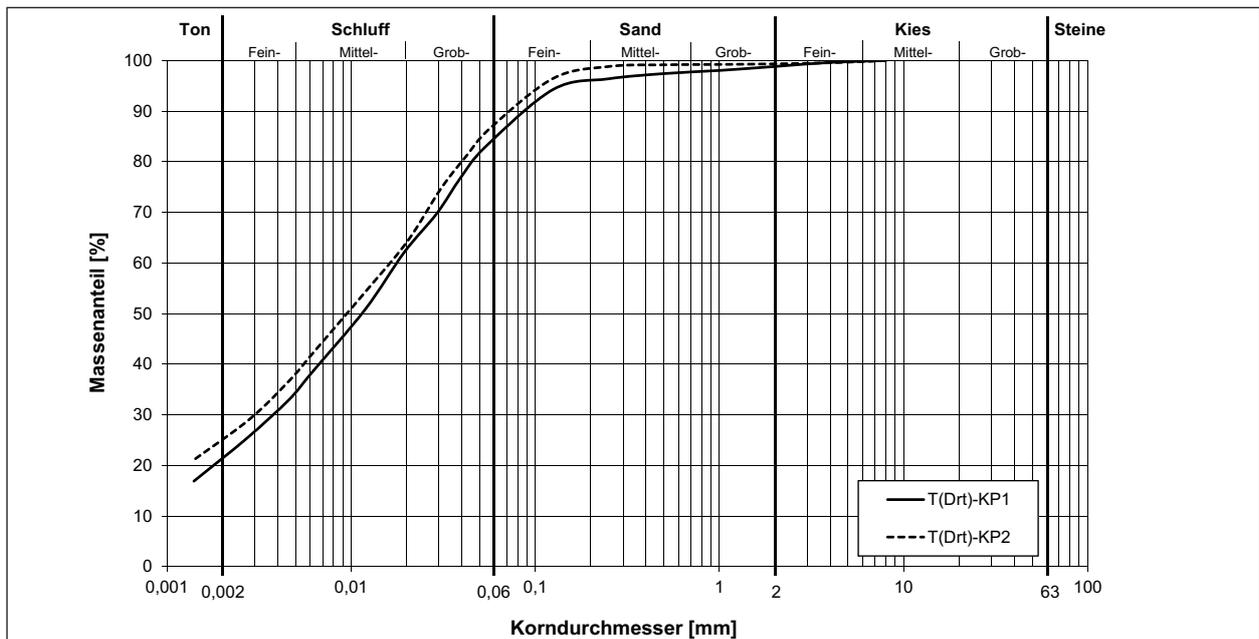


Bild 6.42: Körnungslinien Ton (Diorit)

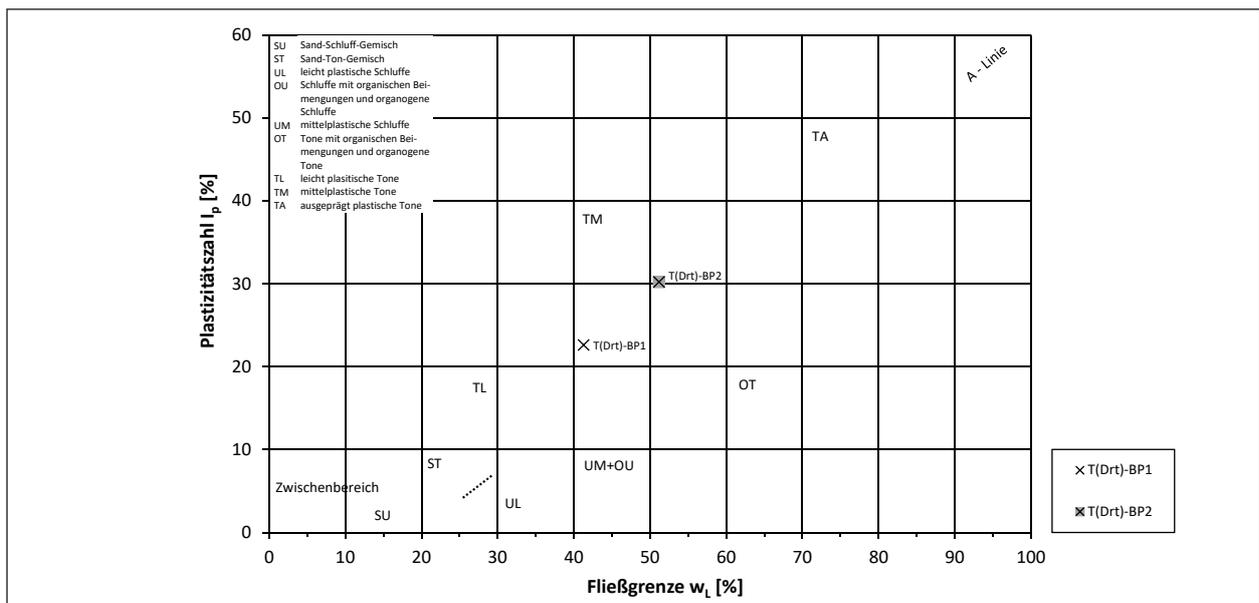


Bild 6.43: Plastizitätsdiagramm Ton (Diorit)

Blockproben in die Prüfszylinder eingearbeitet werden. Folglich waren daher nur an der Ober- und Unterseite des Prüfkörpers Eindringversuche möglich. Die Belastung beim Eindringversuch erfolgte im Mittelpunkt der Prüffläche. Die Ergebnisse sind grafisch als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.44 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.45 dargestellt.

Besonders auffällig sind die Unterschiede zwischen den drei Blockproben. Trotz ähnlicher Entnahmetiefe zeigten die drei Gesteinsbrocken unterschiedliches Eindringverhalten des jeweiligen Prüfstückes.

Zudem zeigten weder die Kraft- noch die Spannungsverläufe ein stetiges Kurvenverhalten.

Die Streubreite der Ergebnisse lag bei den k-Versuchen bei $\Delta F_{20} \approx 60$ N bzw. $\Delta \sigma_{20} \approx 1,1$ N/mm² sowie bei den p-Versuchen bei $\Delta F_{20} \approx 45$ N bzw. $\Delta \sigma_{20} \approx 1,4$ N/mm².

Es wurden bei den p-Versuchen höhere Spannungen σ_{20} erreicht als bei den k-Versuchen. Ähnliche Eindringkräfte zwischen k- und p-Versuchen wurden nur bei BP1 erreicht.

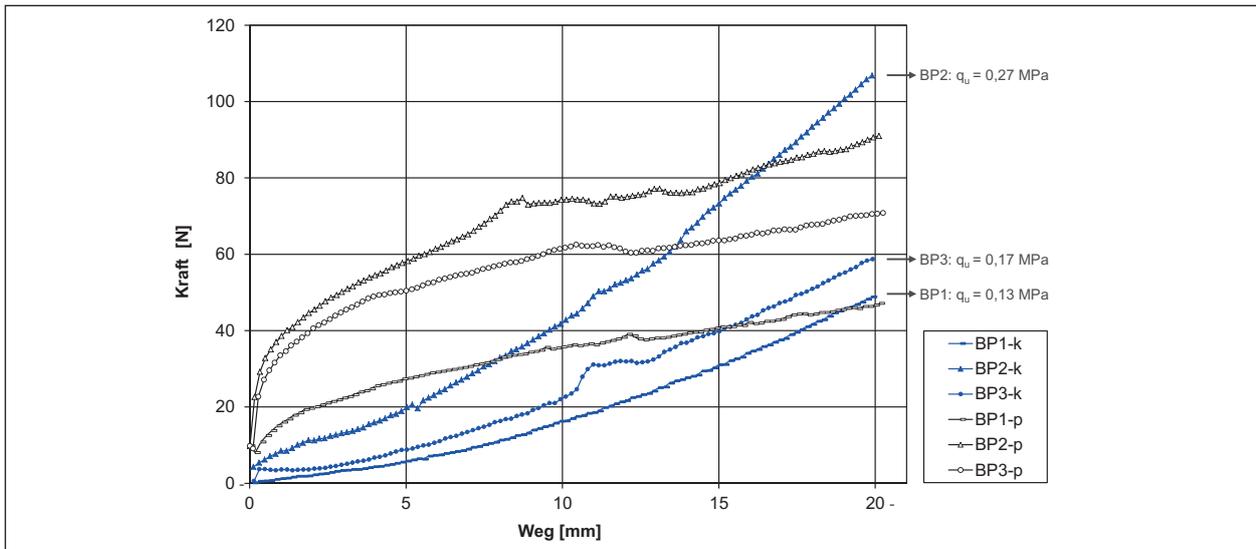


Bild 6.44: Kraft-Weg-Diagramm Ton (Diorit)

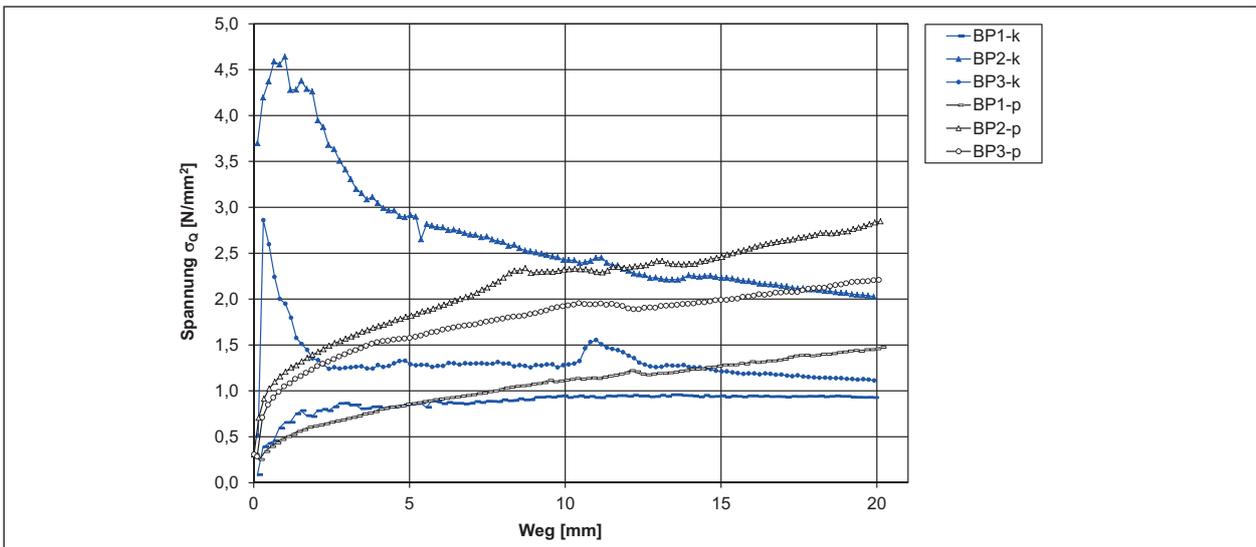


Bild 6.45: Spannungs-Weg-Diagramm Ton (Diorit)

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_P / w_S$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{uP} max. 1.600 (max. 450)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
BP1	T, fs' (steif - halbfest)	TM	40,0 / 18,0 / 19,0	1,24	1549	2450 (> 450)
BP2				1,07	129	(233)

Tab. 6.6: Übersicht Laborergebnisse Buntsandstein

6.6 Buntsandstein; A3 Weibersbrunn

6.6.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen am Buntsandstein sind in Tabelle 6.6 zusammengefasst. Eine Blockprobe wurde in zwei Teilproben BP1 und BP2 zerteilt. Je Blockprobe wurde ein einaxialer Druckversuch durchgeführt.

Die an einer Teilprobe von BP1 ermittelte Korngrößenverteilung ist in Bild 6.46 sowie die an einer Teilprobe von BP1 ermittelten Konsistenzgrenzen sind in Bild 6.47 dargestellt. Über den ermittelten Wassergehalt der Probe BP2 im Rahmen der einaxialen Druckversuche wurde die Konsistenzzahl berechnet.

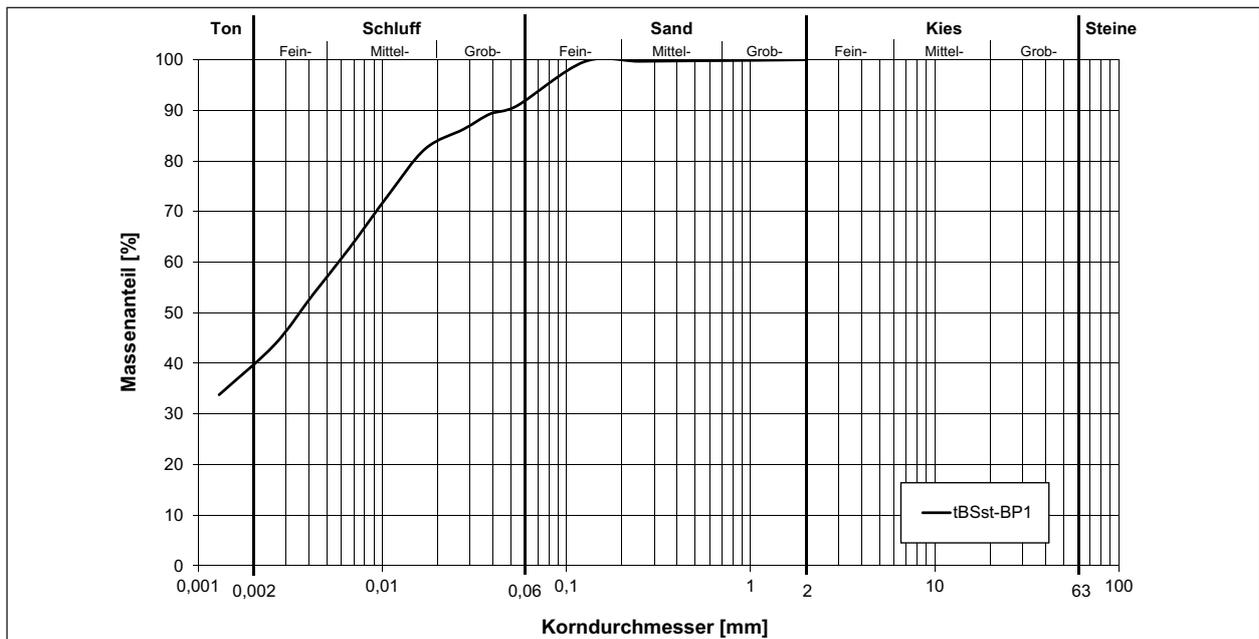


Bild 6.46: Körnungslinie Buntsandstein

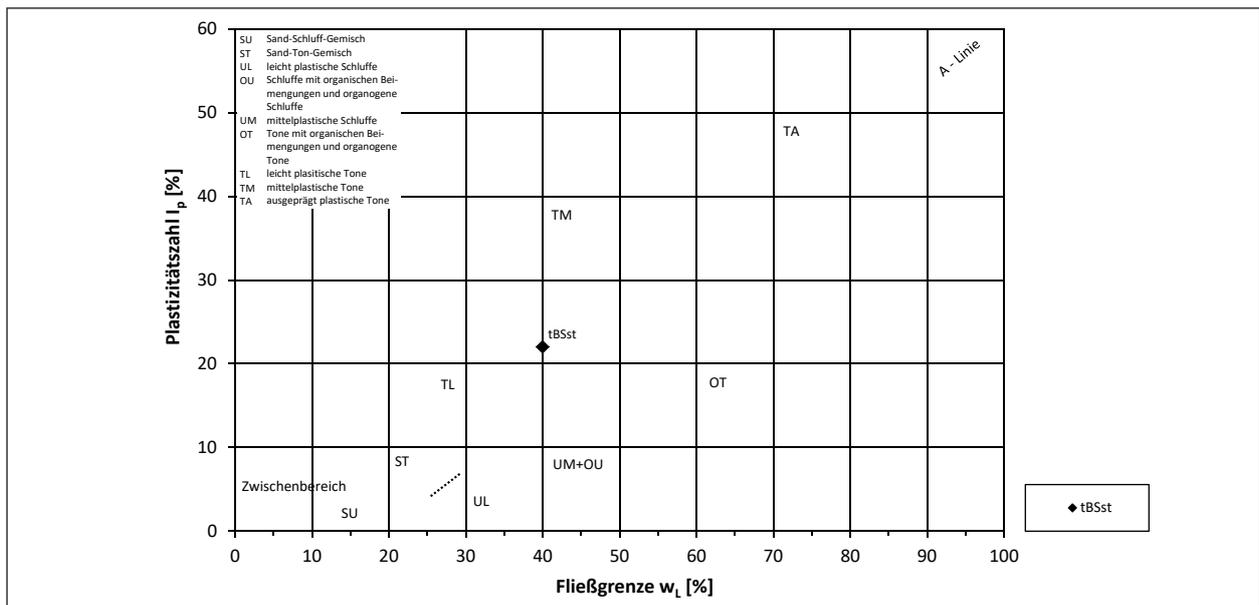


Bild 6.47: Plastizitätsdiagramm Buntsandstein

6.6.2 Eindringversuche

An den zwei Blockproben BP1 und BP2 wurden jeweils auf einer Seite des Prüfkörpers ein Konus-Versuch und auf der gegenüberliegenden Seite ein Proctornadel-Versuch durchgeführt. Es wurde bei den Eindringversuchen jeweils zentrisch belastet.

Die Ergebnisse sind grafisch als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.48 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.49 dargestellt.

Auffällig ist die Streuung der Ergebnisse zwischen beiden Blockproben, die von der gleichen Entnahmestelle stammten und nur wenige Zentimeter voneinander entfernt entnommen wurden. Bei BP2 wurden bei beiden Versuchsarten deutlich höhere Eindringkräfte gemessen als bei BP1. Bezogen auf den Konus-Versuch wurden bei BP2 Kräfte von $F_{20} \approx 50\text{ N}$ erreicht, während bei BP1 eine sechsmal höhere Kraft von $F_{20} \approx 300\text{ N}$ gemessen wurde. Gleiches gilt für die Spannungen. Während bei BP2

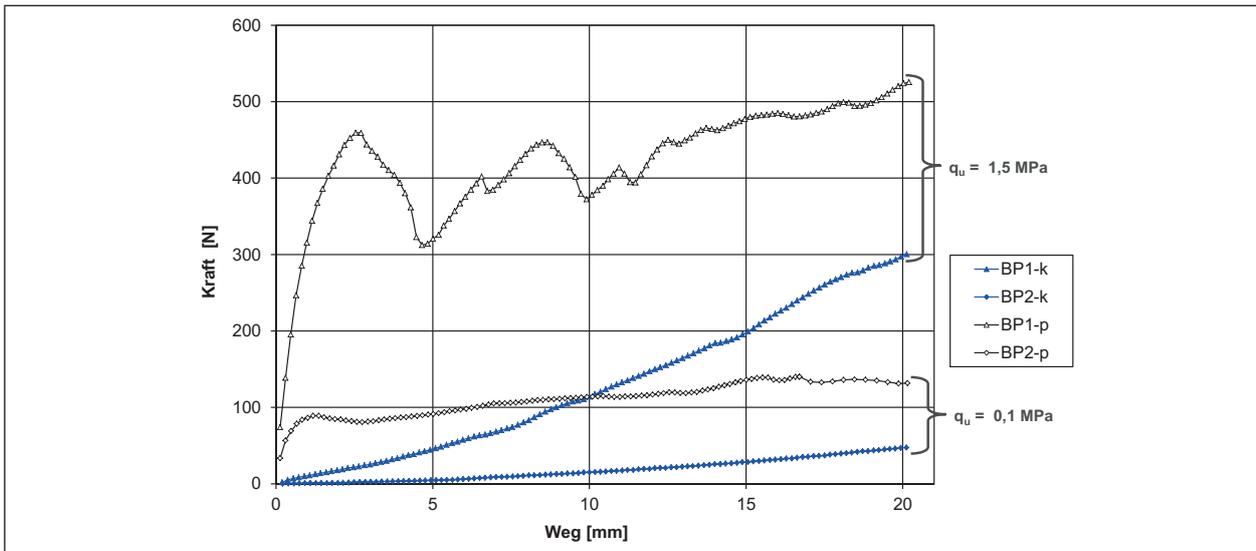


Bild 6.48: Kraft-Weg-Diagramm Buntsandstein

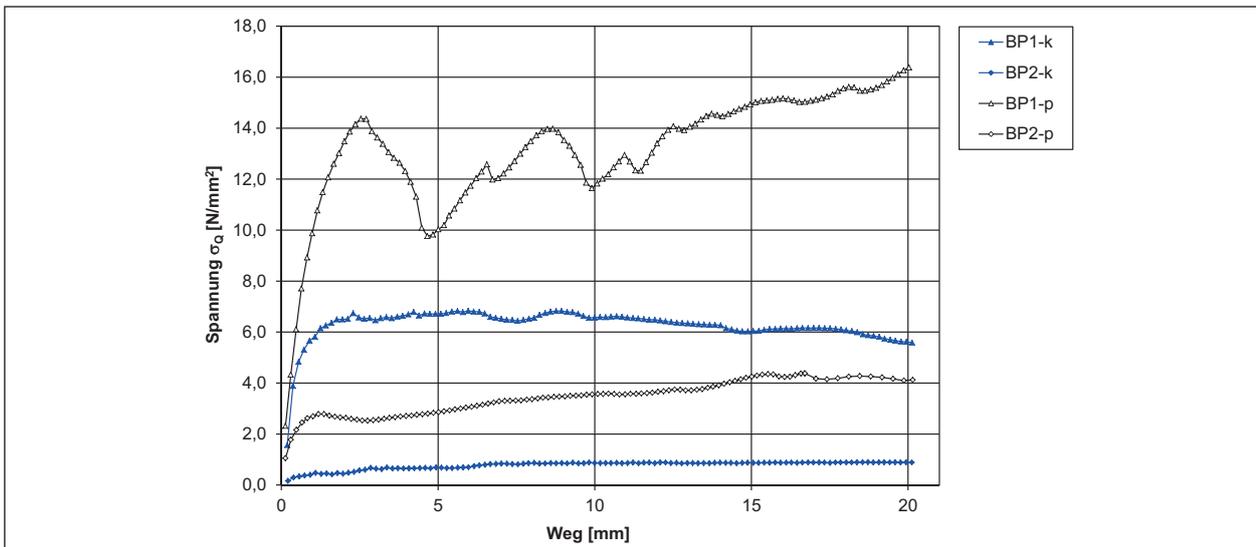


Bild 6.49: Spannungs-Weg-Diagramm Buntsandstein

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenzzahl I_c	Glühverlust V_{gl}	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{uP} (max. 1600)
	[-]	[-]	[%]	[-]	[%]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
KP1	T; teilweise mit Braunkohle durchsetzt (steif – halbfest)	TA	64,1 / 23,6 / 11,0	0,98 – 1,01	8,4	661	343
KP2			60,2 / 20,8 / 12,3	0,81 – 0,90	7,8	298	400
KP3			114,3 / 44,4 / 16,4	0,59 – 0,63	26,7	370	357
KP4	T, fs' (halbfest)	TL	29,2 / 12,6 / 12,4	1,10 – 1,13	2,9	2.750	2.300

Tab. 6.7: Übersicht Laborergebnisse Ton (Flöz)

beim Konus-Versuch nur eine Spannung von $\sigma_{20} \approx 0,9 \text{ N/mm}^2$ erreicht wurde, lag dieser Wert bei BP1 mit $\sigma_{20} \approx 5,6 \text{ N/mm}^2$ deutlich höher. Die Kurven verlaufen ziemlich ungleichmäßig. Beim Spannungsverlauf kommt es abwechselnd zu einem

leichten An- oder Abstieg der Spannungswerte. Besonders ausgeprägt ist dieser Kurvenverlauf bei BP1-p. Dagegen wurde bei BP2-k zwischen 10 mm und 20 mm Eindringweg ein vergleichsweise konstantes Spannungsniveau gemessen.

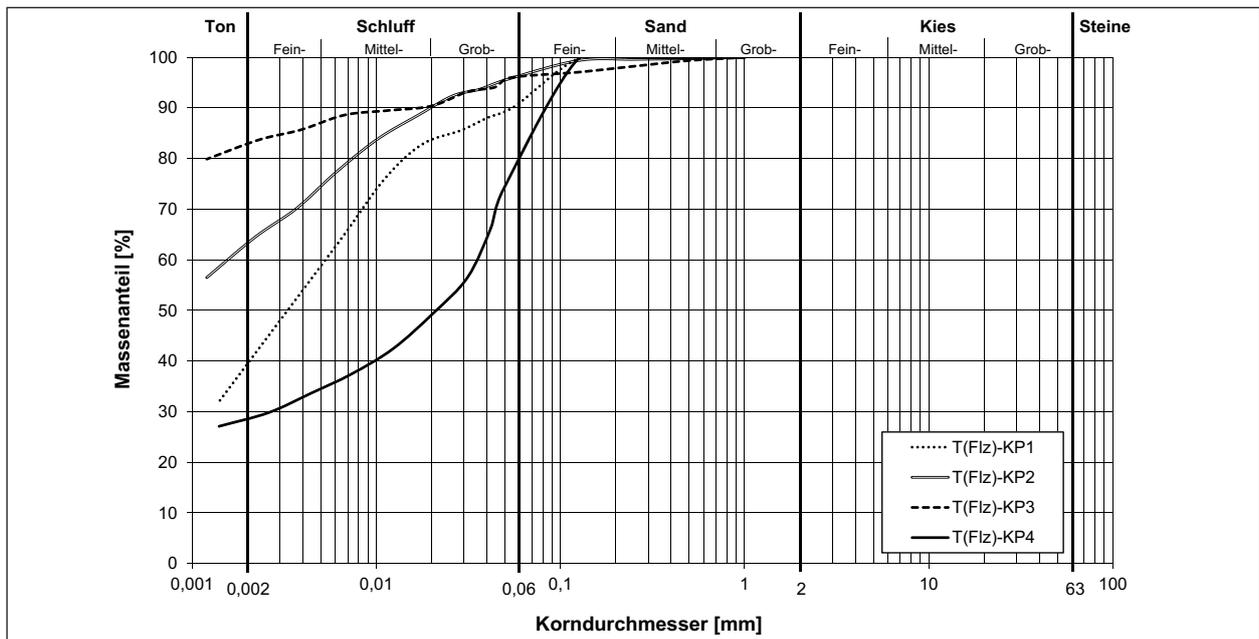


Bild 6.50: Körnungslinien Ton (Flöz)

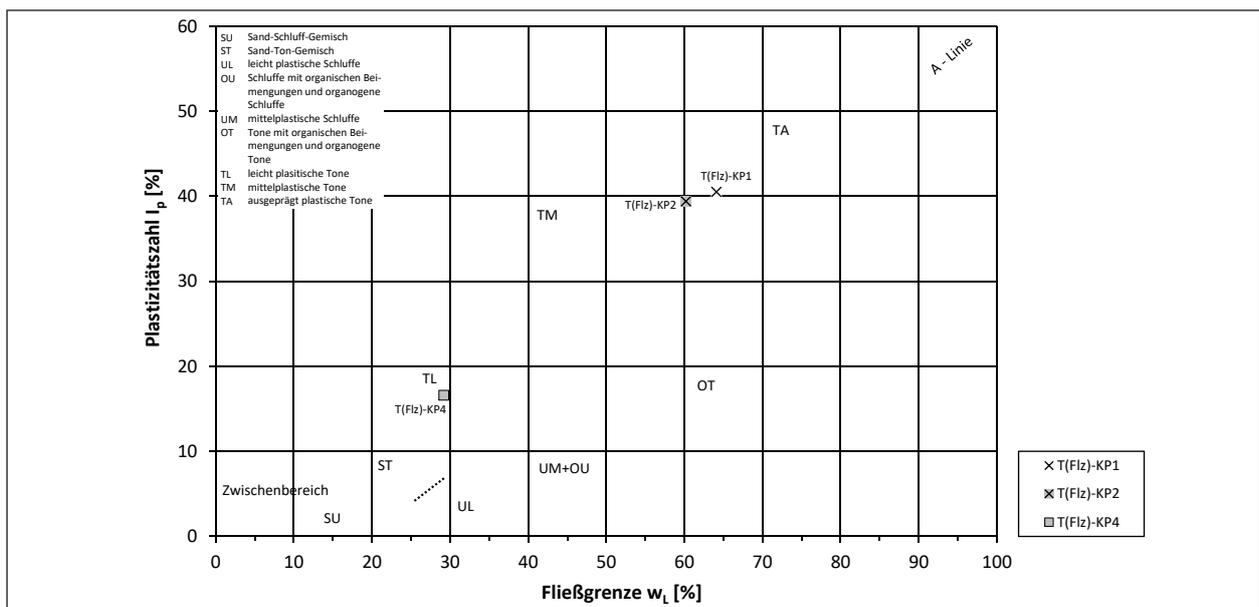


Bild 6.51: Plastizitätsdiagramm Ton (Flöz)

6.7 Ton (Flöz); Garzweiler und Kirchtroisdorf

6.7.1 Klassifikation

An jeder der vier Kernproben des Tons der Flöz-gruppe wurden die Korngrößenverteilung (siehe Bild 6.50) und die Konsistenzgrenzen (siehe Bild 6.51) ermittelt. Bei KP3 wurde eine Fließgrenze von über 110 % und einer Plastizitätszahl von ca. 70 % ermittelt, so dass der Wert KP3 in Bild 6.51 nicht abgebildet ist.

An allen vier Kernproben wurden außerdem einaxiale Druckfestigkeitsversuche durchgeführt.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sind in Tabelle 6.7 zusammengefasst.

6.7.2 Eindringversuche

An den vier Kernproben wurden jeweils ein Konus- und ein Proctornadel-Versuch durchgeführt. Bedingt durch die Einzementierung der Proben in den Prüfcylindern waren nur auf der Ober- und Unter-

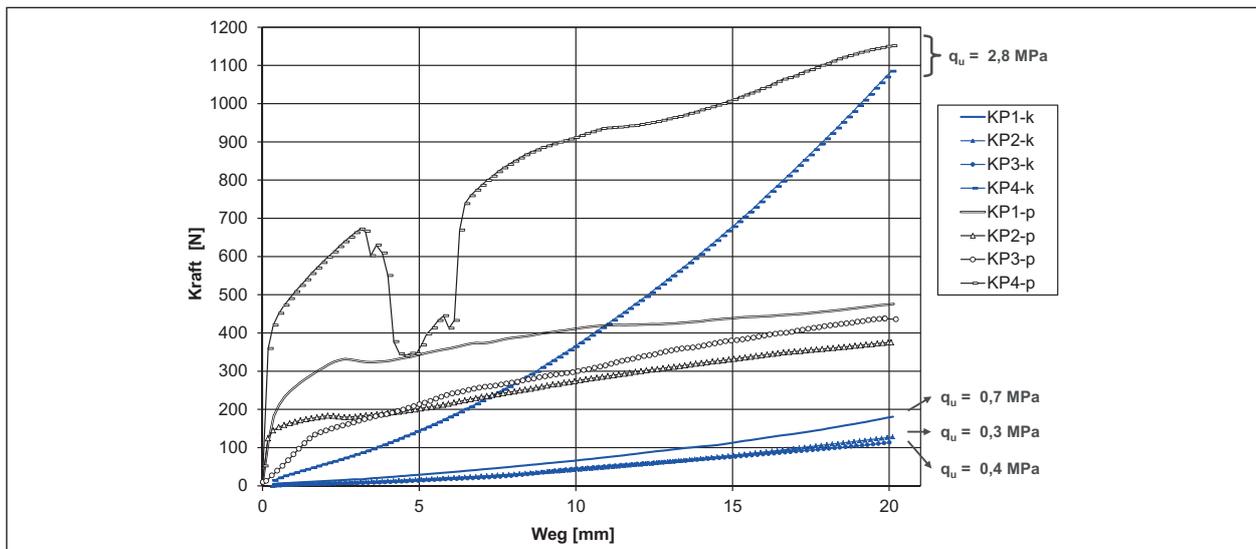


Bild 6.52: Kraft-Weg-Diagramm Ton (Flöz)

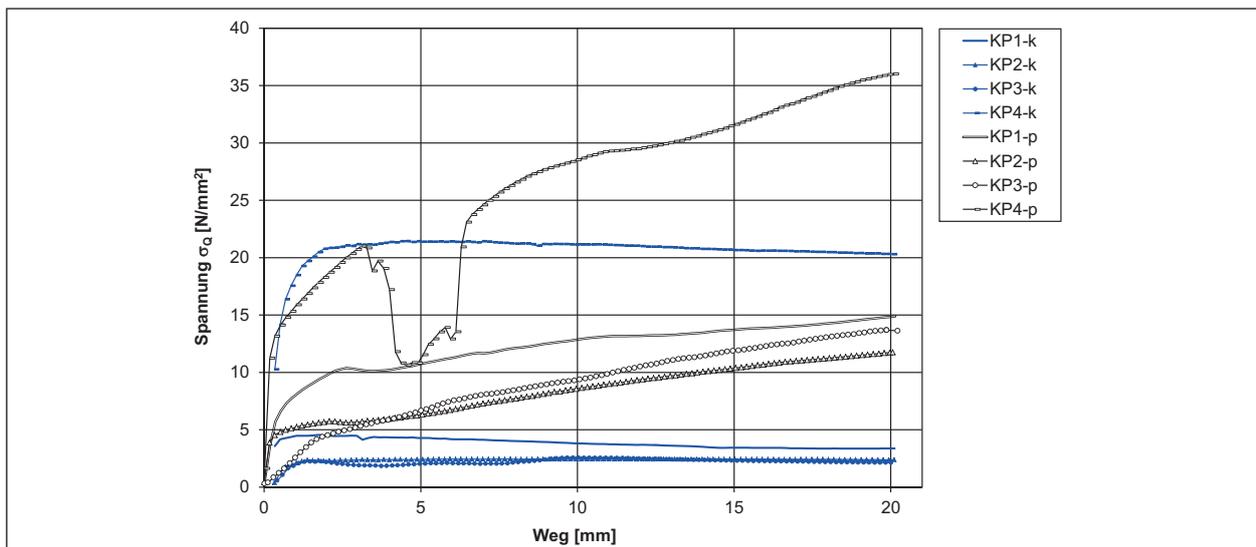


Bild 6.53: Spannungs-Weg-Diagramm Ton (Flöz)

seite Eindringversuche möglich (siehe Kapitel 5.4.2). Dabei erfolgte die Belastung im Mittelpunkt der Prüffläche. Die Ergebnisse sind grafisch als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.52 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.53 dargestellt.

Die Ergebnisse zeigten einen deutlichen Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und den Eindringkräften. Die Proben aus Garzweiler (KP4) zeigten nicht nur höhere einaxiale Druckfestigkeiten, sondern auch höhere Eindringkräfte F_{20} als die Proben aus Kirchtroisdorf (KP1 bis KP3). Weiterhin zeigten die beiden Proben KP2 und KP3 bei den k-Versuchen ähnliche Kraft- und Spannungsverläufe, während die Kurvenverläufe der p-Versuche von KP2 und KP3 größere Abweichungen voneinander aufwiesen.

Auffällig ist auch der relativ hohe Kraft- bzw. Spannungsabfall von KP4-p bei ca. 5 mm Eindringtiefe, der durch eine Vielzahl von Inhomogenitäten beeinflusst worden sein könnte. Im Allgemeinen hängt das Ergebnis, wie bereits in den vorhergehenden Versuchen erwähnt, von der Zusammensetzung des Prüfkörpers ab.

Ein konstantes Spannungsniveau zwischen 10 mm und 20 mm Eindringweg wurde annähernd nur bei KP2-k erreicht. Dagegen nahmen die Spannungen bei den anderen drei k-Versuchen in diesem Bereich geringfügig ab. Die Abnahme lag dabei aber nur bei einem maximalen Differenzwert von $1,1 \text{ N/mm}^2$ (KP4-k).

6.8 Opalinuston; Tagebau Vorderthürn

6.8.1 Klassifikation

Im Tagebau Vorderthürn wurden 10 Blockproben des Opalinustons für die Laboruntersuchungen entnommen. An zwei Blockproben BP1 und BP2 wurden die in Tabelle 6.8 aufgelisteten klassifizierenden Untersuchungen durchgeführt. An den acht weiteren Blockproben BP3 bis BP10 wurden die Eindringkräfte mittels Konus oder Proctornadel bestimmt.

Die an einer Teilprobe von BP1 ermittelte Korngrößenverteilung ist in Bild 6.54 dargestellt.

An zwei Teilproben von BP1 wurden die Fließ- und Ausrollgrenzen ermittelt. Die Ergebnisse sind im Plastizitätsdiagramm in Bild 6.55 dargestellt.

An zwei Teilproben von BP1 und an drei Teilproben von BP2 wurde jeweils ein einaxialer Druckversuch durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.8 aufgelistet.

6.8.2 Eindringversuche

An acht Blockproben des Opalinustons wurde jeweils ein Eindringversuch durchgeführt, wobei insgesamt die Eindringkraft bei fünf k- und drei p-Versuchen bestimmt wurde. Die Belastung erfolgte dabei zentrisch. Die Ergebnisse sind in Bild 6.56 als Kraft-Weg-Diagramm und in Bild 6.57 als Spannungs-Weg-Diagramm dargestellt.

Bei der Auswertung der Eindringversuche ist zu beachten, dass die Eindringversuche nicht an denselben Bruchstücken durchgeführt werden konnten wie die einaxialen Druckversuche, da die Größe der

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz) / Gesteinsart	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u 1. Versuch / 2. Versuch / ... i. M. = Mittelwert	Taschenpenetrometer Q_{UP}
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
BP1-1	T, fs' (fest) / Tonstein, fs'	TA	51,2 / 22,4 / 16,9	1,31	1031	nicht möglich
BP1-2	frisch, nicht körnig, dichte Raumausfüllung, schlechte Kornbindung		51,0 / 21,9 / 17,5	1,33	1245	nicht möglich
BP2			(51,1 / 22,2 / -) *	1,29 – 1,34	777 / 796 / 1101 i. M.: 891	nicht möglich

* Mittelwerte w_L und w_p aus den zwei Versuchen von BP1-1 und BP1-2 (zur Berechnung von I_c)

Tab. 6.8: Übersicht Laborergebnisse Opalinuston

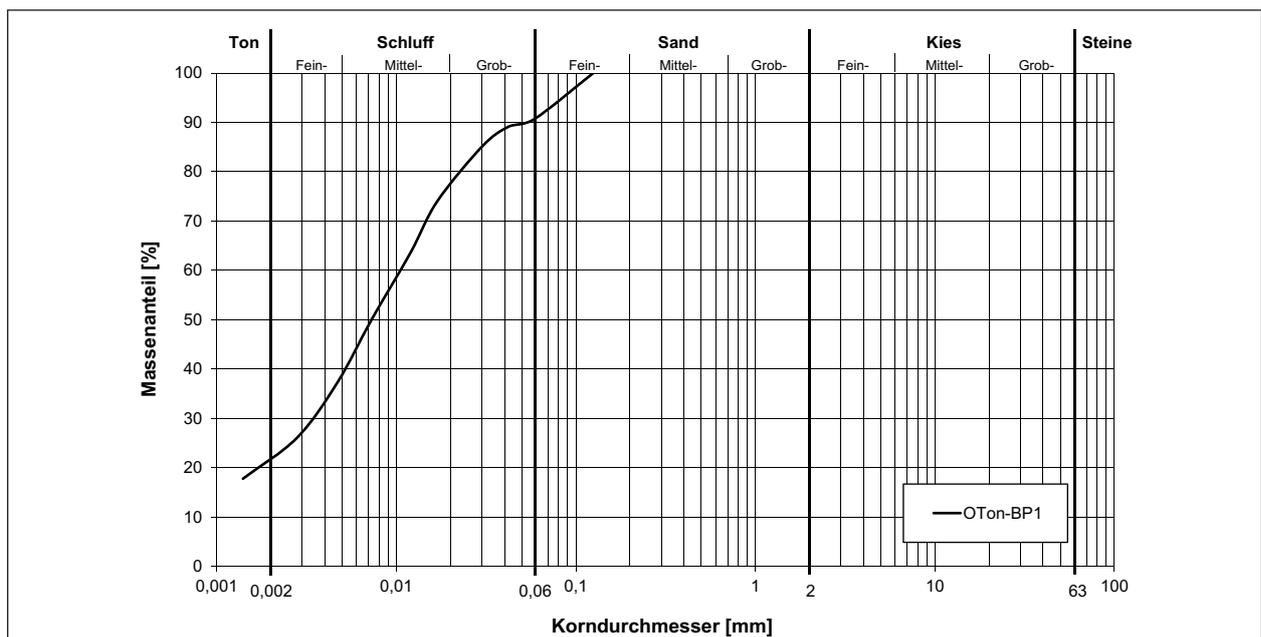


Bild 6.54: Körnungslinie Opalinuston

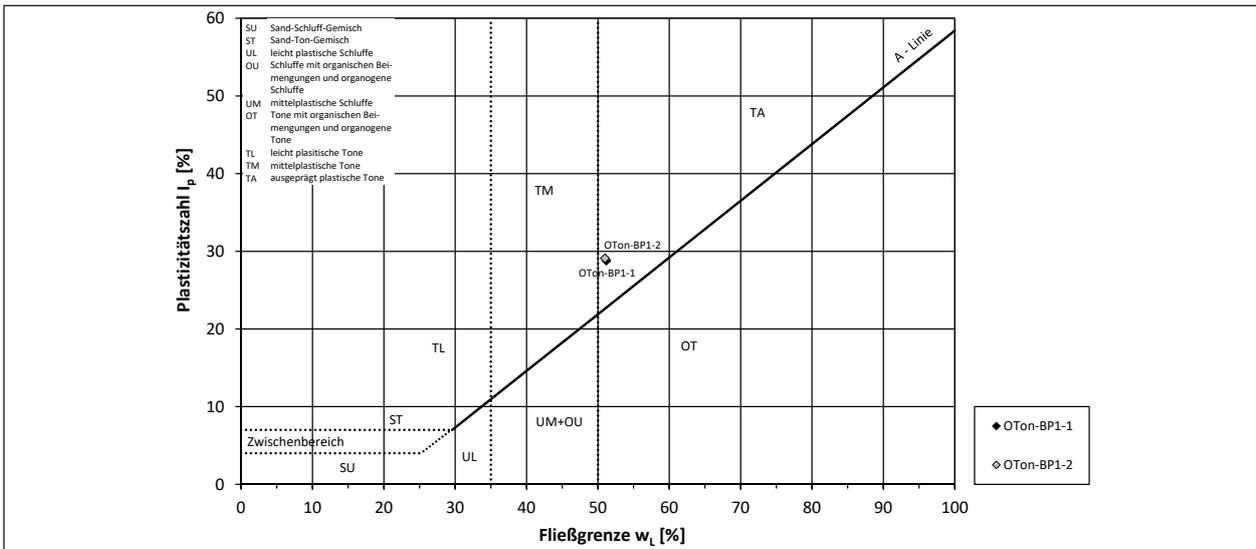


Bild 6.55: Plastizitätsdiagramm Opalinuston

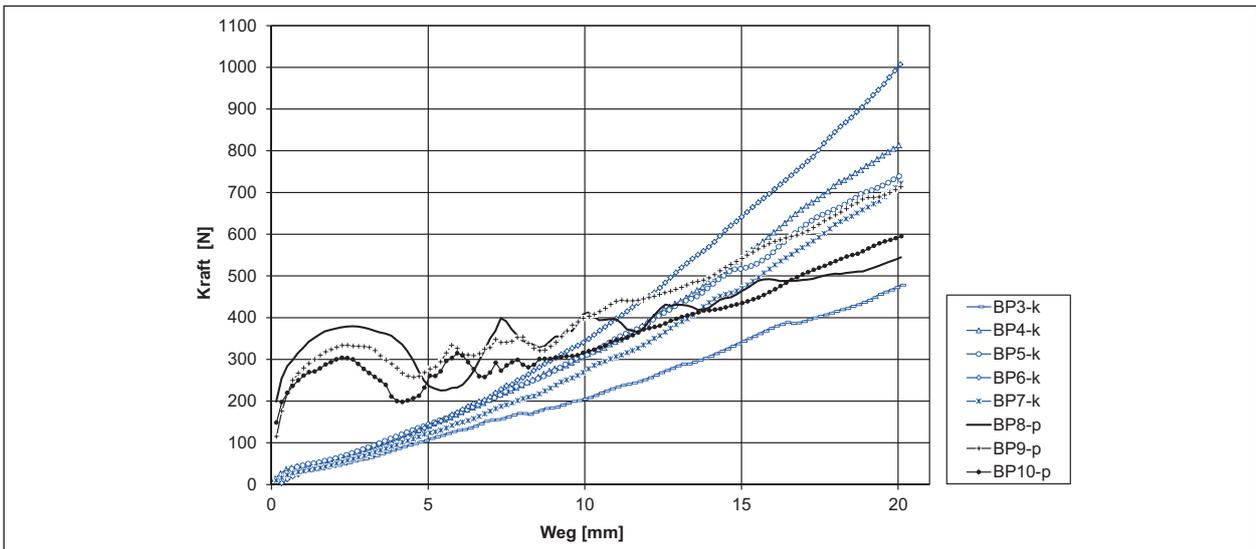


Bild 6.56: Kraft-Weg-Diagramm Opalinuston

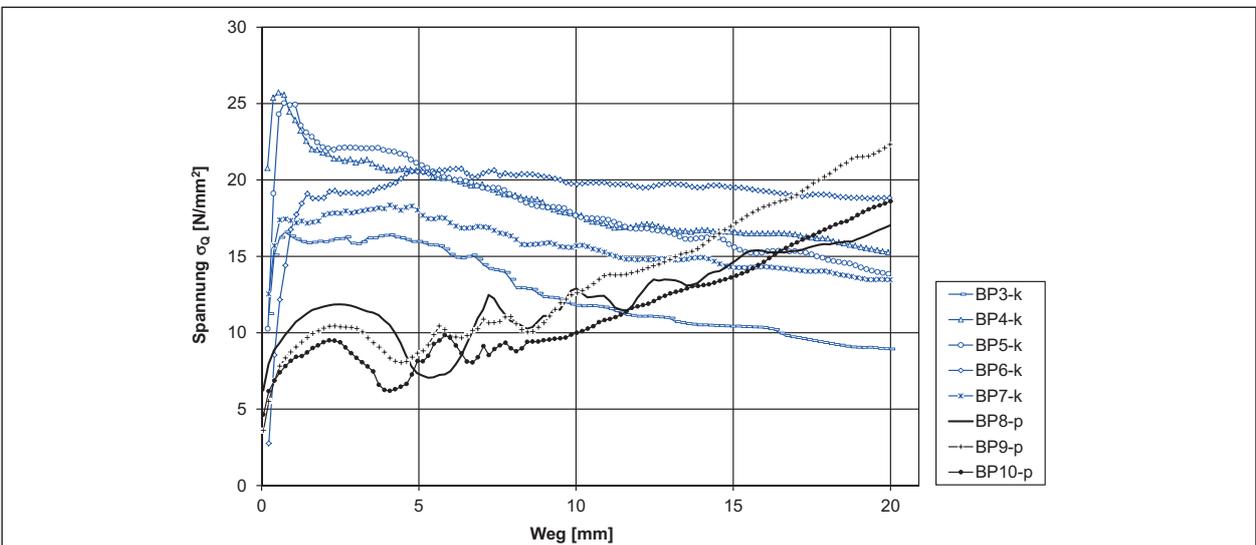


Bild 6.57: Spannungs-Weg-Diagramm Opalinuston

Bruchstücke nicht ausreichend groß war. Eine Korrelation zwischen den ermittelten Eindringwerten und der einaxialen Druckfestigkeit wird damit erschwert, da im Allgemeinen die einaxialen Druckfestigkeiten zwischen einzelnen Bruchstücken stark variieren können. Für die zusammenfassende Korrelation zwischen Eindringwerten und einaxialer Druckfestigkeit in Kapitel 7 wurde daher ein Mittelwert aller einaxialen Druckfestigkeiten gebildet.

Im Gegensatz zu den bisher betrachteten Tonen wurden deutlich höhere Eindringkräfte und Spannungen erreicht. Daneben zeigten insbesondere die Eindringkräfte F_{20} der k-Versuche eine große Streubreite der Ergebnisse mit $\Delta F_{20} \approx 525$ N. Bei den p-Versuchen lag die Streubreite bei ca. 170 N.

Bei beiden Versuchsarten waren Schwankungen in den Kurvenverläufen zu erkennen, wobei insbesondere bei den p-Versuchen während der Versuchsdauer die Kräfte bzw. Spannungen in unregelmäßigem Maß zu- und abnahmen.

6.9 Opalinustonstein; Reutlingen

6.9.1 Klassifikation

Am Opalinustonstein wurden an einer Blockprobe ein einaxialer Druckversuch durchgeführt (siehe Tabelle 6.9).

6.9.2 Eindringversuche

An der Blockprobe BP1 des Opalinustonsteins wurde ein Konus-Eindringversuch (siehe Bild 6.59 und Bild 6.60) durchgeführt.

Insgesamt wurden beim Versuch mit dem Opalinustonstein die höchsten Eindringkräfte (ca. 8.100 N) sowie höchsten Spannungen (ca. 255 N/mm²) erreicht.

Darüber hinaus sind eindeutig die Schwankungen im Kraft- bzw. Spannungsverlauf zu erkennen. Vermutlich bricht die Probe schrittweise schollenartig, was die Kraft- bzw. Spannungsabfälle erklären könnte.

Probe-Nr.	Gesteinsart	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{UP}
	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
BP1	Tonstein, frisch, stark kalkhaltig, nicht körnig, dichte Raumfüllung, sehr gute Kornbindung	19.660	nicht möglich

Tab. 6.9: Übersicht Laborergebnisse Opalinustonstein

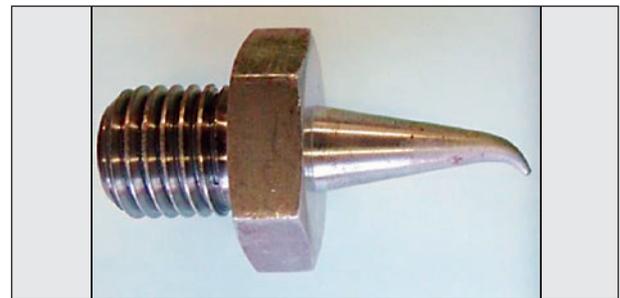


Bild 6.58: Verbogene Konusspitze nach dem Versuchsende

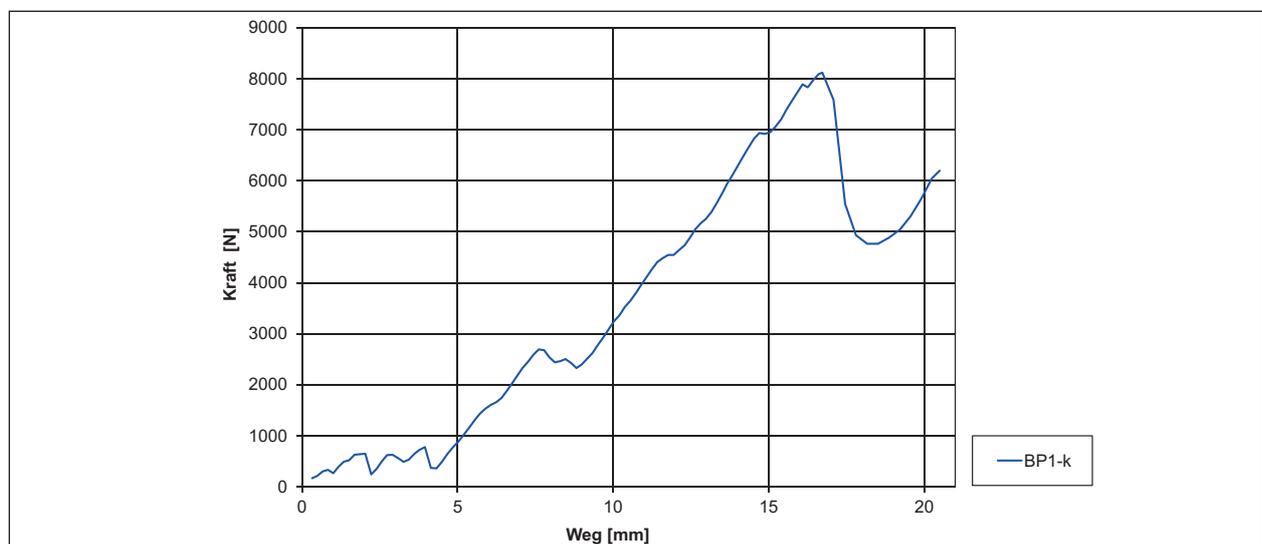


Bild 6.59: Kraft-Weg-Diagramm Opalinustonstein

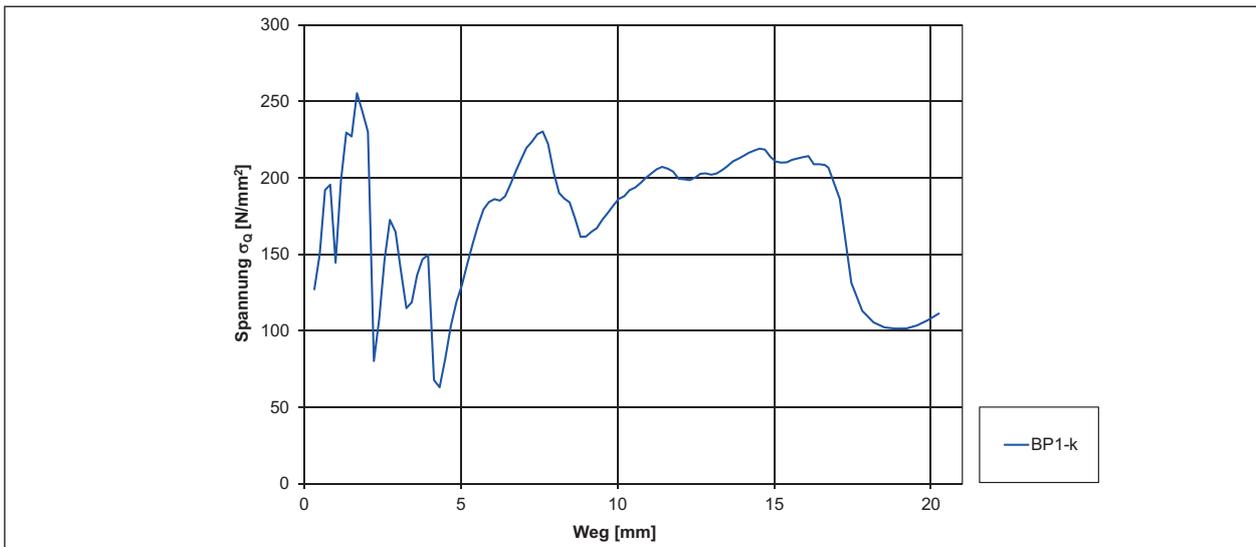


Bild 6.60: Spannungs-Weg-Diagramm Opalinustonstein

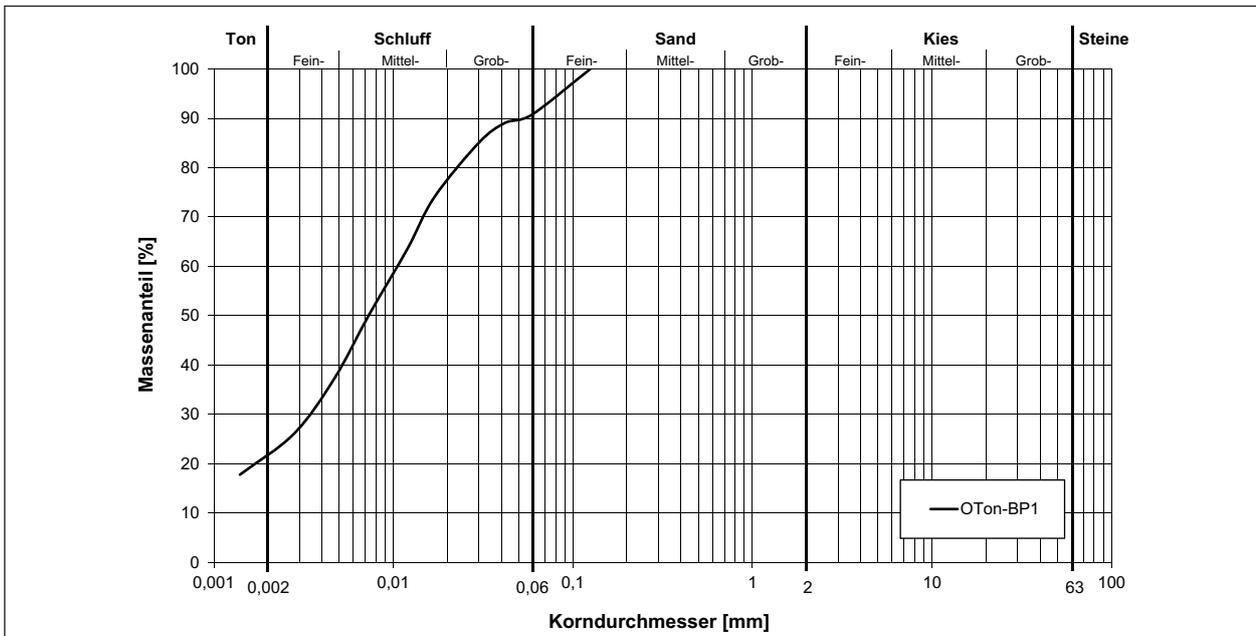


Bild 6.61: Körnungslinie Mergel

Der Grund für den vermutlichen Kraftabfall nach ca. 17 mm Eindringweg zeigte sich nach dem Ausbau. Die Konusspitze war verbogen (siehe Bild 6.58). Damit wurden eindeutig die Grenzen des Versuches erreicht.

6.10 Mergel; A62 Höheinöd

6.10.1 Klassifikation

Es wurden an einer Blockprobe und an 12 Entnahmезylindern bodenmechanische Untersuchungen bzw. Eindringversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.10 zusammengefasst.

Bei einem Großteil der Entnahmезylinder konnte jeweils nur eine Versuchsart durchgeführt werden. Damit die einaxialen Druckfestigkeiten mit den Eindringwerten in Zusammenhang gebracht werden konnten, wurden die Werte wie in Tabelle 6.10 angegeben entweder durch Mittelwertbildung ermittelt oder aufgrund der Lage im Querschnitt mit Werten, die an anderen Entnahmезylindern ermittelt wurden, gleich gesetzt. In Kapitel 4.3.10 in Bild 4.14 ist die Lage der Entnahmestellen dargestellt.

Die an einer Teilprobe von BP1 ermittelte Korngrößenverteilung ist in Bild 6.61 dargestellt. Außerdem wurden an jeweils einer Teilprobe von BP1 und EZ5 die Konsistenzgrenzen ermittelt (siehe Bild 6.62).

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u i. M. = Mittelwert	Taschenpenetro- meter Q_{up}
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
BP1	T, fs' (steif – halbfest)	TM	45,3 / 20,3 / 18,0	i. M. (1,08+1,06+ 1,22+1,10) = 1,14 *	i. M. (70+63+150+82) = 91*	467
EZ1			-	-	Probe beim Schneiden gebrochen	367
EZ2			-	1,08 (EZ3) *	Eindringversuch, Ansatz $q_u = 70$ (EZ3)*	356
EZ3			-	1,08 **	70	279
EZ4			-	1,06 **	63	417
EZ5			36,4 / 20,8 / -	1,06 (EZ4) *	Eindringversuch, Ansatz $q_u = 63$ (EZ4)*	433
EZ6			-	-	Probe beim Schneiden gebrochen	408
EZ7			-	i. M. (1,06+1,22) = 1,14 *	i. M. (63+150) = 106 *	342
EZ8			-	1,22 **	150	440
EZ9			-	1,22 (EZ3) *	Probe beim Schneiden gebrochen, Eindringversuch jedoch möglich, Ansatz $q_u = 150$ (EZ8) *	404
EZ10			-	1,10 **	82	421
EZ11			-	-	-	467
EZ12	-	-	i. M. (1,22+1,10) = 1,16 *	i. M. (150+82) = 116 *	517	

* q_u / I_c vom nächstgelegenen EZ ansetzen gemäß Bild 4.14 des Kapitels 4.3.10 (ggf. zusätzlich Mittelwert bilden)
** Werte w_L und w_p aus Versuch von EZ5 (zur Berechnung von I_c)

Tab. 6.10: Übersicht Laborergebnisse Mergel

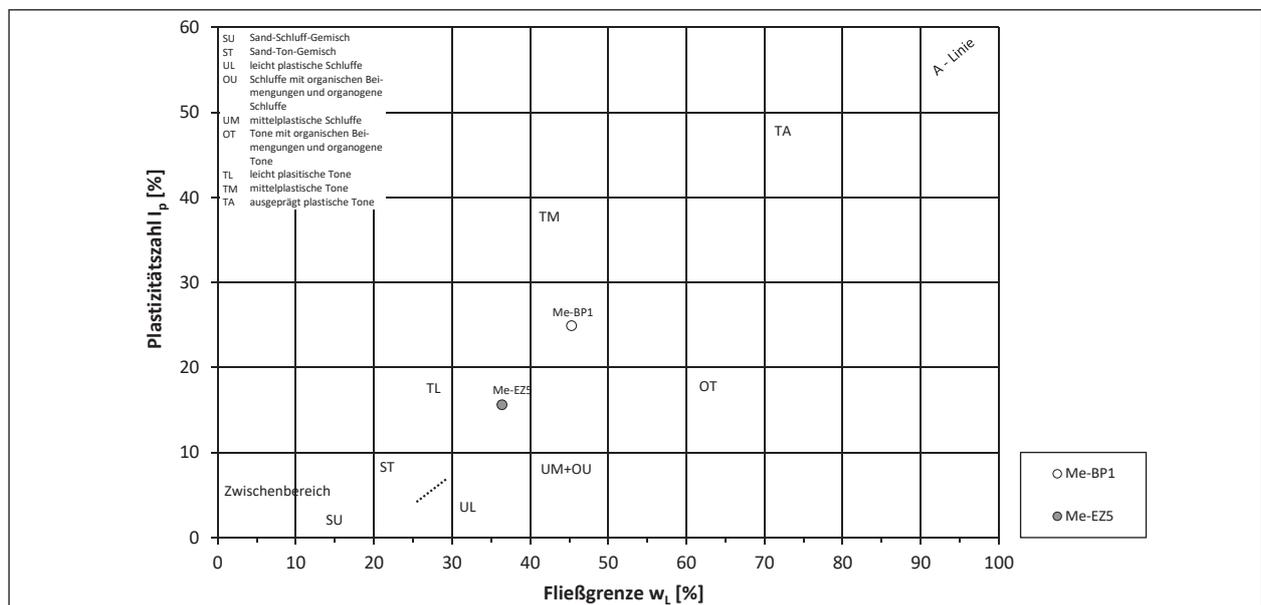


Bild 6.62: Plastizitätsdiagramm Mergel

An Proben von vier Entnahmezylindern (EZ3, EZ4, EZ8, EZ10) wurde je ein einaxialer Druckversuch durchgeführt. Die Proben der Entnahmezylinder EZ1 und EZ6 waren bei der Vorbereitung derart gebrochen, dass einaxiale Druckversuche nicht mehr möglich waren. Auch an EZ9 konnte die einaxiale Druckfestigkeit aus diesem Grund nicht ermittelt werden, allerdings genügte die zerbrochene Probenmenge zur Durchführung eines Eindringver-

suchs. Die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche sind in Tabelle 6.10 aufgelistet.

6.10.2 Eindringversuche

Insgesamt wurden 10 Eindringversuche (k-Konus, p-Proctornadel) an sechs Entnahmezylindern und einer Blockprobe durchgeführt. An den Proben EZ11 und EZ12 sowie BP1 konnten jeweils sowohl

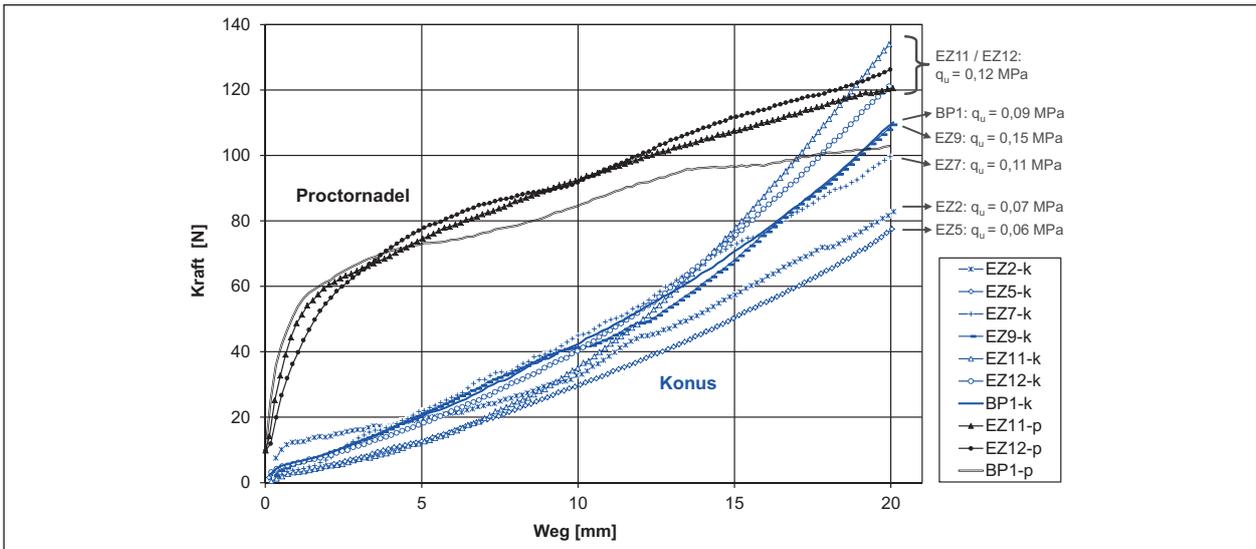


Bild 6.63: Kraft-Weg-Diagramm Mergel

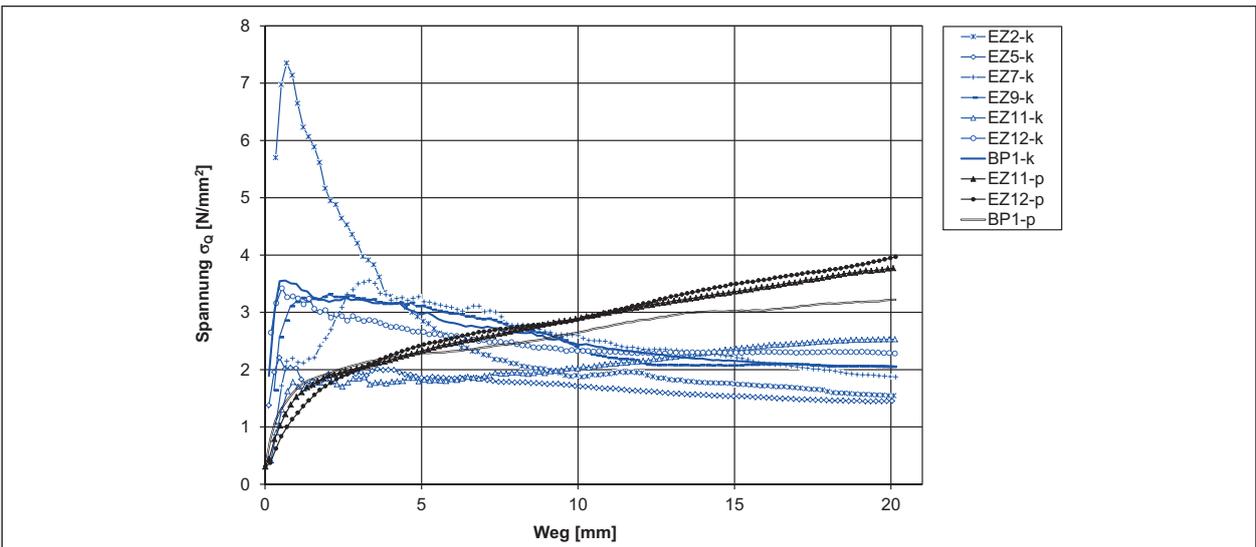


Bild 6.64: Spannungs-Weg-Diagramm Mergel

mit der Konusspitze als auch der Proctornadel die Eindringkräfte ermittelt werden. Ansonsten wurde je Entnahmezylinder ein k-Versuch durchgeführt. Die Ergebnisse der Eindringversuche sind in Bild 6.63 und Bild 6.64 dargestellt.

Im Gegensatz zu den p-Versuchen zeigten die k-Versuche größere Streuungen. Daneben ist der maximale Spannungspunkt bei EZ2-k hervorzuheben, der mit ca. 7,4 N/mm² deutlich über den Werten der anderen k-Versuche lag. Vergleicht man die k- und p-Versuche der Proben EZ11 und EZ12 sowie BP1 miteinander, so wurden ähnliche Eindringkräfte F_{20} erzielt.

Beim Ansatz einer Korrelation zwischen den ermittelten Eindringkräften und den einaxialen Druckfestigkeiten ist darauf zu achten, dass beide Werte an un-

terschiedlichen Probekörpern ermittelt wurden. Zum Vergleich beider Versuchsergebnisse wurden zwar immer die Werte der am nächsten zueinander gelegenen Entnahmestellen angesetzt, jedoch kann damit keine zuverlässige sondern nur eine tendenzielle Abhängigkeit zwischen den Eindringkräften und den einaxialen Druckfestigkeiten ermittelt werden.

6.11 Mergelsteine; A62 Höheinöd

6.11.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen an den Mergelsteinen Mst(I) und Mst(II) sind in Tabelle 6.11 zusammengefasst. Es wurden jeweils zwei Blockproben sowie Material aus einer Becherprobe (BE) untersucht.

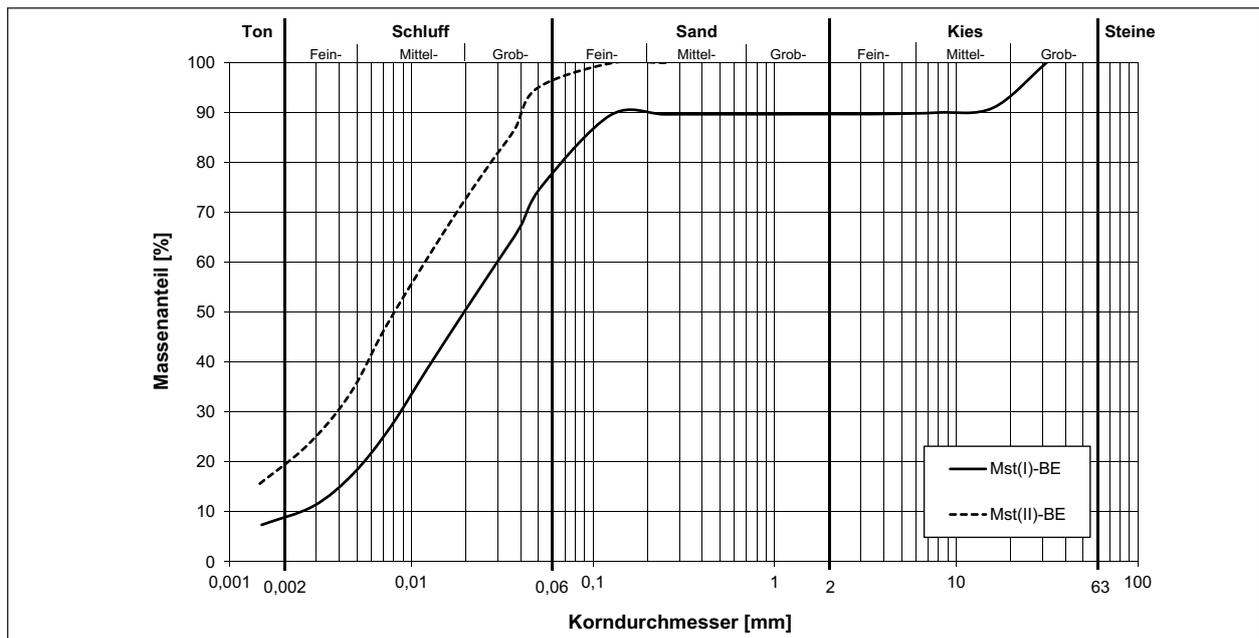


Bild 6.65: Körnungslinien Mergelstein

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz) / Gesteinsart	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_P / w_S$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{uP}
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
Mst(I)-BE	T, fs' (verfestigt) / Mergelstein, frisch, nicht körnig, dichte Raumausfüllung, schlechte bis mäßige Kornbindung	TM	36,9 / 17,7 / 19,1	1,57	-	-
Mst(I)-BP1			-	1,52	4.886	> 1.600
Mst(I)-BP2			-	1,54	6.916	> 1.600
Mst(II)-BE	T, fs' (verfestigt) / Mergelstein, frisch, nicht körnig, dichte Raumausfüllung, schlechte bis mäßige Kornbindung	TM	42,2 / 19,8 / 18,3	1,36	-	-
Mst(II)-BP1			-	1,54	3.722	nicht möglich
Mst(II)-BP3			-	1,53	3.775	nicht möglich

Tab. 6.11: Übersicht Laborergebnisse Mergelstein, Mst(I) und Mst(II)

Die je an einer Teilprobe für Mst(I) und Mst(II) ermittelte Korngrößenverteilung ist in Bild 6.65 dargestellt. Die Ergebnisse der Untersuchungen zu den Plastizitätsgrenzen sind in Bild 6.66 abgebildet.

An den 4 Blockproben wurde je ein einaxialer Druckversuch durchgeführt (siehe Tabelle 6.11).

6.11.2 Eindringversuche

Es wurde an vier Blockproben jeweils ein k-Versuch mit zentrischer Belastung durchgeführt. Die Ergebnisse der Eindringversuche sind grafisch als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.67 und Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.68 dargestellt.

Bei den Eindringversuchen am Mergelstein Mst(I) ist ein Zusammenhang zwischen der Eindringkraft

F_{20} und der einaxialen Druckfestigkeit q_u zu erkennen. Je höher die erzielte einaxiale Druckfestigkeit umso höher war die Eindringkraft. Mit den Versuchen am Mst(II) lässt sich dies nicht mehr bestätigen. Trotz ähnlicher einaxialer Druckfestigkeit erreichten die beiden k-Versuche unterschiedliche maximale Eindringkräfte.

Beim Vergleich der Proben Mst(I)-BP2 und Mst(II)-BP1 fällt auf, dass ähnliche Kräfte F_{20} aber unterschiedliche einaxiale Druckfestigkeiten q_u ermittelt wurden. Darüber hinaus erreichte Mst(II)-BP3 trotz geringerer einaxialer Druckfestigkeit höhere Kräfte F_{20} als Mst(I)-BP1 mit höherer einaxialer Druckfestigkeit.

Insgesamt verliefen sowohl die Kraft- als auch Spannungscurven relativ ungleichmäßig.

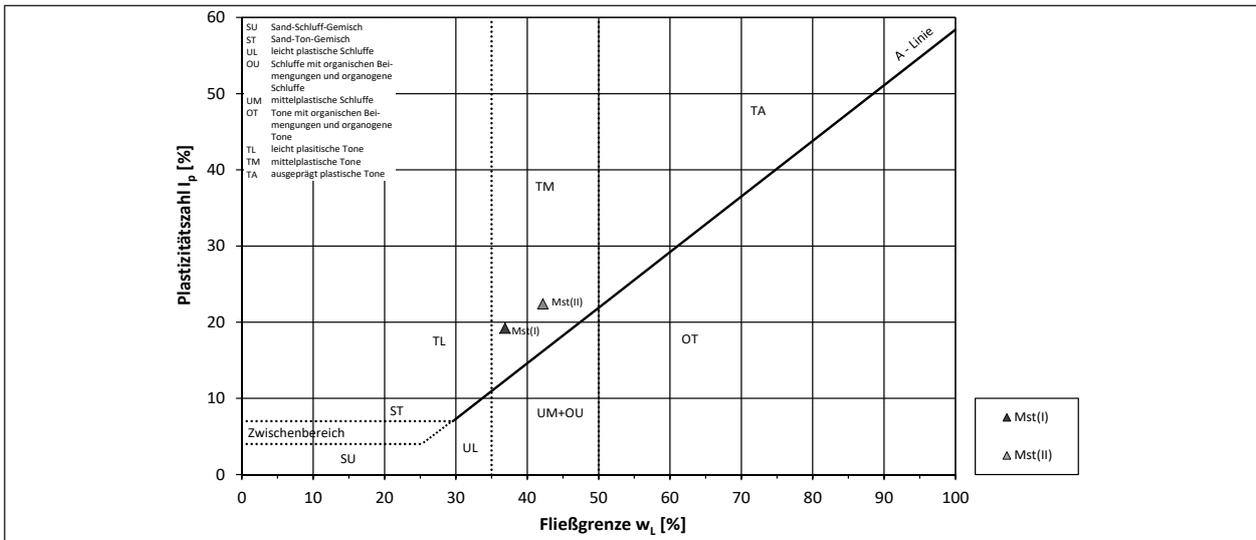


Bild 6.66: Plastizitätsdiagramm Mergelstein

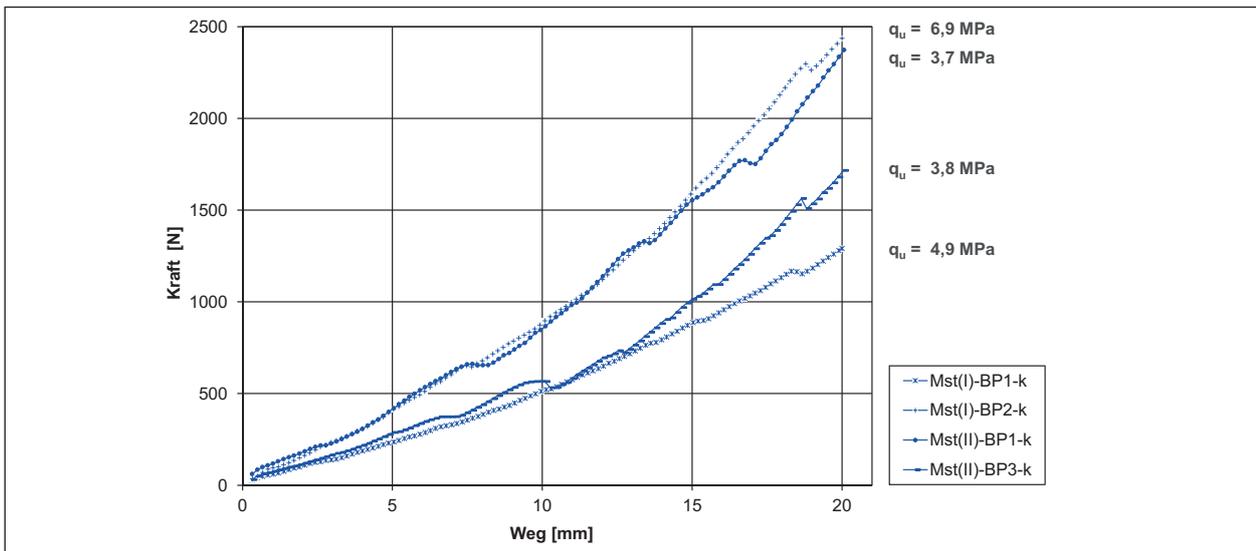


Bild 6.67: Kraft-Weg-Diagramm Mergelstein

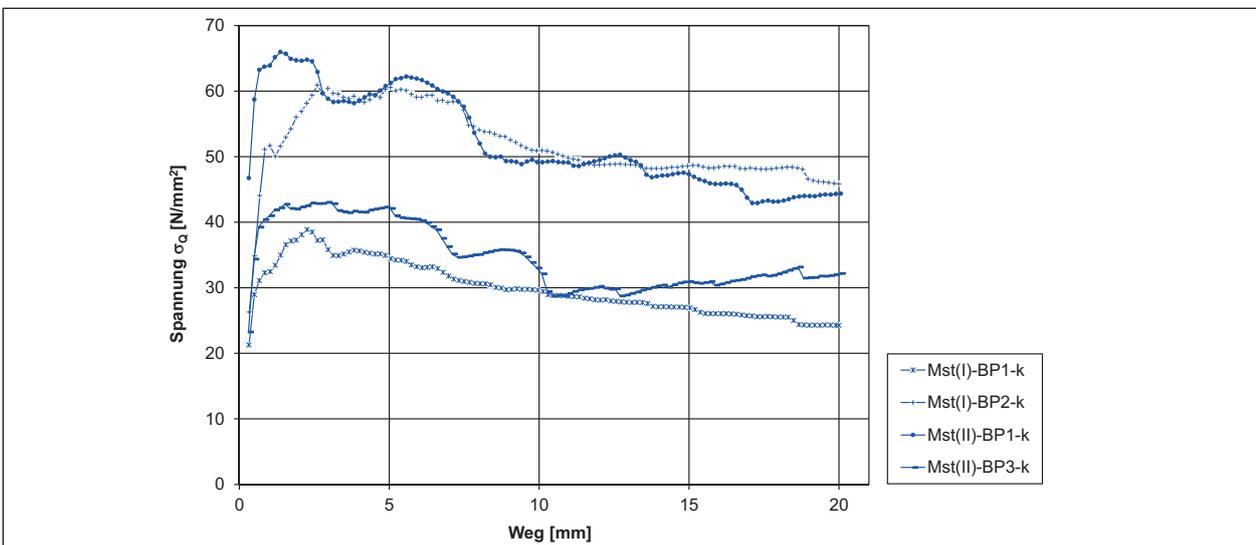


Bild 6.68: Spannungs-Weg-Diagramm Mergelstein

6.12 Sand- und Tonsteine; Schleuse Erlangen und Schleuse Kriegenbrunn

6.12.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen am Feinsand- und Sandstein sowie Tonstein sind in Tabelle 6.12 zusammengefasst.

Die jeweils an zwei Teilproben vom Feinsandstein und an einer Teilprobe vom Sandstein ermittelten Korngrößenverteilungen sind in Bild 6.69 dargestellt.

Da bei allen drei Kernproben des Tonsteins die Proben bei der Vorbereitung der Prüfkörper für die ein-

axialen Druckversuche zerbrochen sind, liegen nur die Ergebnisse der ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten vom Feinsand- sowie Sandstein vor und sind in Tabelle 6.12 aufgelistet.

6.12.2 Eindringversuche

Die vier Eindringversuche des Sand- und Tonsteins sind grafisch als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.70 und Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.71 dargestellt.

Besonders auffällig ist, dass der Sandstein mit einer ermittelten einaxialen Druckfestigkeit von 0,8 MPa eine Eindringkraft F_{20} von über 1.600 N erreichte.

Probe-Nr.	Entnahmeort	Gesteinsart	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{up} [kN/m ²]
		[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²] = [kPa]
fSst-KP1	Schleuse Kriegenbrunn	Feinsandstein, nicht körnig, dichte Raumaufüllung, mäßig bis gute Kornbindung, Mineralkornhärte 5, hohe Druckfestigkeit (ritz Werkzeugstahl)	19.779	> 1.600
fSst-KP2		Feinsandstein, nicht körnig, dichte Raumaufüllung, schlechte Kornbindung, Mineralkornhärte 1 und 2, sehr geringe Druckfestigkeit (mit Fingernagel ritzbar, zerbröckelt leicht)	1.533	> 1.600
fSst-KP3		Feinsandstein, nicht körnig, dichte Raumaufüllung, schlechte Kornbindung, Mineralkornhärte 1 und 2, geringe Druckfestigkeit (mit Messer ritzbar)	13.639	> 1.600
Sst-KP1	Schleuse Erlangen	Sandstein, teilkörnig, dichte Raumaufüllung, schlechte Kornbindung	748	> 450
Tst-KP1-3		Tonstein, nicht körnig, dichte Raumaufüllung, schlechte Kornbindung	Proben beim Schneiden gebrochen	> 450

Tab. 6.12: Übersicht Laborergebnisse Sand- und Tonstein

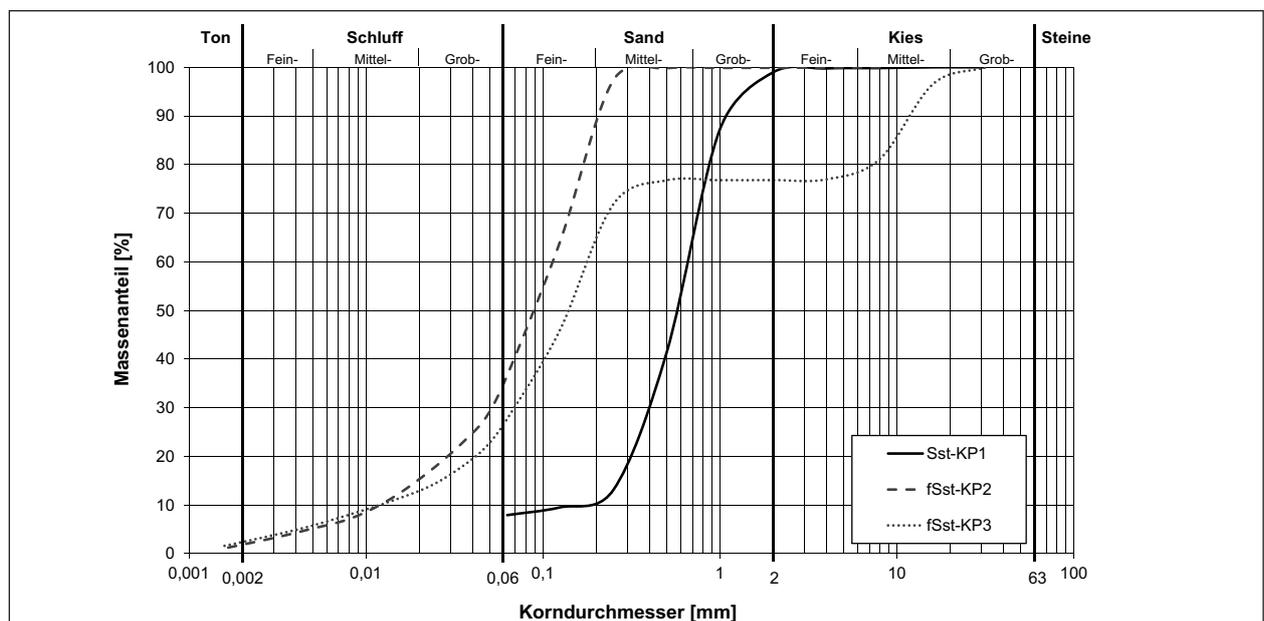


Bild 6.69: Körnungslinien Feinsand- und Sandstein

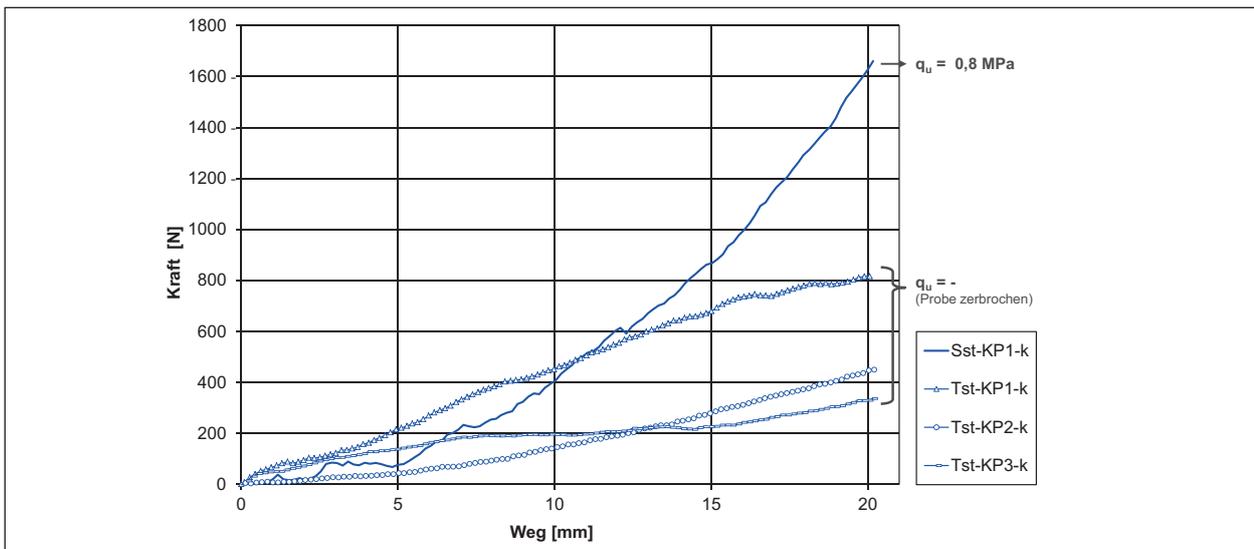


Bild 6.70: Kraft-Weg-Diagramm Sand- und Tonstein

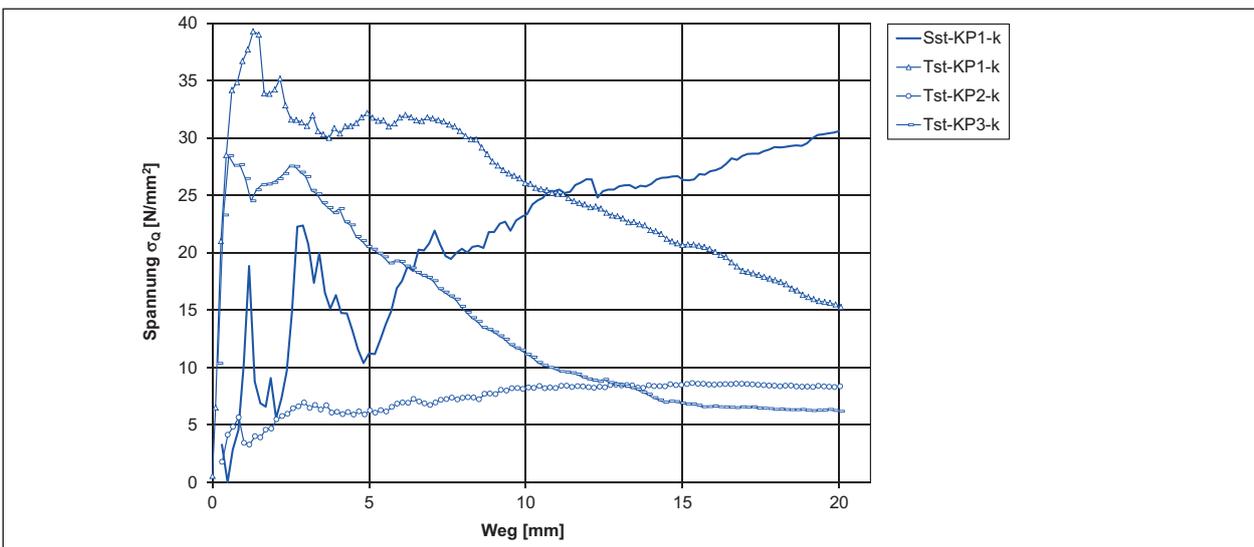


Bild 6.71: Spannungs-Weg-Diagramm Sand- und Tonstein

Beim beispielhaften Vergleich mit dem Ton (Flöz) aus Kapitel 6.7 wurden bei ähnlicher einaxialer Druckfestigkeit der Probe KP1-k (0,7 MPa) eine Eindringkraft von weniger als 200 N erreicht (siehe Bild 6.52). Dagegen wurde beim Vergleich mit dem Mergelstein Mst(II)-BP3 aus Kapitel 6.11, der eine ähnliche Kraft F_{20} (1.700 N) erreichte, eine einaxiale Druckfestigkeit von 3,8 MPa ermittelt (siehe Bild 6.67).

Zudem waren die Kraft- und Spannungsverläufe des Sandsteins vergleichsweise ungleichmäßig. Bei der Eindringung mittel Konusspitze kam es in unregelmäßigen Abständen immer wieder zu abwechselnden Kraftanstiegen und Kraftabfällen, was besonders im Spannungsverlauf zu erkennen war.

Auffällig bei den Tonsteinproben war das sehr unterschiedliche Verhalten der drei Kernproben. Die Spannweite der Ergebnisse war relativ groß. Die Streubreite der Eindringkräfte F_{20} lag zwischen ca. 330 N und 815 N. Bei den Spannungen wurden Werte σ_{20} zwischen 6,2 N/mm² und 15,4 N/mm² erreicht.

Des Weiteren nahmen die Spannungen der zwei Kernproben KP1 und KP3 des Tonsteins im Vergleich zum Sandstein zwischen 10 mm und 20 mm Eindringweg ab, während bei KP2 sogar ein nahezu konstantes Spannungsniveau gehalten wurde. Im Vergleich zu den Mergelsteinen aus Kapitel 6.11 (siehe Bild 6.68) fallen die Spannungscurven nach dem Maximum vergleichsweise stärker ab.

6.13 Tonmergel; Rhein-Herne-Kanal

6.13.1 Klassifikation

Die Ergebnisse der Untersuchungen des Tonmergels (Emscher Mergel) für die 11 Entnahmezylinder sind in Tabelle 6.13 zusammengefasst.

Die an jeweils einer Teilprobe von sechs Entnahmezylindern ermittelten Korngrößenverteilungen sind in Bild 6.72 sowie die ebenfalls an diesen Teilproben ermittelten Plastizitätsgrenzen sind in Bild 6.73 dargestellt.

An den Proben KP1, KP2, KP7, KP8 sowie KP11 konnten einaxiale Druckversuche nicht durchgeführt werden, da die Proben bei der Vorbereitung gebrochen sind. Die Ergebnisse der untersuchten Proben sind in Tabelle 6.13 aufgelistet.

6.13.2 Eindringversuche

An 10 von 11 Entnahmezylindern waren Eindringversuche mittels Konusspitze möglich. Lediglich bei KP7 ist der Prüfkörper während der Probenvorbereitung zerbrochen. Die Ergebnisse sind nachfolgend in Bild 6.74 und Bild 6.75 dargestellt.

Probe-Nr.	Bodenart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_P / w_S$)	Konsistenz-zahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u	Taschenpenetrometer Q_{UP}
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
KP1-2	T, fs-fs' (halbfest)	-	-	-	Proben beim Schneiden gebrochen	nicht möglich
KP3	T, fs' (halbfest – fest)	TM	45,7 / 23,8 / 20,9	1,36	1.969	3.467
KP4	T, fs (fest)	TM	37,5 / 18,9 / 20,3	1,44	4.825	> 6.400
KP5	T, fs (halbfest – fest)	TM	44,6 / 22,7 / 20,7	1,29	1.846	3.467
KP6	T, fs (halbfest – fest)	TM	46,1 / 22,4 / 23,0	1,24	2.222	4.400
KP7	T, fs' (halbfest)	-	-	-	Probe beim Schneiden gebrochen	nicht möglich
KP8	T, fs (halbfest)	-	-	-	Probe beim Schneiden gebrochen	2.143
KP9	T, fs (fest)	TM	43,3 / 21,0 / 22,4	1,39	5.500	> 6.400
KP10	T, fs (fest)	TM	43,5 / 21,2 / 21,7	1,31	3.781	> 6.400
KP11	T, fs (steif)	-	-	-	Probe beim Schneiden gebrochen	583

Tab. 6.13: Übersicht Laborergebnisse Tonmergel

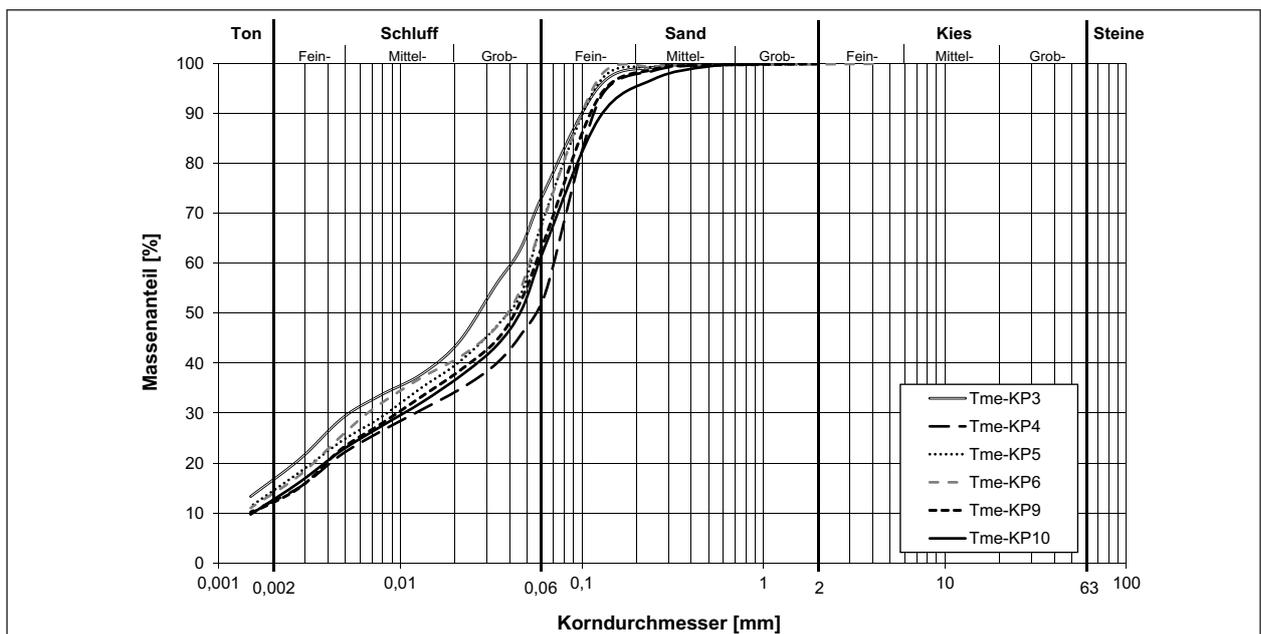


Bild 6.72: Körnungslinien Tonmergel

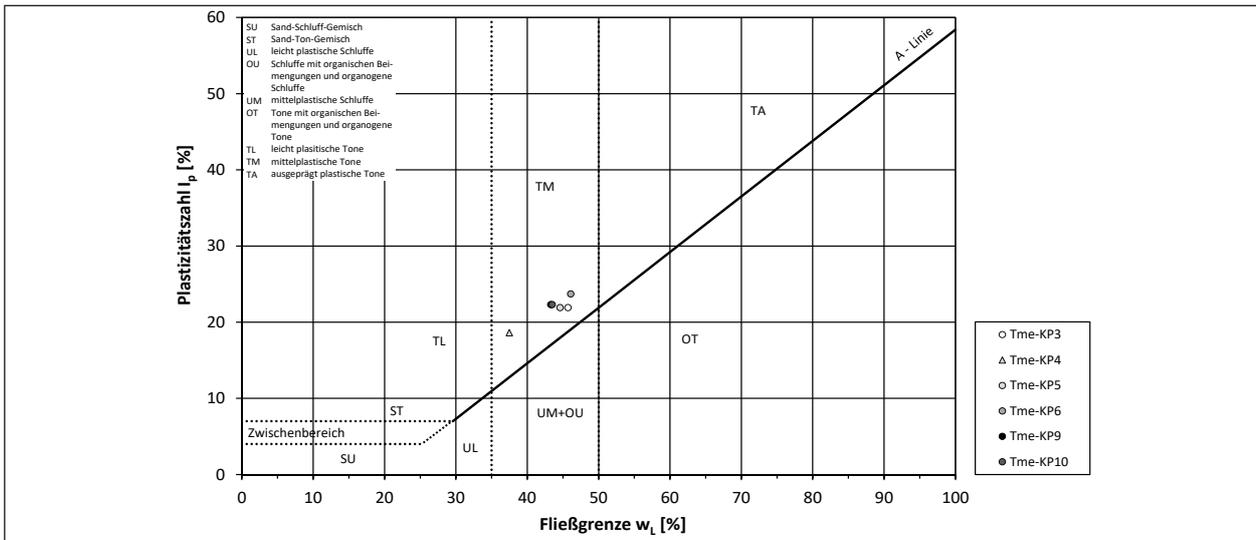


Bild 6.73: Plastizitätsdiagramm Tonmergel

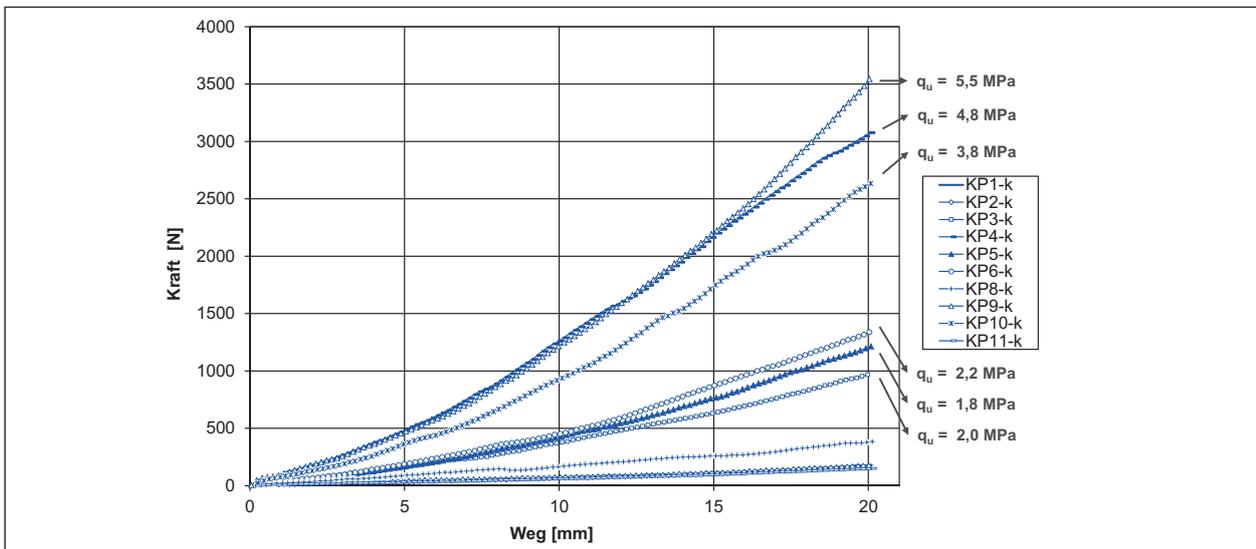


Bild 6.74: Kraft-Weg-Diagramm Tonmergel

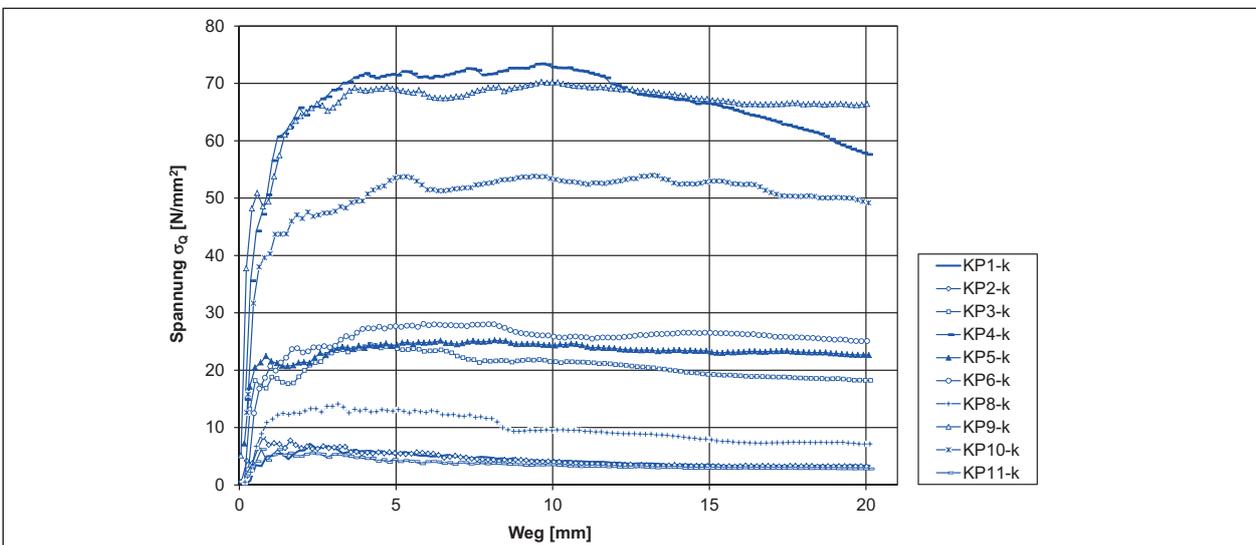


Bild 6.75: Spannungs-Weg-Diagramm Tonmergel

Insgesamt wurde eine hohe Streubreite an Ergebnissen ermittelt. Diese lag bei den Eindringkräften bei $\Delta F_{20} \approx 3380$ N, wobei die Werte zwischen ca. 150 N und 3530 N schwankten. Auch bei den Spannungen lag diese Streubreite mit $\Delta \sigma_{20} \approx 64$ N/mm² im Vergleich zu anderen Böden sehr hoch.

Die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten der Proben KP3 bis KP6 sowie KP9 und KP10 sind in Bild 6.74 abgebildet. Tendenziell ist ein Zusammenhang zwischen Eindringkraft und einaxialer Druckfestigkeit zu erkennen.

Im Vergleich zu anderen bisher betrachteten Böden wie z. B. die Sand- und Tonsteine aus Kapitel 6.12 (siehe Bild 6.71) fällt beim Tonmergel auf, dass nahezu alle Spannungskurven zwischen 10 mm und 20 mm Eindringweg ein vergleichsweise konstantes bzw. nur geringfügig abfallendes Niveau mit einer Differenz von weniger als 5 N/mm² erreichten. Eine Ausnahme bildete die Probe KP11.

6.14 Ton, Schluff, Fels; Rheinböllen

6.14.1 Klassifikation

Die Proben aus Rheinböllen setzten sich zusammen aus zersetzten quarzitischen Gesteinen, die zu Ton oder Schluff (T(QU) und U(QU)) zerfallen waren sowie aus zersetzten feinkörnigen Sedimentgesteinen, die zu Schluff zerfallen waren. Außerdem wurden ein Schluff (U) und entfestigter Fels (VE)

entnommen. Diese Bezeichnungen der entnommenen Böden für die Laborversuche entstammen aus Angaben, die zum Zeitpunkt der in-situ-Entnahme gemacht wurden. Da die Proben erst nach einer ungefähr dreimonatigen Lagerungszeit für die Laborversuche ins Zentrum Geotechnik gebracht werden konnten, entsprachen diese Angaben nicht mehr dem zum Zeitpunkt des Transportes vorliegendem Zustand. Durch die Lagerung kam es zu einer Austrocknung und ggf. sogar zu einer Verfestigung der Böden. Dies muss bei der Interpretation der zusammenfassenden Ergebnisse berücksichtigt werden. Auch wenn gemäß den ermittelten Konsistenzgrenzen theoretisch nur Tone vorlagen, sollten im Folgenden die Bezeichnungen vom ursprünglichen Zustand der Böden beibehalten werden. Wegen der fehlenden Bodenansprache an frischem Material waren die Angaben zur Bodenart zu den ausgetrockneten Böden nicht mehr zutreffend und wurden daher nicht mehr in Tabelle 6.14 aufgeführt.

Insgesamt wurden 11 von 12 Kernproben der fünf unterschiedlichen Bodenschichten näher untersucht. KP8 war bei der Probenvorbereitung für die einaxialen Druckversuche zerbrochen und wurde damit bodenmechanisch nicht weiter untersucht. Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sind in Tabelle 6.14 zusammengefasst.

Die ermittelten Korngrößenverteilungen sind in Bild 6.76 sowie das Plastizitätsdiagramm ist in Bild 6.77 dargestellt.

Probe-Nr.	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenzzahl I_c	einaxiale Druckfestig- keit q_u	Taschenpenet- rometer Q_{up}
	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
KP1	TM	36,3 / 14,4 / 16,9	1,18	1.713	> 450
KP2	-	-	1,38	2.747	> 450
KP3	TL	33,1 / 13,5 / 15,7	1,49	2.288	> 450
KP4	TM	40,0 / 12,8 / 14,0	1,38	1.724	> 450
KP5	TL	32,6 / 13,5 / 15,9	1,63	1.728	> 450
KP6	-	-	1,68	795	> 450
KP7	TM	41,3 / 18,9 / 21,8	1,74	807	> 450
KP9	TM	36,3 / 15,9 / 19,2	1,66	1.056	> 450
KP10	TM	35,6 / 12,7 / 15,2	1,13	2.402	> 450
KP11	-	-	1,14	1.772	> 450
KP12	TA	52,9 / 17,0 / 19,5	1,31	1.406	> 450

Tab. 6.14: Übersicht Laborergebnisse Proben Rheinböllen

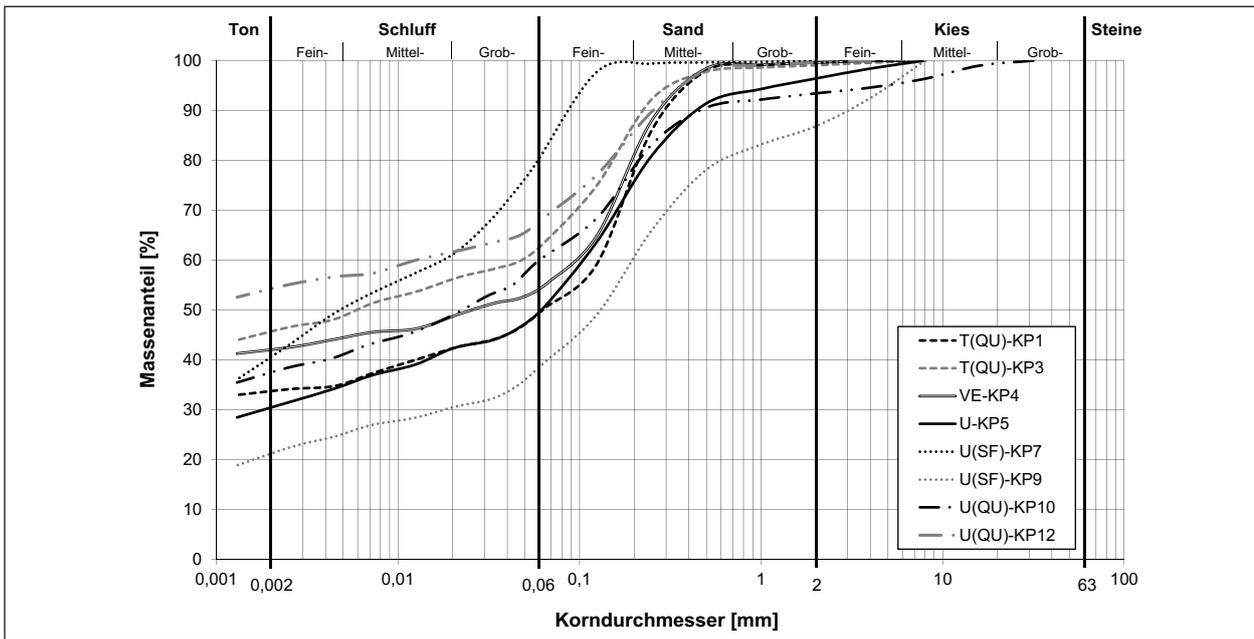


Bild 6.76: Körnungslinien Proben Rheinböllen

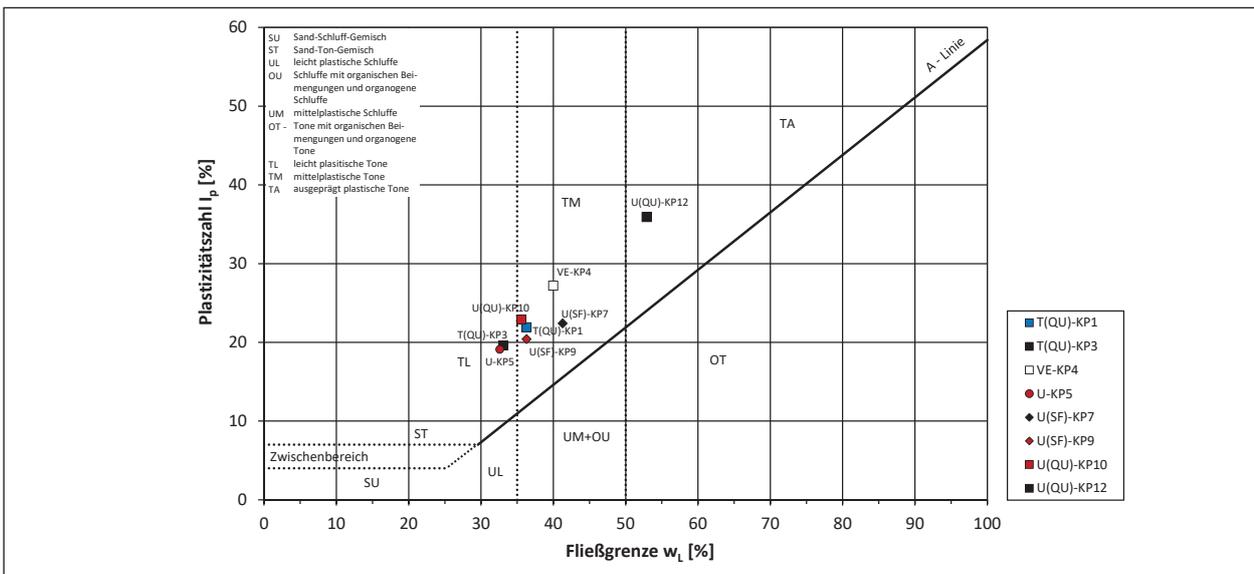


Bild 6.77: Plastizitätsdiagramm Proben Rheinböllen

6.14.2 Eindringversuche

An 11 Proben wurde jeweils ein Eindringversuch mittels Konusspitze durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 6.78 bis Bild 6.81 dargestellt.

Bedingt durch die unterschiedlichen Bodenarten ergab sich eine hohe Streubreite der Ergebnisse. Insgesamt erzielten die zu Tonen zersetzten Quarzite T(QU) die höchsten Eindringkräfte, gefolgt vom entfestigten Fels VE. Die geringsten Eindringkräfte erzielten die zu Schluff zersetzten Sedimentgesteine U(SF).

Die Spannungsverläufe der Böden verliefen auf unterschiedliche Weise. Ein eindeutiger Zusammenhang in Abhängigkeit von der jeweiligen Bodenart lässt sich daraus nicht ableiten.

Bei vier Böden wurden sehr ähnliche einaxiale Druckfestigkeiten von ca. 1,7 MPa ermittelt. Diese Böden wurden daher separat in Bild 6.80 und Bild 6.81 abgebildet. Damit zeigte sich tendenziell, dass ein direkter Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Eindringkraft nicht für alle Bodenarten gleichermaßen gilt. Ohne weiteres kann

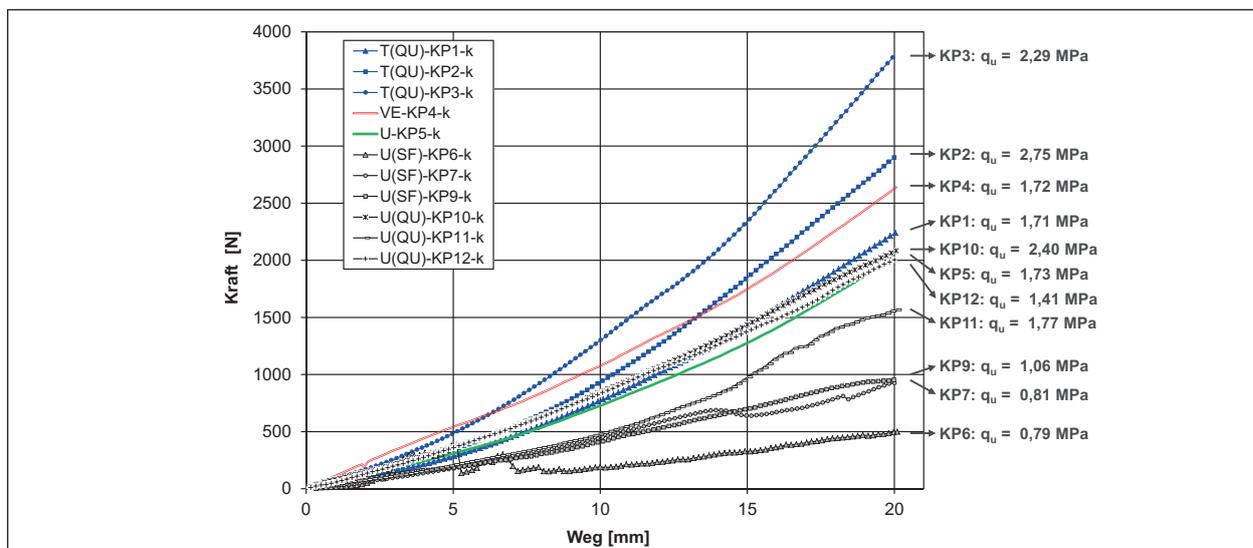


Bild 6.78: Kraft-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen

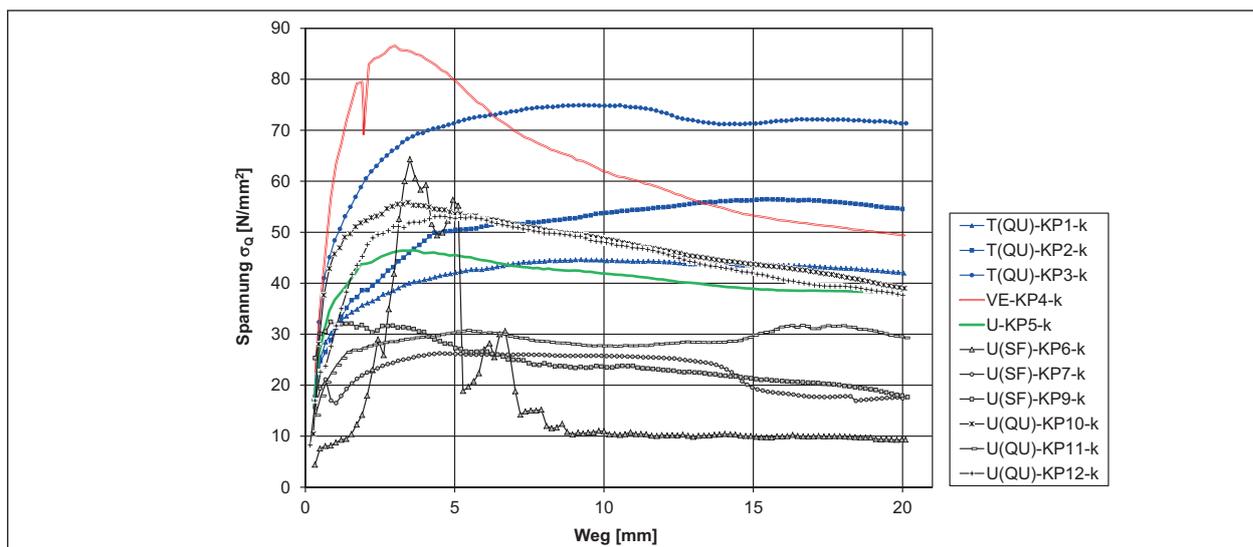
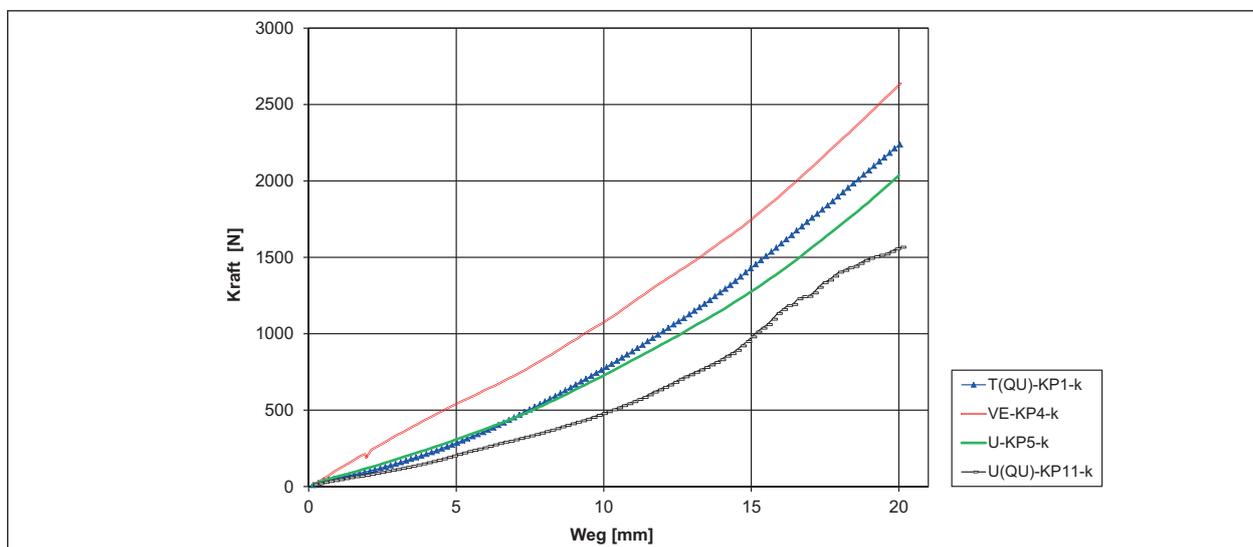


Bild 6.79: Spannungs-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen

Bild 6.80: Kraft-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen, einaxiale Druckfestigkeit $q_u = 1,7$ MPa

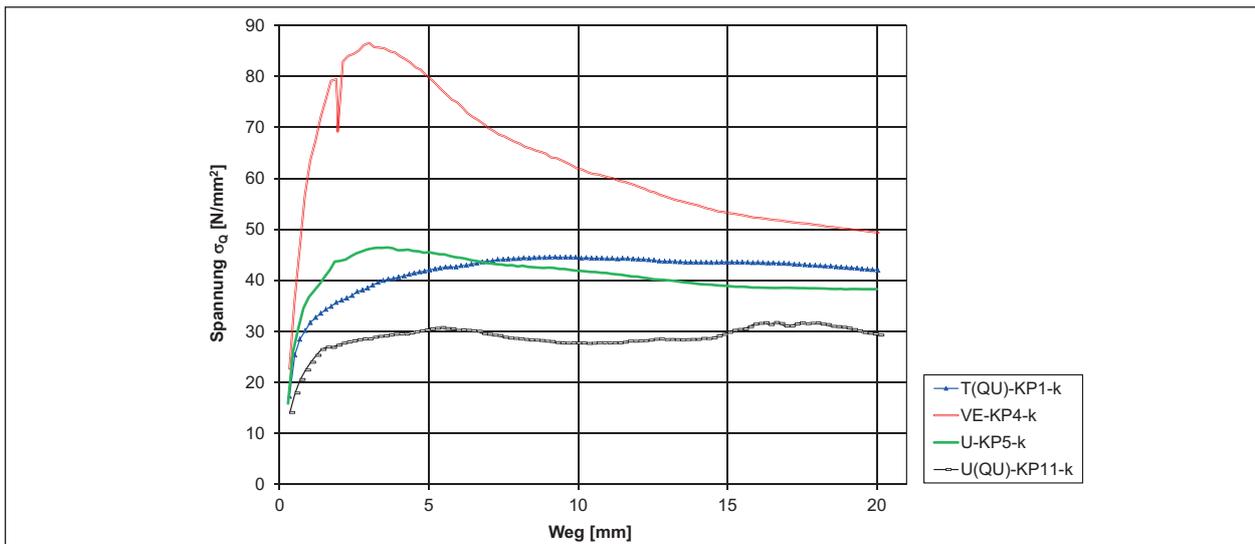


Bild 6.81: Spannungs-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen, einaxiale Druckfestigkeit $q_u = 1,7 \text{ MPa}$

daher mithilfe der Eindringkraft nicht die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt werden. Vielmehr würde nur eine Korrelation zwischen beiden Parametern für jeweils eine Bodenart möglich sein. Es müssten weitere Parameter bei einer Korrelation berücksichtigt werden.

6.15 Bröckelschiefer; A3 Weibersbrunn

6.15.1 Klassifikation

Von den 12 entnommenen Blockproben des Bröckelschiefers wurden 9 Blockproben für die Laboruntersuchungen verwendet. Kleinere Brocken wurden als Rückstellproben aufgehoben.

Die Korngrößenverteilung wurde an einer Teilprobe von BP2 bestimmt. Das Ergebnis ist in Bild 6.82 dargestellt. Da allein mit Wasserlagerung und Ofentrocknung kein vollständiger Zerfall der Tonsteinprobe in die einzelnen Mineralkörner möglich war, wurde die Teilprobe mittels eines Mörsers zerkleinert und dann zusammen mit Wasser und einigen Geröllen in Kies Kornfraktion in einen Schüttler gegeben.

Die Fließ- und Ausrollgrenzen wurden an zwei Teilproben von BP2 und BP5 bestimmt. Die künstliche Aufbereitung erfolgte mittels Aufbereitung im Schüttler. Die Ergebnisse sind im Plastizitätsdiagramm in Bild 6.83 dargestellt. An den beiden stark kalkhaltigen Tonsteinproben (BP3, BP4) wurden keine Teilproben aufbereitet und untersucht.

Es wurden insgesamt acht einaxiale Druckversuche durchgeführt. Aus der Tonsteinprobe BP1 wurden dabei drei Prüfkörper herausgearbeitet, an denen jeweils eine einaxiale Druckfestigkeit q_u ermittelt wurde. Ansonsten wurde je Blockprobe ein einaxialer Druckversuch durchgeführt.

Zusammenfassend sind die Ergebnisse und ermittelten Werte der klassifizierenden Untersuchungen in Tabelle 6.15 aufgelistet.

6.15.2 Eindringversuche

An acht Blockproben wurden die Eindringkräfte mittels Konusspitze oder Proctornadel bestimmt. Je Blockprobe wurde ein Eindringversuch durchgeführt.

Die Ergebnisse der Eindringversuche sind grafisch als Kraft-Weg-Diagramm in Bild 6.84 und als Spannungs-Weg-Diagramm in Bild 6.85 dargestellt.

Im Allgemeinen wurden vergleichsweise hohe Eindringkräfte und Spannungen erreicht. Daneben zeigten insbesondere die Eindringkräfte F_{20} der k-Versuche eine große Streubreite der Ergebnisse mit $\Delta F_{20} \approx 2930 \text{ N}$. Bei den p-Versuchen lag die Streubreite bei ca. 700 N. Hier zeigte sich deutlich die Variation der Ergebnisse bei Gesteinsarten, deren Gefüge durch eine Vielzahl an Parametern (Mineralgefüge, Korndichte etc.) geprägt wird und die einen Einfluss auf die Gesteinsfestigkeit und damit auf die Eindringkraft haben.

Dabei war ein gewisser Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Eindringkraft zu er-

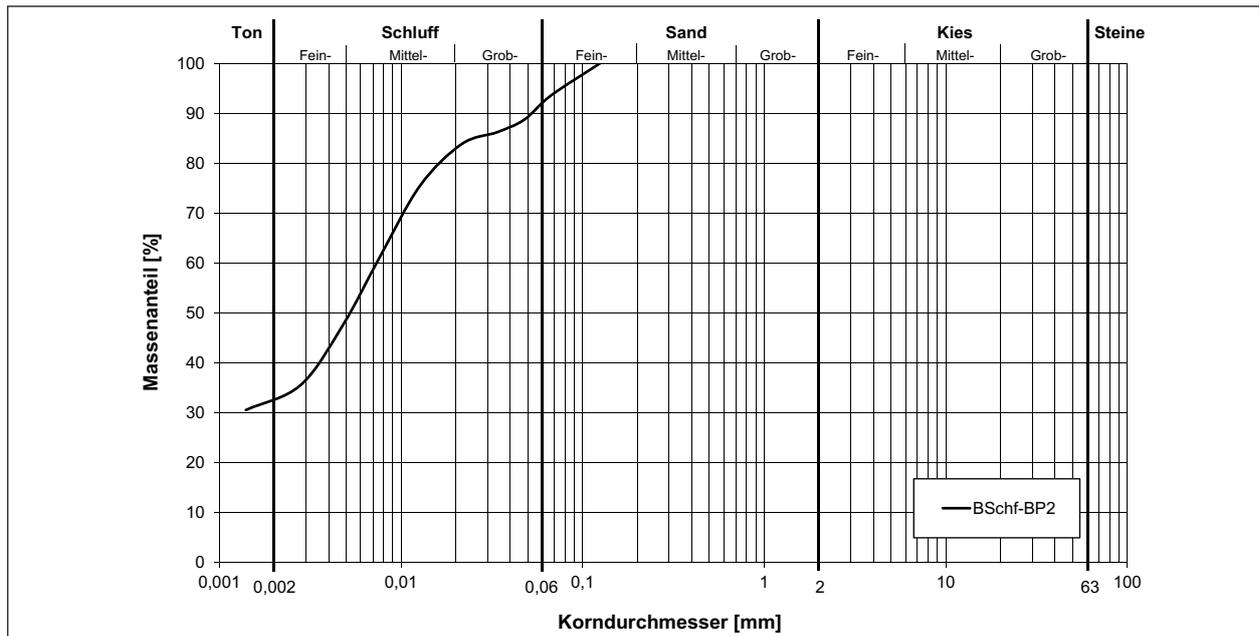


Bild 6.82: Körnungslinie Bröckelschiefer

Probe-Nr.	Bodenart / Gesteinsart (Konsistenz)	Boden-gruppe	Fließ- / Ausroll- / Schrumpfgrenze ($w_L / w_p / w_s$)	Konsistenz-zahl I_c	einaxiale Druckfestigkeit q_u 1. Versuch / 2. Versuch / ... i. M. = Mittelwert	Taschenpenetrometer Q_{UP}
	[-]	[-]	[%]	[-]	[kN/m ²] = [kPa]	[kN/m ²]
BP1	siehe BP5-12	Tonstein aufge- weicht zu Ton (künstlich aufberei- tet)	(40,7 / 18,2 / -) *	1,54 – 1,56	9.117 / 8.284 / 6.739 i. M.: 8.047	nicht möglich
BP2			41,2 / 17,3 / 21,3	1,41	-	nicht möglich
BP3	(40,7 / 18,2 / -) *		1,61	24.532	nicht möglich	
BP4	(40,7 / 18,2 / -) *		1,52	17.674	nicht möglich	
BP5	40,1 / 19,0 / 19,3		1,56	-	nicht möglich	
BP6	(40,7 / 18,2 / -) *		1,47	-	nicht möglich	
BP8	(40,7 / 18,2 / -) *		1,45	3.088	nicht möglich	
BP10	(40,7 / 18,2 / -) *		1,53	7.291	nicht möglich	
BP12	(40,7 / 18,2 / -) *		1,48	4.997	nicht möglich	

* Mittelwerte w_L und w_p aus den zwei Versuchen von BP2 und BP5 (zur Berechnung von I_c)

Tab. 6.15: Übersicht Laborergebnisse Bröckelschiefer

kennen. BP8 mit der geringsten einaxialen Druckfestigkeit erreichte auch die geringste Eindringkraft.

Bei beiden Versuchsarten sind Schwankungen in den Kurvenverläufen zu erkennen, wobei die Kräfte bzw. Spannungen in unregelmäßigem Maß zu- und abnehmen.

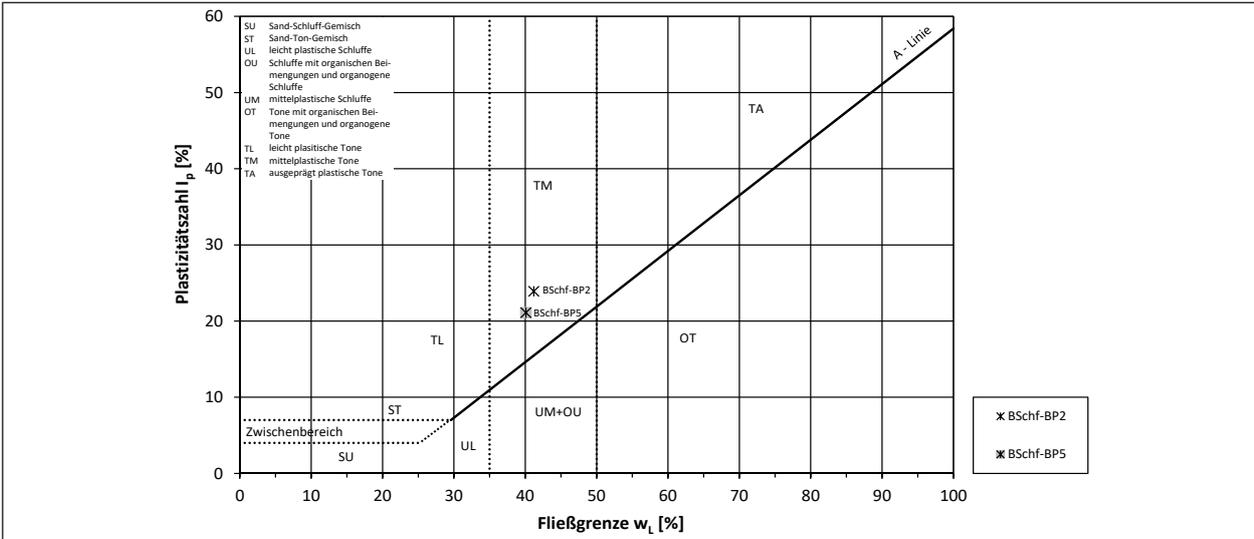


Bild 6.83: Plastizitätsdiagramm Bröckelschiefer

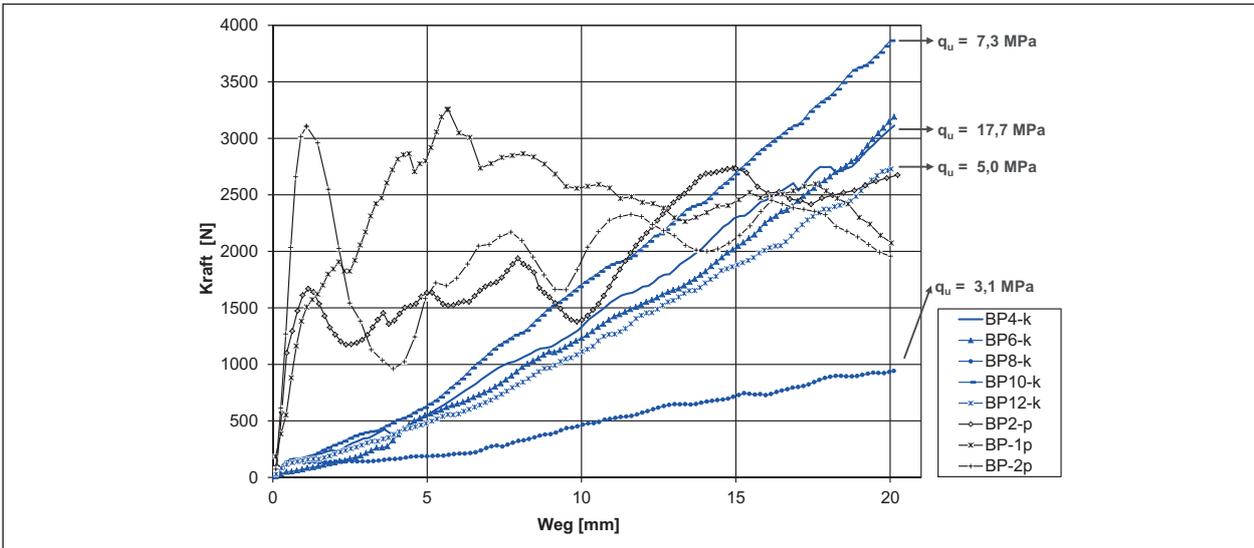


Bild 6.84: Kraft-Weg-Diagramm Bröckelschiefer

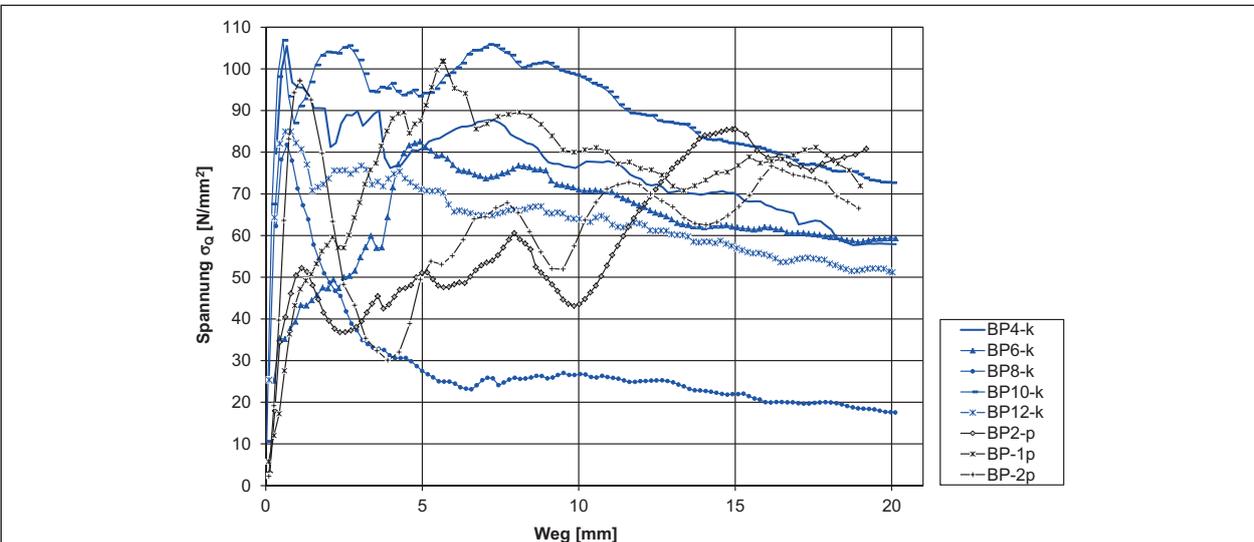


Bild 6.85: Spannungs-Weg-Diagramm Bröckelschiefer

7 Zusammenfassung und Auswertung der Ergebnisse

7.1 Gesamtübersicht der bodenmechanischen Klassifikation

Die Korngrößenverteilungen in Bild 7.1 und das Plastizitätsdiagramm in Bild 7.2 geben die Bandbreite der untersuchten Böden und Gesteine wieder. Aus Bild 7.2 ist zu erkennen, dass sowohl Tone leichter als auch mittlerer und ausgeprägter Plastizität untersucht wurden. Aus den Korngrößenverteilungen wird ersichtlich, dass sowohl feinkörnige als auch gemischtkörnige Böden untersucht wurden. Insgesamt wurde damit eine breites Spektrum an Böden abgedeckt.

7.2 Zusammenfassung der Eindringversuche

Insgesamt war die Durchführung der Eindringversuche einfach. Die Versuchsdauer mit ca. 30 Minuten war vergleichbar mit den einaxialen Druckfestigkeitsversuchen, wobei diese abhängig von der Stauchungsgeschwindigkeit zwischen 5 bis 30 Minuten liegen kann.

Ob Eindringversuche überhaupt möglich waren, war abhängig davon, ob Prüfkörper standfest waren. Analog zu den einaxialen Druckversuchen müssen demnach überhaupt Probekörper herstellbar sein. Böden oder Gesteine, die bereits bröselig in der Hand zerfallen sind oder in situ stark ge-

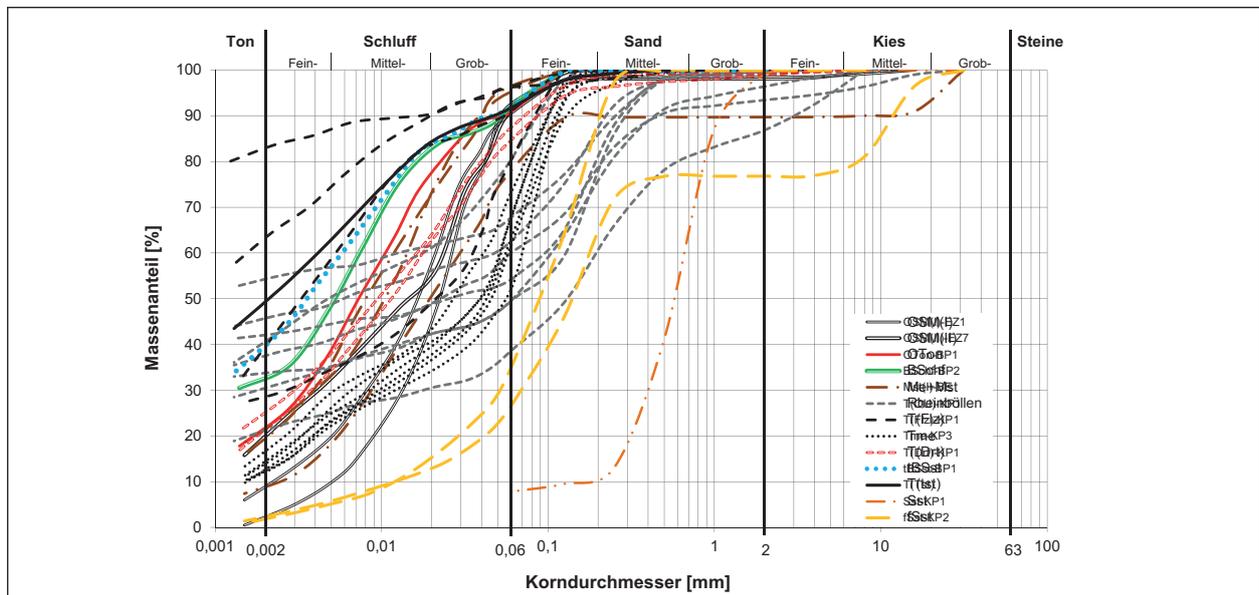


Bild 7.1: Körnungslinien, Gesamtübersicht aller untersuchten Böden

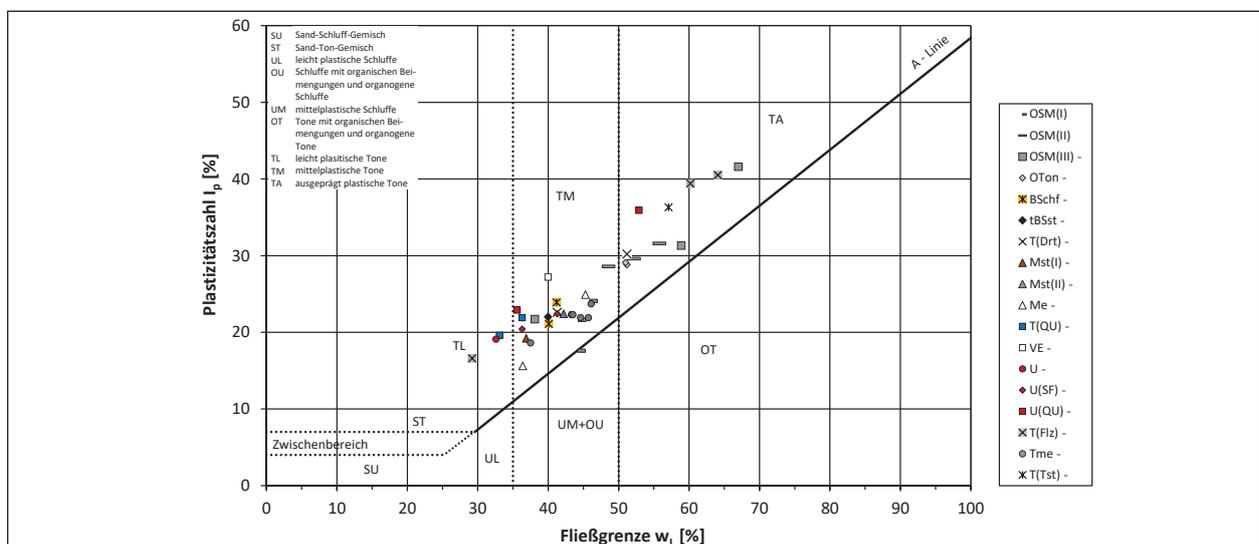


Bild 7.2: Plastizitätsdiagramm, Gesamtübersicht aller untersuchten Böden

schichtet waren, wie z. B. Gneis (siehe Kapitel 4.3.16) oder Mergelstein (siehe Kapitel 4.3.16), waren nicht geeignet.

Analog zu den einaxialen Druckversuchen müssen Probekörper vor Versuchsbeginn hergestellt werden. Bei Entnahmezylindern aus Bohrungen oder Schürfen war kein weiterer Aufwand erforderlich. Bei den Blockproben mussten die Prüfkörper durch zusätzliches Schneiden und Einzementieren in den Zylinderring hergestellt werden. Trotz höherem Aufwand bei Blockproben war jedoch an jeder Probenart der Eindringversuch mittels Konus oder Proctornadel möglich, egal ob bei einem Entnahmezylinder, einer Kern- oder Blockprobe.

Bezüglich der Geometrie der Probekörper stellte sich außerdem ein Unterschied in der Genauigkeit der Probekörperabmessungen zwischen Druck- und Eindringversuchen heraus. Für die einaxialen Druckversuche müssen i. d. R. prismatische Prüfkörper mit exakten Abmessungen und bestimmten Höhe-Breite-Verhältnissen hergestellt werden. Bei den Eindringversuchen genügen grobe Abmessungen der Prüfkörper, so dass sie in die Prüfkörperformen eingepasst werden können. Bei Proben, die leicht zerbrachen, waren aus diesen Gründen keine einaxialen Druckversuche wohl aber Eindringversuche möglich, z. B. Tonmergel (Rhein-Herne-Kanal) und Tonstein (Schleuse Erlangen). Damit kann der Eindringversuch als Ergänzung zum einaxialen Druckversuch Hinweise zur einaxialen Druckfestigkeit eines Boden- oder Gesteinskörpers liefern.

Sowohl bei den einaxialen Druck- als auch Eindringversuchen ist zu beachten, dass die ermittelten Festigkeiten bzw. Eindringkräfte nur für den Einzelprobekörper und nicht für den Gesamtgesteinsverband gelten und der Einzelprobekörper eine höhere Festigkeit aufweisen kann als das anstehende Gebirge. Zudem kann die Festigkeit zwischen einzelnen Probestücken trotz Entnahme aus gleicher Schicht und unmittelbar nebeneinander stark variieren, wie z. B. beim Bröckelschiefer und Buntsandstein.

Bei den Eindringversuchen zeigte sich tendenziell eine obere Festigkeitsgrenze, ab der Eindringversuche nicht mehr möglich waren und nur zu einem Verbiegen der Konusspitze wie beim Opalinustonstein führen würden. Diese Grenze konnte nicht eindeutig festgelegt werden, da beim Bröckelschiefer bei ähnlich hohen Festigkeiten kein Verbiegen der Konusspitze aufgetreten ist. Tendenzuell ist aber

ab $q_u \approx 20$ MPa die Durchführung eines Eindringversuches nicht mehr möglich.

Untersucht wurde außerdem der Einfluss der Ansatzpunkte. Da eine gegenseitige Beeinflussung der Versuchsstellen nicht gänzlich ausgeschlossen werden kann, wäre es sinnvoll, je Probenquerschnitt einen Eindringversuch mittels Konus oder Protornadel durchzuführen (siehe auch Kapitel 7.3). Nicht untersucht wurden die Auswirkungen der Prüfrichtungen, parallel oder senkrecht zur Schichtung. Da aber auch bei den einaxialen Druckversuchen i. d. R. senkrecht zur Schichtung belastet wird, wurde diese Prüfrichtung auch bei den Eindringversuchen angewendet. Da Boden- und Felsstrukturen (z. B. Schichtung, Schieferung) das Ergebnis beeinflussen könnten, sollte die Prüfrichtung im Versuchsprotokoll angegeben werden.

Zusammenfassend war die Durchführung der Eindringversuche einfach. Bedingung war analog zu den einaxialen Druckversuchen, dass Probekörper herstellbar sind. Bedingt durch die grobe Prüfkörperform blieben bei leicht zerbrechlichen Proben, bei denen keine einaxialen Druckversuche möglich waren, die Eindringversuche als einzige Möglichkeit zur Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit.

7.3 Zusammenhänge und Ansätze einer Korrelation der Ergebnisse

Es wurden zahlreiche Klassifikations-, einaxiale Druck- sowie Eindringversuche an unterschiedlichen Böden und Gesteinen durchgeführt. Die Ergebnisse aus den Kapiteln 6.1 bis 6.15 sind in den nachfolgenden Diagrammen in Bild 7.5 bis Bild 7.10 zusammengestellt.

Im Zuge der Literaturrecherche wurde bereits auf die Korrelation zwischen der undrainierten Scherfestigkeit und der Konsistenzzahl nach WROTH & WOOD (1978) hingewiesen. Diese Korrelationskurve wurde in die Ergebnisse mit einbezogen und ist im Druckfestigkeits- Konsistenzzahl-Diagramm in Bild 7.3 (halblogarithmischer Maßstab) und in Bild 7.4 (linearer Maßstab) zusätzlich zu den Ergebnissen eingezeichnet. Für eine übersichtlichere Darstellung der Festigkeitswerte wurden in Bild 7.4 nur die Werte bis 10.000 kN/m² dargestellt, so dass folglich zwei Werte des Bröckelschiefers fehlen.

Tendenziell erreichten demnach Böden mit höherer Konsistenzzahl auch höhere einaxiale Druckfestig-

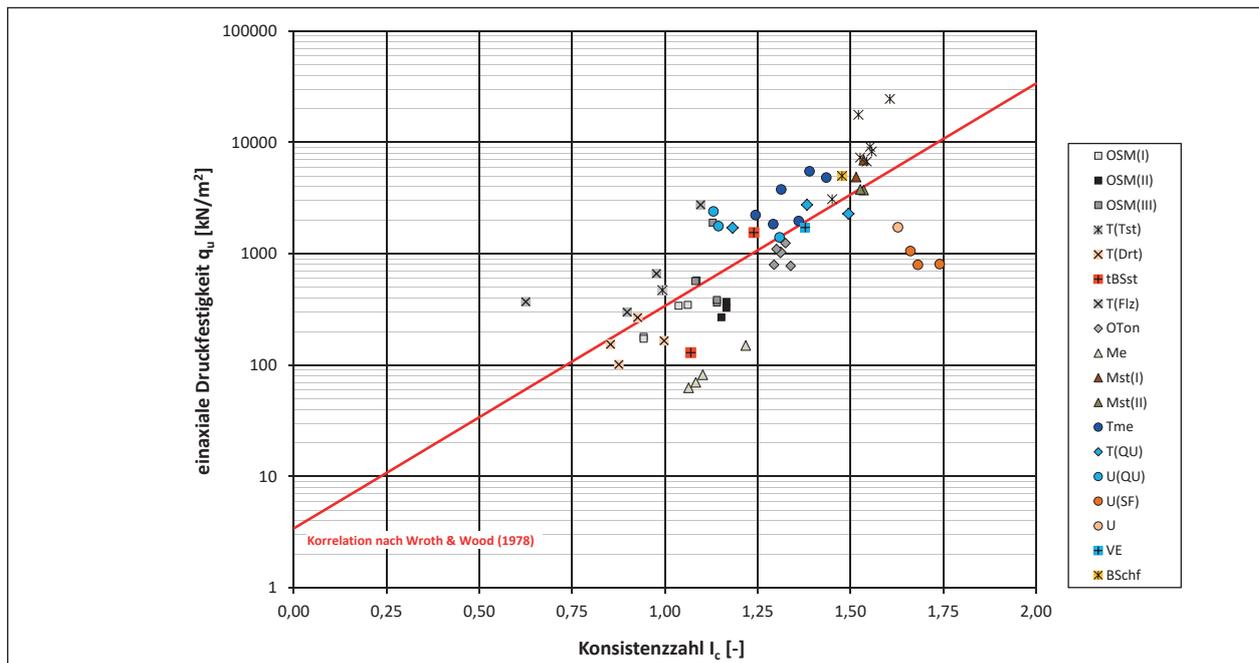


Bild 7.3: Druckfestigkeits-Konsistenzzahl-Diagramm (halblogarithmisch)

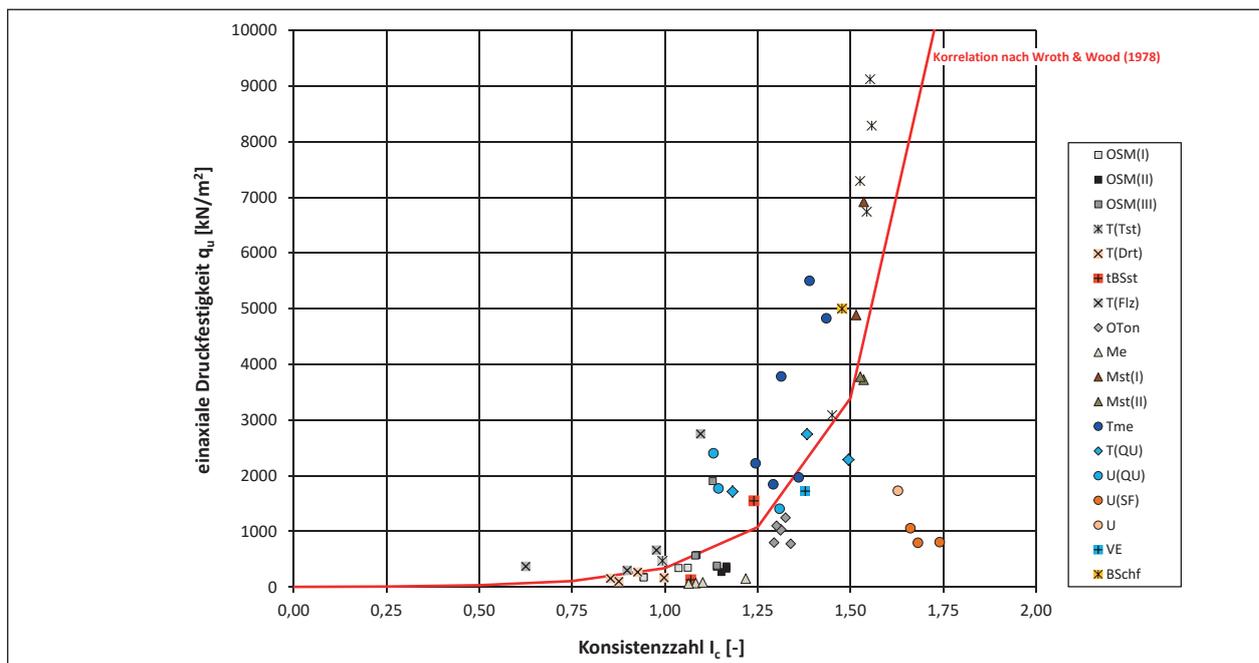


Bild 7.4: Druckfestigkeits-Konsistenzzahl-Diagramm (linear; q_u bis 10.000 kN/m^2)

keiten. Besonders oberhalb von einer Konsistenzzahl von $I_c = 1,0$, insbesondere ab ca. $I_c = 1,1$, stiegen die einaxialen Druckfestigkeiten exponentiell an (siehe Bild 7.4). Allerdings lagen die Wertepaare teilweise mit großen Abweichungen von dieser Korrelationskurve entfernt. Hierbei ist jedoch zu sagen, dass diese Korrelation für bindige Böden im Konsistenzbereich von $I_c = 0$ bis $I_c = 1,0$ entwickelt wurde und deshalb hier nur als Vergleich eingezeichnet wurde. Das Verhalten der Böden und Gesteine

oberhalb einer Konsistenzzahl von $I_c > 1,0$ wird durch weitere Gefügeparameter bestimmt, die durch die Korrelationskurve nicht beschrieben werden. Insbesondere das Trennflächengefüge und die Probenzusammensetzung (Grad der Heterogenität, Verfestigungen) können Einflüsse auf das Bruchverhalten und damit die einaxiale Druckfestigkeit haben. Darüber hinaus wird die Plastizität festerer Böden immer nur am aufbereiteten Feinanteil der Probe bestimmt. Die darauf basierende Konsistenz-

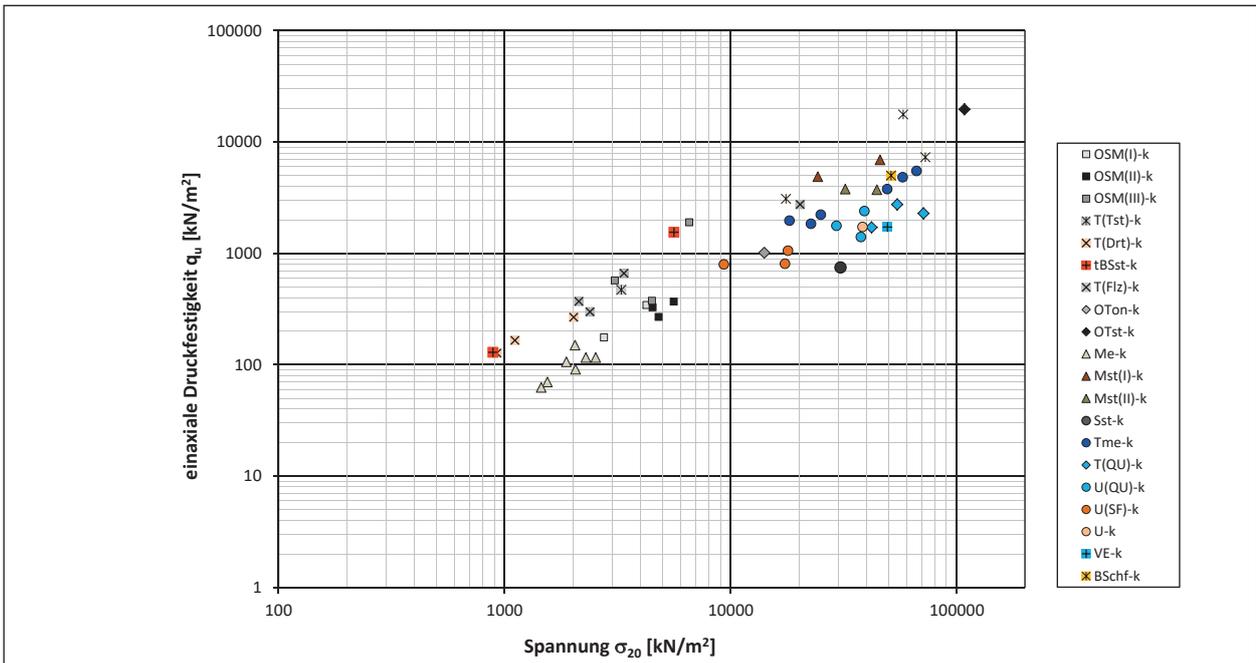


Bild 7.5: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Gesamtübersicht Konus-Versuche (k)

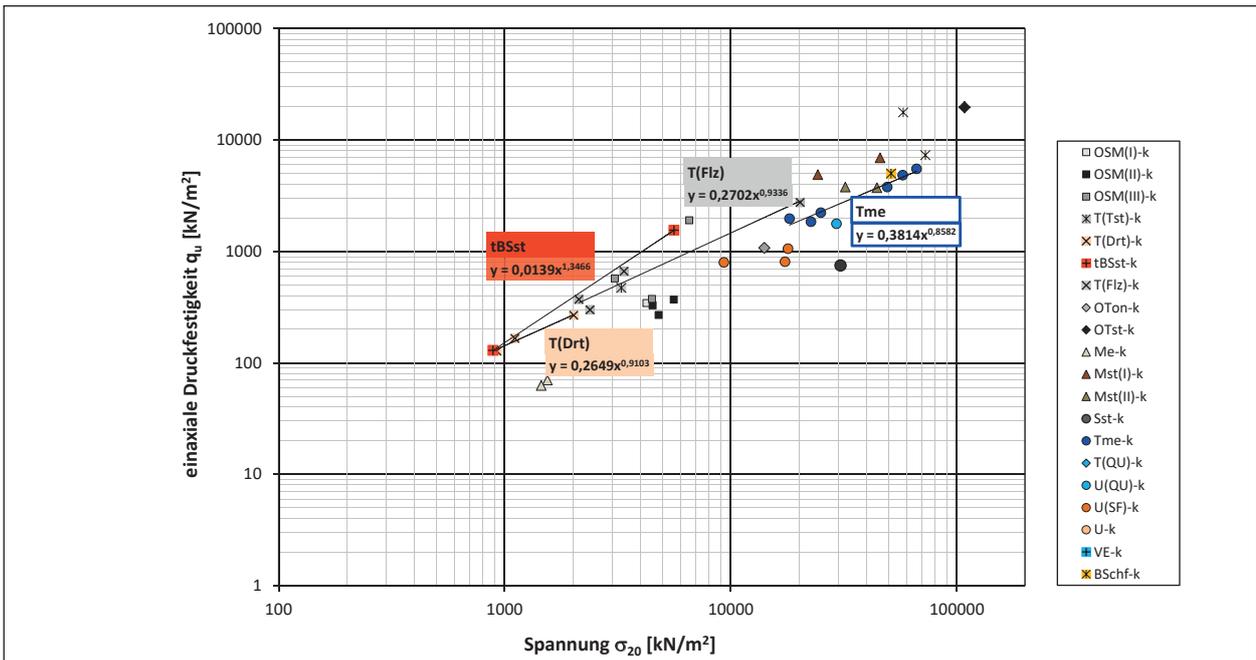


Bild 7.6: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Gesamtübersicht Konus-Versuche (k) mit möglichen Trendlinien (Potenzfunktion) für ausgewählten Böden (T(Drt), tBSst, T(Flz), Tme)

zahl ist deshalb nicht ausreichend, um das Festigkeitsverhalten des gesamten Bodens bzw. Gesteins zu beschreiben.

Eine Übersicht über die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten q_u im Vergleich zu den ermittelten Querschnittsspannungen σ_{20} sind in Bild 7.5 dargestellt. Analog zum Ansatz nach WROTH & WOOD (1978) wäre auch ein eindeutiger Zusammenhang

zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Spannung σ_{20} wünschenswert. Um einen Zusammenhang zwischen den ermittelten Werten herzustellen, sollten die Versuche möglichst an einem Probestück durchgeführt werden, insbesondere weil die Festigkeit zwischen einzelnen Probestücken stark variieren kann. Dies war leider nicht bei allen Proben aufgrund der zur Verfügung stehenden Abmessungen möglich. Außerdem ist zu be-

achten, dass die Eindringung mittels Konus oder Proctornadel nicht das Bruchverhalten im einaxialen Druckversuch widerspiegelt.

Zudem ist, wie bereits erwähnt, die maximal erreichbare Spannung bzw. das Bruchverhalten bei festeren Böden bzw. Gesteinen abhängig vom Gefüge und der Zusammensetzung der Probe (Trennflächen, Korngrößen, Dichte, Wassergehalt usw.). Die Gewichtung jeder dieser Parameter zum Aufstellen einer Korrelation ist zunächst unbekannt. Auch die mehrfach erwähnte Unregelmäßigkeit der Kurvenverläufe bei den k- und p-Versuchen gibt einen Hinweis auf die Heterogenität der Probenzusammensetzung. Umso heterogener eine Probe ist, umso größer war die Streubreite der Ergebnisse und umso unregelmäßiger verliefen die Kraft- und Spannungskurven. Einschlüsse, Verfestigungen oder ähnliche Schwachstellen können den Kraftverlauf und damit das Ergebnis beeinflussen. Anders als beim einaxialen Druckversuch kann die Probe nicht vorzeitig versagen, sondern es kann lediglich zu einer Änderung des Kraftverlaufs kommen oder zu einem Verbiegen des Prüfstückes.

Auch wenn ein allgemein gültiger Zusammenhang von vielen Faktoren beeinflusst wird und ohne die Einbeziehung und Untersuchung weiterer Faktoren (z. B. Trennflächengefüge) nicht ermittelt werden konnte, ist näherungsweise aus Bild 7.5 erkennbar, dass die aus den Eindringversuchen ermittelten

Spannungen σ_{20} ungefähr zehnmal höher sind als die einaxialen Druckfestigkeiten q_u ($\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$).

Dieser allgemein gültige Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit q_u und Eindringspannung σ_{20} nach Bild 7.5 ($\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$) kann in Abhängigkeit von der Boden- bzw. Gesteinsart auch detaillierter anhand der folgenden Potenzfunktion aufgestellt werden:

$$q_u = a \cdot \sigma_{20}^b$$

mit: q_u : einaxiale Druckfestigkeit [kN/m²]

σ_{20} : Spannung nach 20 mm Eindringweg [kN/m²]

a, b: Koeffizienten, abhängig von der Boden- bzw. Gesteinsart

Insbesondere der Ton (Diorit), der Buntsandstein, der Ton (Flöz) und der Tonmergel zeigten einen Zusammenhang zwischen einaxialer Druckfestigkeit und Spannung σ_{20} . Für diese vier Böden wurden exemplarisch Trendlinien basierend auf dem Ansatz der oben genannten Potenzfunktion ermittelt und in Bild 7.6 dargestellt.

Insgesamt wurden über 65 Eindringversuche mittels Konusspitze durchgeführt. Im Gegensatz zur Proctornadel, die besser für halbfeste bis feste Böden geeignet ist, kann der Konus, bedingt durch seine Geometrie, bei festeren Böden und weichen Fels eingesetzt werden. Die ca. 25 durchgeführten p-Versuche sind im Spannungs-Druckfestig-

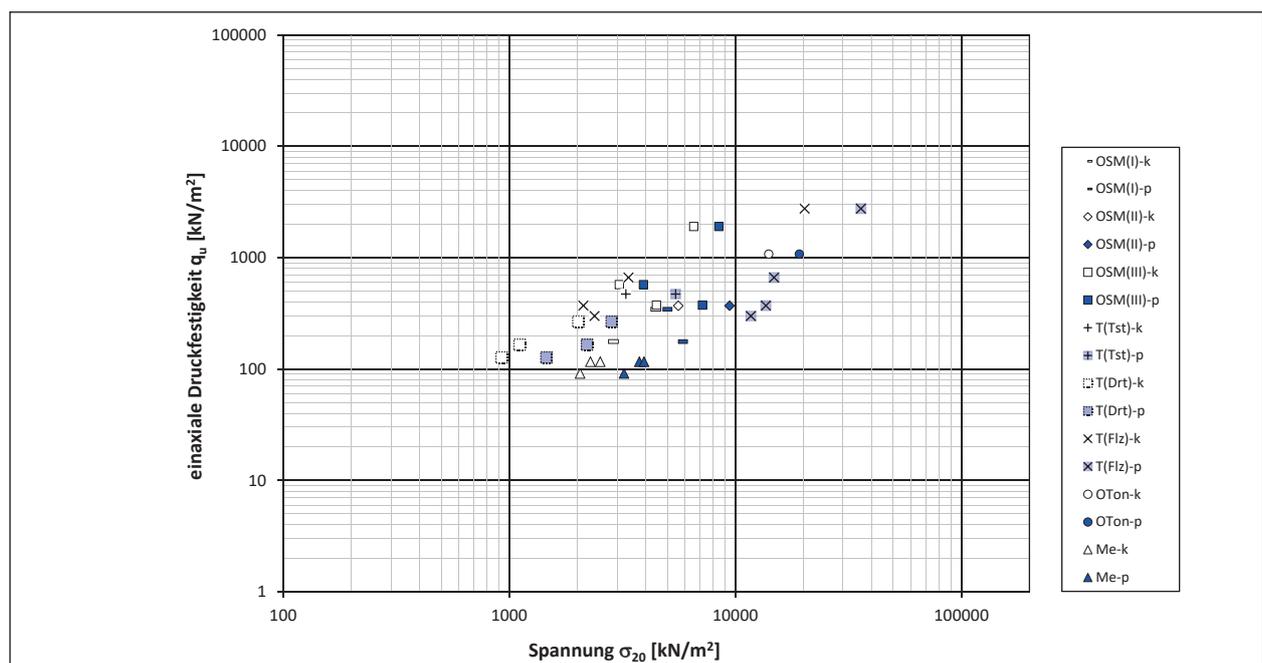


Bild 7.7: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Gesamtübersicht Proctornadel-(p)-Versuche im Vergleich zu den Konus-(k)-Versuchen

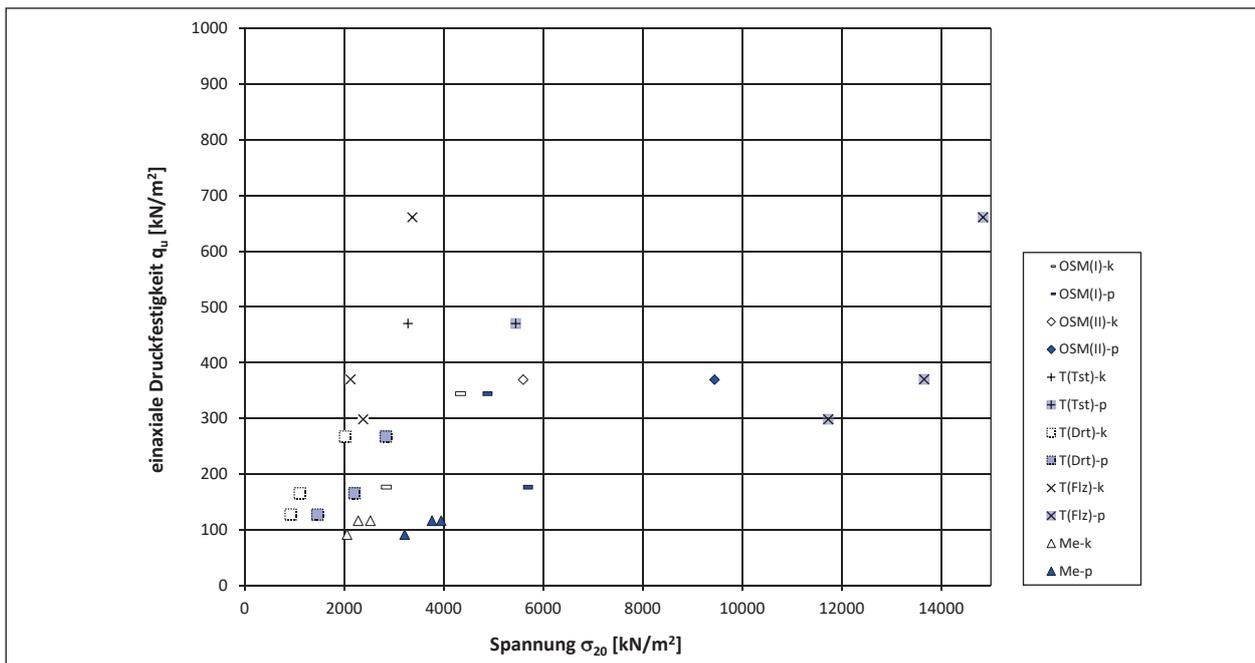


Bild 7.8: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (linear; q_u bis 1.000 kN/m² und s_{20} bis 15.000 kN/m²), Proctornadel-(p)-Versuche im Vergleich zu den Konus-(k)-Versuchen

keits-Diagramm (doppelt-logarithmisch) in Bild 7.7 im Vergleich zu den k-Versuchen dargestellt.

Es zeigte sich, dass mit den p-Versuchen tendenziell höhere Spannungen erreicht wurden als bei den k-Versuchen. Außerdem lagen in Abhängigkeit von der Boden- bzw. Gesteinsart die Endwerte der Querschnittsspannung σ_{20} unterschiedlich nah zusammen. Da die Streubreite im doppelt-logarithmischen Maßstab nur schwer zu erkennen ist, wurden die Querschnittsspannungen σ_{20} aus den Konus- und Proctornadel-Versuchen ergänzend im linearen Maßstab in Bild 7.8 dargestellt. Für eine übersichtlichere Darstellung sind nur die Ergebnisse für q_u bis 1.000 kN/m² und für σ_{20} bis 15.000 kN/m² dargestellt. Demnach ist die unterschiedliche Spannweite der Ergebnisse aus den Konus- und Proctornadel-Versuchen der einzelnen Böden zu erkennen. Beispielsweise lagen die Werte beim Ton (Flöz) weiter auseinander als beim Ton (Diorit).

Anschließend an die Eindringversuche wurden weiterführende Untersuchungen zum möglichen Einsatz des Taschenpenetrometers durchgeführt. Dazu wurden im Labor an den Prüfkörpern der Eindringversuche nach Versuche auch die einaxialen Druckfestigkeitswerte Q_{up} mit dem Taschenpenetrometer ermittelt. Bei vielen Proben war eine Eindringung trotz Aufsätzen aber nicht möglich, so dass insgesamt nur wenige Ergebnisse vorliegen. Insbesondere bei festem Boden bis weichem Fels war

keine Eindringung mehr möglich. Zudem ist die Anwendung bei stark zerklüfteten und geschichteten Böden und Gesteinen nicht möglich. Entweder würde eine vollständige Eindringung in die weiche bindige Zwischenschicht erfolgen oder keine Eindringung in die festeren Lagen. In keinem der Fälle würde ein Messwert ermittelt werden können. Dies wurde bei den Böden am Schwarzkopftunnel in situ mehrfach festgestellt.

Überlegungen größere Handpenetrometer wie nach DIN 19662 einzusetzen, müssten noch überprüft werden. Insbesondere bei Proben aus Erkundungsbohrungen wird die Anwendung dieses Penetrometers jedoch schwierig. Im Allgemeinen wird jede Penetrometer-Messung nur punktuelle Werte wiedergeben.

Die ermittelten Werte sind im Vergleich zur einaxialen Druckfestigkeit in Bild 7.9 dargestellt. Es ist ein prinzipieller Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit q_u und der einaxialen Druckfestigkeit Q_{up} aus dem Taschenpenetrometer-Versuch zu erkennen. Erwartungsgemäß sollte sich eine gute Korrelation für homogene bindige Böden im Bereich einer Konsistenzzahl von $I_c < 1,0$ ergeben. Dies konnte im Zusammenhang mit Untersuchungen nach VOGT & STIEGELER (2003) festgestellt werden. Zur Abschätzung der Festigkeit einer Dichtwandmasse vor Ort auf der Baustelle wurden Eindringversuche mit einer Proctornadel (Durchmesser

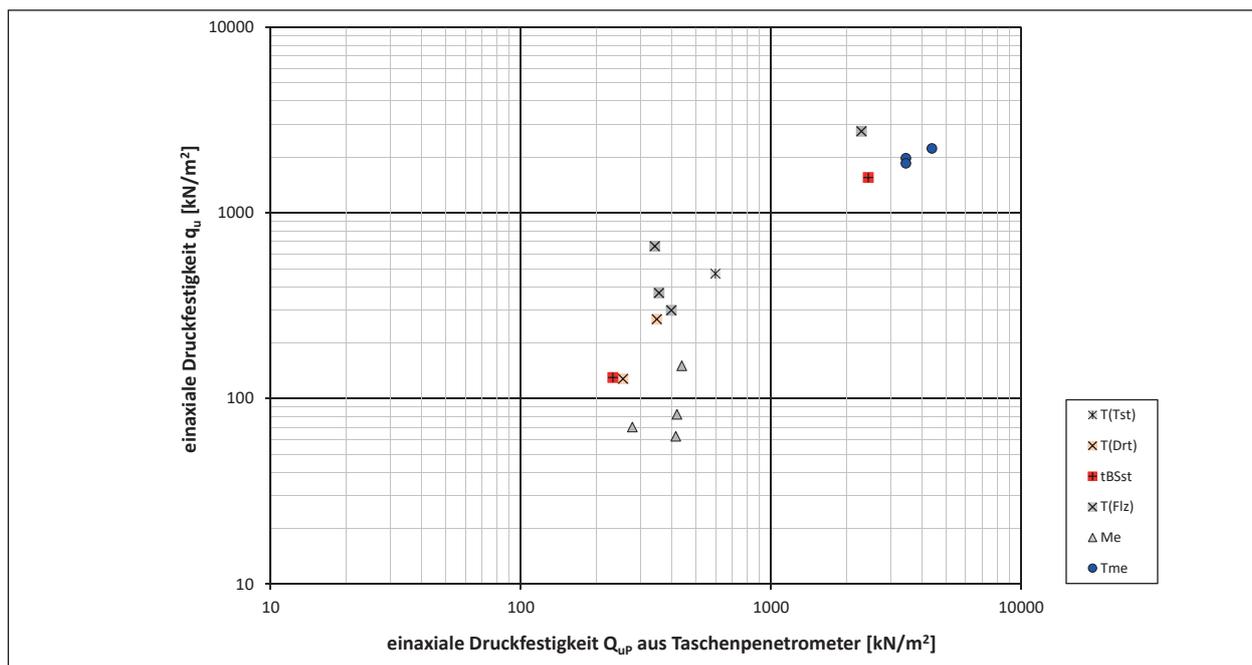


Bild 7.9: Druckfestigkeits-(q_u)-Taschenpenetrometer-(Q_{uP})-Diagramm (doppelt-logarithmisch)

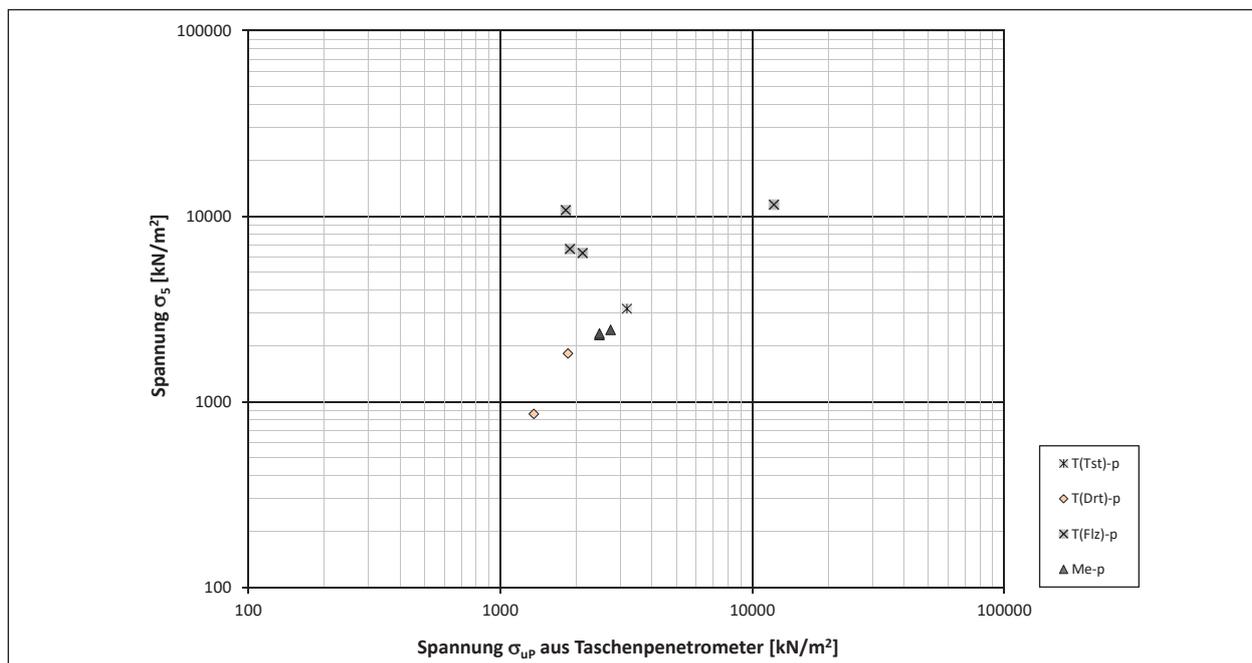


Bild 7.10: Spannungs-(σ_5)-Taschenpenetrometer-(σ_{uP})-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Proctornadel-(p)-Versuche

von 3,2 mm) sowie an unmittelbar benachbarten Probekörpern die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt. Aus der Regressionsgeraden ergab sich ein annähernd guter Zusammenhang, so dass eine schnelle Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit der Dichtwandmasse möglich war (VOGT & STIEGELER, 2003). Bei der Dichtwandmasse handelte es sich allerdings um ein vergleichsweise homogenes Material. Korrelationen an heterogenen Böden

sind nach den vorliegenden Untersuchungen nicht so einfach möglich.

Eine Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit q_u und der einaxialen Druckfestigkeit Q_{uP} aus dem Taschenpenetrometer-Versuch ist auch deshalb nicht eindeutig, da eine Eindringung mittels Penetrometer nicht das Bruchverhalten bei Zusammendrückung eines Prüfkörpers im Druckversuch

widerspiegelt. Abhängig von der Bodenart können hier unterschiedliche Ergebnisse erzielt werden wie z. B. beim Mergel in Bild 7.9 im Vergleich zu den anderen untersuchten Böden.

Die ermittelten Spannungen σ_{up} der Taschenpenetrometer-Versuche im Vergleich zu den Spannungen σ_5 aus dem Eindringversuch mittels Proctornadel sind in Bild 7.10 dargestellt. Die Darstellung im Vergleich zur Spannung σ_5 (5 mm Eindringweg) aus dem Eindringversuch ergibt sich, da auch beim Taschenpenetrometer eine Ablesung erfolgt, wenn es 5 mm in die Probe eingedrückt wird. Beide Prüfkörper besitzen annähernd die gleiche Querschnittsfläche. Die Abweichung des Durchmessers liegt nur bei 0,03 mm.

Aus Bild 7.10 zeigt sich, dass die zum Zusammendrücken des Taschenpenetrometers erforderliche Spannung σ_{up} in einer ähnlichen Größenordnung liegt wie die aus dem Eindringversuch mit der Proctornadel ermittelte Spannung σ_5 . Nur beim Ton (Flöz) wurden deutlich unterschiedliche Spannungen ermittelt. Leider waren an nur wenigen Probekörpern von den etwa 25 p-Versuchen Taschenpenetrometer-Versuche möglich. Ein Vergleich mit den k-Versuchen wurde aufgrund der unterschiedlichen Geometrie der Prüfkörper nicht vorgenommen.

8 Empfehlungen zur Unterscheidung zwischen Locker- und Festgestein nach DIN 18300

Die Auswertung der Laborversuche hat gezeigt, dass keine exakte Grenze zwischen Boden und Fels definiert werden kann. Vielmehr ist die Definition eines Übergangsbereiches erforderlich, für den sowohl Boden- als auch Felsparameter bestimmt werden müssen. In der Praxis treten immer wieder Fälle auf, wo einerseits Böden so stark felsartig verfestigt sind, dass zusätzlich neben den Bodenparametern auch die Ermittlung einiger Felsparameter erforderlich wird. Andererseits kommt es bei Fels häufig vor, dass dieser in Folge physikalischer und/oder chemischer Verwitterung zu Boden entfestigt ist. Neben den Felsparameter müssen in diesem Fall auch Parameter aus der Parameterliste Boden ermittelt werden.

Aufgrund der durchgeführten Laborversuche und unter Berücksichtigung der Literaturrecherche (siehe Kapitel 3) wird empfohlen, einen Übergangsbereich zwischen Boden und Fels zu definieren. Dieser betrifft Böden mit einer Konsistenzzahl von ca. $I_c > 1,15$, für die ergänzend Felsparameter ermittelt werden sollten, da hier die Festigkeit nicht mehr zutreffend über die Konsistenz beschrieben werden kann. Sofern dann der einaxiale Druckversuch nicht durchgeführt werden kann, kann auch mit dem Eindringversuch eine Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgen. Böden mit einer Konsistenzzahl von ca. $I_c > 1,25$ und einer einaxialen Druckfestigkeit $q_u > 1$ MPa bzw. einer Eindringspannung mit dem Konus von ca. $\sigma_{20} > 10$ MPa können zumeist als Festgestein definiert werden. Bei hohen Festigkeiten sind dann in der Regel nur Versuche mit der Konusspitze möglich.

Bei zersetztem Fels erfolgt die Beschreibung nach DIN 14689-1. Demnach wird die einaxiale Druckfestigkeit bzw. ergänzend die Eindringkraft ermittelt. Festgesteine bzw. Felsarten, die eine einaxiale Druckfestigkeit von ca. $q_u < 1$ MPa bzw. eine Eindringspannung mittels Konusspitze von ca. $\sigma_{20} < 10$ MPa erreichen, verhalten sich vermutlich wie ein Boden. Demnach müssen neben den Felsparametern auch die Bodenkennwerte bestimmt werden. Der ermittelte Korrelationsansatz von $\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$ ergibt sich hier näherungsweise aus den durchgeführten Eindring- und einaxialen Druckversuchen.

Zusammenfassend kann der Eindringversuch als Ergänzung zum einaxialen Druckversuch bzw. bei leicht zerbrechlichen oder stark zerklüfteten Proben, bei denen kein einaxialer Druckversuch möglich ist, sogar als Alternative dienen und Hinweise zur einaxialen Druckfestigkeit eines Locker- oder Festgesteins liefern. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wird die Durchführung des Eindringversuches mit dem Konus im Vergleich zur Proctornadel empfohlen, da sich die Konus-Versuche bei festeren Böden als geeigneter und unempfindlicher gegenüber Inhomogenitäten erwiesen. Bei bindigen Böden kann der Versuch auch als Alternative zur Konsistenzbestimmung eingesetzt werden.

Da sowohl der Eindring- als auch der einaxiale Druckversuch allerdings nicht immer möglich sind, müssen auch weitere Zuordnungswerte für Übergangsbereiche mit herangezogen werden. Bei den Literaturrecherchen haben sich folgende Kennwerte herauskristallisiert.

Eine Unterscheidung zwischen Boden und Fels kann zusätzlich anhand des Trennflächengefüges nach DIN EN ISO 14689 bzw. nach dem Merkblatt der Felsbeschreibung über die Klüftung (Kluftabstände) und Schichtung (Schichtflächenabstände) erfolgen. Sobald ein stark verwitterter und zerklüfteter Boden ansteht, liegt ein Übergangsboden bzw. -gestein vor. Das Löseverhalten wird dabei nicht nur vom Trennflächengefüge, sondern auch von der Größe der lösaren Brocken im Gefüge bestimmt. Blöcke, die größer als 1 m bis 2 m sind, müssen durch Sprengarbeiten abgebaut werden. Ähnlich verhält es sich mit dem Stein- und Blockanteil im Boden. Bis jetzt wurden Bodenarten mit über 30 % Massenanteil an Blöcken zur (Fels)Klasse 6 zugeordnet. Gemäß der überarbeiteten Fassung der DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013) sollen solche Böden Boden zugeordnet werden, wobei der Stein- und Blockanteil nach DIN EN ISO 14688-2 angegeben wird (siehe Parameterliste Kapitel 1). Zusätzlich sollten unter Berücksichtigung des Geltungsbereichs der DIN 18300 die Festigkeit dieser Blöcke ermittelt werden, da diese bei der Kalkulation der Gerätschaften für die Prozesse Lösen, Laden, Einbauen und Verdichten einen maßgeblichen Einfluss haben können. Auch der RQD-Index könnte als sinnvolle Ergänzung Hinweise zur Zerklüftung liefern.

Weiterhin kann die Art der Bohrung bereits einen Hinweis für den Übergangsbereich geben. Im Übergang Locker-/ Festgestein wird mit einer Rammkernbohrung gearbeitet. Es stellt sich die Frage, ob bei einem Umstellen auf eine Rotationskernbohrung zwingend ein Fels vorliegt.

Das Taschenpenetrometer kann bei festeren bindigen Böden Hinweise auf die einaxiale Druckfestigkeit liefern. Allerdings bei Übergängen vom Festgestein zum Fels ist in der Regel eine Eindringung mit dem Taschenpenetrometer aufgrund der hohen Gefügefestigkeit nicht mehr möglich. Dagegen ist bei stark zerklüfteten und geschichteten Böden und Gesteinen die Ermittlung eines repräsentativen Festigkeitswertes nicht zielführend und demnach auch hier der Einsatz des Taschenpenetrometers eingeschränkt. Der Einsatz eines größeren Handpenetrometers nach DIN 19662 für Festgesteine müsste noch überprüft werden. Insbesondere bei Proben aus Erkundungsbohrungen wird die Anwendung dieses Penetrometers schwierig.

Weiterhin konnte eine ungefähre obere Festigkeitsgrenze von ca. 20 MPa ermittelt werden, ab der die Eindringversuche nicht mehr möglich waren und

nur zu einem Verbiegen der Konusspitze führen würden. Dabei sind allerdings die maximal aufnehmbaren Kräfte der Prüfkörper nicht nur aufgrund der Geometrie begrenzt, sondern hängen auch von der Scherfestigkeit des Gesteins ab. Daher ist die obere Festigkeitsgrenze nicht für jedes Gestein gleich.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge der Überarbeitung der DIN 18300 soll in Zukunft die bisherige Einstufung von Boden und Fels entsprechend des Zustands beim Lösen in Boden- und Felsklassen durch eine Einteilung entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche ersetzt werden. Die Beschreibung der Homogenbereiche mittels festgelegter Parameter soll dem Bieter eine fundierte und detaillierte Grundlage liefern, um die erforderlichen Bauverfahren ermitteln und deren Preise kalkulieren zu können. Dadurch sollen Streitfälle vermieden werden, die sich häufig durch fehlerhafte Einstufungen bei den Boden- und Felsklassen ergeben haben.

Bei der Anwendung der Homogenbereiche müssen zukünftig für Boden andere Eigenschaften und Kennwerte ermittelt werden als für Fels. In der Baupraxis treten jedoch oftmals natürliche Übergangsbereiche zwischen Boden / Lockergestein und Fels / Festgestein auf. Anhand von Pilotprojekten zur Anwendbarkeit der Ausweisung von Homogenbereichen wurde festgestellt, dass ein geeignetes Kriterium für eine Zuordnung zu Boden oder Fels fehlt.

Für bindige Böden erfolgte die bisherige Zuordnung über die Konsistenz. Halbfeste Böden wurden der Bodenklasse 4 bzw. 5, feste Böden der Felsklasse 6 zugeordnet. Die Grenze zwischen halbfester und fester Konsistenz war dabei über die Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2 definiert. Im Rahmen einer vorhergehenden Forschungsarbeit (ETZ et al., 2012) wurde festgestellt, dass der ermittelte Wassergehalt an der Schrumpfgrenze nicht geeignet ist zur Unterscheidung zwischen halbfester und fester Konsistenz. Auch der einaxiale Druckversuch war bedingt geeignet, da die Herstellung der Prüfkörper in vielen Fällen aufgrund des Auseinanderbrechens der Prüfkörper nicht möglich war. Daraufhin wurde der Eindringversuch mittels Konusspitze und Proctornadel entwickelt. Die einfache Durchführung und

Anwendbarkeit wurde bereits an künstlich hergestellten Proben bewiesen.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden die Eindringversuche nach ETZ et al. (2012) an natürlichen, ungestörten Bodenproben durchgeführt. Dazu wurden über 25 Versuchsböden aus unterschiedlichen geologischen Formationen Deutschlands aus Lagerstätten, im Rahmen von Bauprojekten sowie aus Rückstellproben vergangener Projekte gewonnen.

Neben den klassifizierenden Laboruntersuchungen wurden zur Ermittlung von Zuordnungswerten für Übergangsböden bzw. -gesteine je Prüfkörper mindestens ein Eindringversuch mittels Konusspitze und / oder Proctornadel, ein einaxialer Druckversuch sowie die Konsistenzzahl bestimmt. Darüber hinaus sollten Vor- und Nachteile, Anwendungsgrenzen sowie Einflussfaktoren auf den Eindringversuch ermittelt werden.

Insgesamt war die Durchführung der Eindringversuche einfach. Im Gegensatz zu den einaxialen Druckversuchen waren auch bei leicht zerbrechlichen Proben, an denen aus diesem Grund keine einaxialen Druckversuche möglich waren, gerade noch Probekörper herstellbar, um die Festigkeit mit Hilfe des Eindringversuches abzuschätzen (z. B. Tonmergel, Tonstein). Andererseits treten in der Praxis immer wieder Fälle auf, bei denen Böden und Gesteine im Übergangsbereich liegen, aber bereits so stark verwittert oder geschichtet sind, dass keine Prüfkörper hergestellt werden können, weder für Druck- noch für Eindringversuche. Für diese Übergangsbereiche müssten grundsätzlich andere Zuordnungswerte gefunden werden.

Bei den Eindringversuchen ist zu beachten, dass je Probenquerschnitt entweder nur ein Konus- oder ein Proctornadel-Versuch durchgeführt werden sollte, um eine gegenseitige Beeinflussung der Versuchsansatzpunkte zu vermeiden. Darüber hinaus gelten nicht nur bei den Eindringversuchen, sondern auch bei den einaxialen Druckversuchen die ermittelten Werte für den Einzelprobekörper. Die Festigkeit des Gesamtverbandes wird damit nicht ermittelt. Diese Einschränkung der punktuellen Messung gilt auch für Taschenpenetrometer-Versuche.

Die Auswertung der Laborversuche hat gezeigt, dass keine exakte Grenze zwischen Boden und Fels definiert werden kann. Vielmehr ist die Definition eines Übergangsbereiches erforderlich, für den sowohl Boden- als auch Felsparameter bestimmt werden müssen.

Aufgrund einer stark angenäherten Beziehung zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Eindringspannung ($\sigma_{20} \approx 10 \cdot q_u$) können Eindringversuche als Alternative zum einaxialen Druckversuch bzw. bei leicht zerbrechlichen oder stark zerklüfteten Proben, bei denen kein einaxialer Druckversuch möglich ist, als Ersatz dienen. Für Festgesteine bzw. Felsarten, bei denen eine einaxiale Druckfestigkeit von ca. $q_u < 1$ MPa bzw. eine Eindringspannung von ca. $\sigma_{20} < 10$ MPa ermittelt wird, müssen neben den Felsparametern auch die Bodenkennwerte bestimmt werden. Dagegen müssen für Böden mit einer Konsistenzzahl von ca. $I_c > 1,15$ ergänzend Felsparameter ermittelt werden. Sofern dann der einaxiale Druckversuch nicht durchgeführt werden kann, kann auch mit dem Eindringversuch eine Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgen. Bei hohen Festigkeiten sind dann in der Regel nur Versuche mit der Konusspitze möglich.

Da sowohl der Eindring- als auch der einaxiale Druckversuch allerdings nicht immer möglich sind, müssen auch weitere Zuordnungswerte für den Übergangsbereich mit herangezogen werden. Dabei kann eine weitere Unterscheidung zwischen Boden und Fels zusätzlich anhand des Trennflächengefüges nach DIN EN ISO 14689 bzw. nach dem Merkblatt der Felsbeschreibung über die Klüftung (Kluftabstände) und Schichtung (Schichtflächenabstände) erfolgen. Außerdem wird das Löseverhalten von der Größe der lösbaren Brocken im Gefüge bestimmt und muss bei der Beurteilung berücksichtigt werden. Hinweise für einen Übergangsbereich kann auch die Art der Bohrung (Rammkern- oder Rotationskernbohrung) geben.

Zusammenfassend wurden an einem breiten Spektrum von Böden und Fels verschiedenster geologischer Formationen Laborversuche zur Ermittlung von Zuordnungswerten durchgeführt. Die Anwendbarkeit des Eindringversuches konnte dabei nachgewiesen werden. Vor- und Nachteile der Versuchsdurchführung wurden herausgearbeitet. Auf Basis der ermittelten Werte, insbesondere Konsistenzzahl, einaxiale Druckfestigkeit und Eindringspannung, wurden Empfehlungen für die Unterscheidung zwischen Locker- und Festgestein gegeben. Zielführend für die Praxis ist dabei nicht die klare Abgrenzung von Boden und Fels, sondern die Definition eines Übergangsbereiches, für den sowohl Boden- als auch Felsparameter bestimmt werden müssen.

Literatur

- APS – Antriebs-, Prüf- und Steuertechnik GmbH (2012): Bedienungsanleitung – Taschenpenetrometer FL 2950/2955, Informationsdokument der Firma APS – Antriebs-, Prüf- und Steuertechnik GmbH, Göttingen-Rosdorf. Stand: 31.04.2012.
- BORCHERT, K-M.; GROSSE, A. (2010): Vereinheitlichung der Boden- und Felsklassen in den VOB-Normen, Bericht im Auftrag des DIN Deutsches Institut für Normung e. V. (unveröffentlicht), Berlin 2010.
- ETZ, A.; BIRLE, E.; HEYER, D.; VOGT, N. (2012): Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden, Bericht zum Forschungsprojekt FE 05/146/2007/CGB, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Straßenbau Heft S 80, Bergisch Gladbach, Juni 2013.
- FLOSS, R. (2011): Handbuch ZTVE-StB: Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau, Kirschbaum Verlag Bonn, 4. Auflage.
- FGSV- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (1992): Merkblatt zur Felsbeschreibung für den Straßenbau - FGSV 543, Eigenverlag, Köln.
- FGSV- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2004): Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau (M GUB) - FGSV 511, Eigenverlag, Köln.
- FGSV- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009): Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTV E-StB 09, Eigenverlag, Köln.
- HEYER, D.; SCHWARZ, P. (2013): Bayerische Pilotprojekte zur ATV DIN 18300 – Geotechnische Begleitung im Rahmen der beabsichtigten Vereinheitlichung der Boden- und Felsklassen in der VOB/C bzw. dem Ersatz durch sogenannte Homogenbereiche, Bericht im Auftrag der Obersten Baubehörde des Staatsministerium des Inneren, Abteilung IID9 (unveröffentlichter Bericht), TU München Zentrum Geotechnik, März 2013.
- KIEKBUSCH, M. (1999): Beziehung zwischen Konsistenzzahl und undrännierter Scherfestigkeit. Bautechnik 76, Heft 9, 775-783.
- MATULA, M. (1981): Rock and Soil Description for Engineering Geological Mapping, Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No. 24, S. 235-274, Aachen / Essen, 1981.
- MOORMANN, C.; RUMPELT, T.; SCHMIDT, H.-H.; JUD, H. (2004): Bemessungs- und Optimierungsansätze für Tiefgründungen in verwitterten Halbfestgesteinen. Beiträge zum 19. Christian Veder Kolloquium, Heft 21, TU Graz 2004.
- PIETSCH, M. (1996): Laborbericht 015 Alternative Konsistenzbestimmung unter Berücksichtigung der Festigkeit bindiger Böden, Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, 1996.
- SOOS, P. von; ENGEL, P. (2008): Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor, in Witt, K. J. [Hrsg.] (2008): Grundbautaschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 7. Auflage, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2008.
- SPANG, C; FESTAG, G (2013): Pilotprojekte zur Vereinheitlichung der Boden- und Felsklassen in der VOB/C – Abschlussbericht, Bericht im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (unveröffentlichter Bericht), Dr. SPANG Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik MBH, Witten, April 2013.
- THURO, K. (2010): Empfehlung Nr. 5 Punktlastversuche an Gesteinsproben des Arbeitskreises 3.3 Versuchstechnik Fels der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Bautechnik 87, Heft 6, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH und Co. KG, Berlin.
- VOGT, N.; STIEGELER, R. (2003): Vertikales Gleichgewicht einer in den Suspensionsschlitz eingehängten Spundwand, Felsbau, 21 Nr. 5, Verlag Glückauf.
- WROTH, C. P.; WOOD, D. M. (1978): The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. Canad. Geotech. J., Vol. 15, No. 2, 137-145.

Normen

- DIN 1054: 2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 4020: 2010-12: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 4020, Beiblatt 1: 2003-10: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke Anwendungshilfen, Erklärungen, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 4023: 2006-02: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen direkten Aufschlüssen, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18121–1: 1998-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Wassergehalt, Bestimmung durch Ofentrocknung, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18122–1 : 1997-07: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18122–2: 2000-09: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18123: 2011-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18128: 2002-12: Baugrund; Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung des Glühverlustes, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18136: 2003-11: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Einaxialer Druckversuch, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18196: 2011-05: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18300: 2012-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18300: Entwurf-05-2013 (unveröffentlicht): VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten, Deutscher Vergabe- und Vertragsausschuss für Bauleistungen (DVA) – Hauptausschuss Tiefbau (HAT), unveröffentlichter Entwurf.
- DIN 18301: 2012-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Bohrarbeiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18311: 2012-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Nassbaggerarbeiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18312: 2012-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Untertagebauarbeiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18313: 2012-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Schlitzwandarbeiten mit stützenden Flüssigkeiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 18319: 2012-09: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Rohrvortriebsarbeiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.

- DIN 19662: 2012-07: Bodenbeschaffenheit – Felduntersuchungen – Bestimmung des Eindringwiderstandes von Böden mit dem Handpenetrometer, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1997-2: 2010-10: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN 1997-2/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN ISO 14688-1: 2011-06: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2002, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN ISO 14688-2: 2011-06: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2004); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2004, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN ISO 14689-1: 2011-06: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels – Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14689-1:2003); Deutsche Fassung EN ISO 14689-1:2003, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN EN ISO 22475: 2007-01: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen, Teil 1 Geotechnische Grundlagen der Ausführung (ISO 22475-1: 2006); Deutsche Fassung EN ISO 22475-1: 2006, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.

Bilder

- Bild 3.1: Halfestgesteine im Übergangsbereich von Locker- zu Festgestein (MOORMANN et al., 2004)
- Bild 4.1: links: Beispiel händische Schurfherstellung mit Pickel und Schaufel; rechts: abgegrabener Bereich von ca. 1 m x 2 m
- Bild 4.2: links: Baggeraushub A62 Höheinöd, Entnahmestelle Mergel; rechts: abgegrabener Bereich A62 Höheinöd, Entnahmestelle Mergelstein (II)
- Bild 4.3: Beispiel Entnahmezylinder
- Bild 4.4: links: des Entnahmezylinders mittels Stange und Fallgewicht; rechts: ausgegrabener Entnahmezylinder
- Bild 4.5: links: Einschlagen des Entnahmezylinders mittels Stange und Fallgewicht; mittig: eingeschlagener Entnahmezylinder (Anzahl Schläge für 12 cm Eindringtiefe >100 !); rechts: scheibenartig zerbrochene Probe
- Bild 4.6: Probenverpackung Blockprobe / Brockenprobe mittels Frischhaltefolie
- Bild 4.7: Entnahmezylinder aus Bohrungen (links: mit Plastikkappe; rechts: nach Entfernen der Plastikkappe)
- Bild 4.8: Materialgewinnung mittels Schneckenverfahren (links: Eindringvorgang des Schneckenkopfes; rechts: Bodenaushub)
- Bild 4.9: OSM-Ton (II): Schurfprofil
- Bild 4.10: Übersicht Entnahmestellen A.1
- Bild 4.11: Detailausschnitt Entnahmestelle A.2: dunkelgrauer, plattiger Zechsteindolomit in Wechsellagerung mit verwitterten Tonsteinen des Bröckelschiefers („roter“ Ton, Konsistenz weich bis breiig)
- Bild 4.12: Buntsandstein, Bodenarten (siehe auch Anlage A-4)
- Bild 4.13: Opalinuston (Tagebau Vordertshörn): Schurfprofil
- Bild 4.14: Mergel (A62 Höheinöd): Entnahmestelle 3 nach Einschlagen von 13 Entnahmezylindern
- Bild 4.15: Entnahmestelle 1 („roter Mergelstein“ = Mst(I)) nach Baggeraushub, Entnahme von Blockproben

- Bild 4.16: Entnahmestelle 2 (Mergelstein Mst(II)) nach Baggeraushub bis OK Kalksteinbank; Entnahme von Blockproben
- Bild 4.17: Lagerung der Proben in Holzkisten
- Bild 4.18: Schurfprofil im Bereich der entnommenen Proben
- Bild 4.19: Entnahme von Blockproben vom Probenlager
- Bild 4.20: Abtrag mittels Löffel mit Felszähnen
- Bild 4.21: Bodenabtrag mittels Meißel
- Bild 4.22: Böschungsanschnitt Tagebau im Gneiszersatz
- Bild 4.23: kleinere Brocken des Gneiszersatzes können mit leichtem Händedruck zerbröselt werden
- Bild 4.24: Mergelstein, stark zerklüftet bzw. geschichtet (keine Prüfkörper für einaxiale Druckversuche herstellbar; Proben für Eindringversuche zu fest)
- Bild 5.1: Zuschneiden eines Prüfkörpers für den einaxialen Druckversuch
- Bild 5.2: Versuchsaufbau und allgemeine Versuchsdaten des Eindringversuchs
- Bild 5.3: Konus und Proctornadel (Abbildung aus ETZ et al. (2012))
- Bild 5.4: Herstellung einer glatten Oberfläche mittels Stahllineal für den Eindringversuch
- Bild 5.5: Herstellung Prüfkörper aus Blockprobe (analog für Kernprobe)
- Bild 5.6: Vergleich zwischen auf die Querschnittsfläche bezogene Spannung σ_Q und auf die Mantelfläche bezogene Spannung σ_M
- Bild 5.7: Flächen-Weg-Diagramm, Konus und Proctornadel
- Bild 5.8: Geeignete Versuche für eine PN-Wertermittlung im Kraft-Weg-Diagramm (halblogarithmischer Maßstab)
- Bild 5.9: Nicht geeignete Versuche für eine PN-Wertermittlung im Kraft-Weg-Diagramm (halblogarithmischer Maßstab)
- Bild 5.10: Geeignete Versuche für eine Auswertung über ein Spannungsniveau im Spannungs-Weg-Diagramm
- Bild 5.11: Nicht geeignete Versuche für eine Auswertung über ein Spannungsniveau im Spannungs-Weg-Diagramm
- Bild 5.12: Beispiel Fotodokumentation Konus-Versuch OSM(II)-BP4-1k: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (mittig) Versuch, rechts: Detailaufnahme Querschnitt durch Versuchsstrecke
- Bild 5.13: Beispiel Fotodokumentation Proctornadel-Versuch OSM(II)-BP4-2p: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (mittig) Versuch, rechts: Detailaufnahme Querschnitt durch Versuchsstrecke
- Bild 5.14: Beispiel Fotodokumentation Konus-Versuch OSM(III)-EZ3-1k bis -5k: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (rechts) Versuch
- Bild 5.15: OSM(III)-EZ3-1k bis -5k: Detailaufnahme Querschnitte durch Versuchsstrecke
- Bild 5.16: Beispiel Fotodokumentation Konus-Versuch OSM(III)-EZ2-1p bis -4p: Versuchsoberfläche vor (links) und nach (rechts) Versuch
- Bild 5.17: OSM(III)-EZ2-1p bis -4p: Detailaufnahme Querschnitte durch Versuchsstrecke
- Bild 6.1: Körnungslinien OSM-Tone (I)
- Bild 6.2: Plastizitätsdiagramm OSM-Tone (I)
- Bild 6.3: Lage der Ansatzpunkte 1p bis 6p (Skizze)
- Bild 6.4: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche, Konsistenzzahl I_c
- Bild 6.5: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ1
- Bild 6.6: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ1
- Bild 6.7: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u
- Bild 6.8: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 4k, 1p bis 4p (Skizze)
- Bild 6.9: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ2
- Bild 6.10: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ2
- Bild 6.11: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u
- Bild 6.12: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 3k, 1p bis 3p (Skizze)
- Bild 6.13: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ3

- Bild 6.14: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I)-EZ3
- Bild 6.15: Kraft-Weg-Diagramm OSM(I), Zusammenfassung
- Bild 6.16: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(I), Zusammenfassung
- Bild 6.17: Plastizitätsdiagramm OSM-Tone (II)
- Bild 6.18: Körnungslinie OSM-Tone (II)
- Bild 6.19: Kraft-Weg-Diagramm OSM(II), Konus
- Bild 6.20: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(II), Konus
- Bild 6.21: Kraft-Weg-Diagramm OSM(II), Proctornadel
- Bild 6.22: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(II), Proctornadel
- Bild 6.23: Plastizitätsdiagramm OSM-Tone (III)
- Bild 6.24: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u
- Bild 6.25: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 3k, 1p bis 4p (Skizze)
- Bild 6.26: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ1
- Bild 6.27: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ1
- Bild 6.28: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u
- Bild 6.29: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 5k, 1p bis 4p (Skizze)
- Bild 6.30: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ2
- Bild 6.31: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ2
- Bild 6.32: Querschnitt Entnahmezylinder (Skizze) mit folgenden Angaben: Bodenart, Versuchsebenen Eindringversuche und Druckversuche, Konsistenzzahl I_c , einaxiale Druckfestigkeit q_u
- Bild 6.33: Lage der Ansatzpunkte 1k bis 3k, 1p bis 4p (Skizze)
- Bild 6.34: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ3
- Bild 6.35: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III)-EZ3
- Bild 6.36: Kraft-Weg-Diagramm OSM(III), Zusammenfassung
- Bild 6.37: Spannungs-Weg-Diagramm OSM(III), Zusammenfassung
- Bild 6.38: Körnungslinie Ton (Tonstein)
- Bild 6.39: Plastizitätsdiagramm Ton (Tonstein)
- Bild 6.40: Kraft-Weg-Diagramm Ton (Tonstein)
- Bild 6.41: Spannungs-Weg-Diagramm Ton (Tonstein)
- Bild 6.42: Körnungslinien Ton (Diorit)
- Bild 6.43: Plastizitätsdiagramm Ton (Diorit)
- Bild 6.44: Kraft-Weg-Diagramm Ton (Diorit)
- Bild 6.45: Spannungs-Weg-Diagramm Ton (Diorit)
- Bild 6.46: Körnungslinie Buntsandstein
- Bild 6.47: Plastizitätsdiagramm Buntsandstein
- Bild 6.48: Kraft-Weg-Diagramm Buntsandstein
- Bild 6.49: Spannungs-Weg-Diagramm Buntsandstein
- Bild 6.50: Körnungslinien Ton (Flöz)
- Bild 6.51: Plastizitätsdiagramm Ton (Flöz)
- Bild 6.52: Kraft-Weg-Diagramm Ton (Flöz)
- Bild 6.53: Spannungs-Weg-Diagramm Ton (Flöz)
- Bild 6.54: Körnungslinie Opalinuston
- Bild 6.55: Plastizitätsdiagramm Opalinuston
- Bild 6.56: Kraft-Weg-Diagramm Opalinuston
- Bild 6.57: Spannungs-Weg-Diagramm Opalinuston
- Bild 6.58: Verbogene Konusspitze nach dem Versuchsende
- Bild 6.59: Kraft-Weg-Diagramm Opalinustonstein
- Bild 6.60: Spannungs-Weg-Diagramm Opalinustonstein
- Bild 6.61: Körnungslinie Mergel
- Bild 6.62: Plastizitätsdiagramm Mergel
- Bild 6.63: Kraft-Weg-Diagramm Mergel
- Bild 6.64: Spannungs-Weg-Diagramm Mergel
- Bild 6.65: Körnungslinien Mergelstein
- Bild 6.66: Plastizitätsdiagramm Mergelstein
- Bild 6.67: Kraft-Weg-Diagramm Mergelstein
- Bild 6.68: Spannungs-Weg-Diagramm Mergelstein
- Bild 6.69: Körnungslinien Feinsand- und Sandstein
- Bild 6.70: Kraft-Weg-Diagramm Sand- und Tonstein
- Bild 6.71: Spannungs-Weg-Diagramm Sand- und Tonstein
- Bild 6.72: Körnungslinien Tonmergel
- Bild 6.73: Plastizitätsdiagramm Tonmergel

Bild 6.74: Kraft-Weg-Diagramm Tonmergel
 Bild 6.75: Spannungs-Weg-Diagramm Tonmergel
 Bild 6.76: Körnungslinien Proben Rheinböllen
 Bild 6.77: Plastizitätsdiagramm Proben Rheinböllen
 Bild 6.78: Kraft-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen
 Bild 6.79: Spannungs-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen
 Bild 6.80: Kraft-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen, einaxiale Druckfestigkeit $q_u = 1,7$ MPa
 Bild 6.81: Spannungs-Weg-Diagramm Proben Rheinböllen, einaxiale Druckfestigkeit $q_u = 1,7$ MPa
 Bild 6.82: Körnungslinie Bröckelschiefer
 Bild 6.83: Plastizitätsdiagramm Bröckelschiefer
 Bild 6.84: Kraft-Weg-Diagramm Bröckelschiefer
 Bild 6.85: Spannungs-Weg-Diagramm Bröckelschiefer
 Bild 7.1: Körnungslinien, Gesamtübersicht aller untersuchten Böden
 Bild 7.2: Plastizitätsdiagramm, Gesamtübersicht aller untersuchten Böden
 Bild 7.3: Druckfestigkeits-Konsistenzzahl-Diagramm (halblogarithmisch)
 Bild 7.4: Druckfestigkeits-Konsistenzzahl-Diagramm (linear; q_u bis 10.000 kN/m²)
 Bild 7.5: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Gesamtübersicht Konus-Versuche (k)
 Bild 7.6: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Gesamtübersicht Konus-Versuche (k) mit möglichen Trendlinien (Potenzfunktion) für ausgewählten Böden (T(Drt), tBSst, T(Flz), Tme)
 Bild 7.7: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Gesamtübersicht Proctornadel-(p)-Versuche im Vergleich zu den Konus-(k)-Versuchen
 Bild 7.8: Druckfestigkeits-Spannungs-Diagramm (linear; q_u bis 1.000 kN/m² und s_{20} bis 15.000 kN/m²), Proctornadel-(p)-Versuche im Vergleich zu den Konus-(k)-Versuchen

Bild 7.9: Druckfestigkeits-(q_u)-Taschenpenetrometer-(QuP)-Diagramm (doppelt-logarithmisch)

Bild 7.10: Spannungs-(s_5)-Taschenpenetrometer-(suP)-Diagramm (doppelt-logarithmisch), Proctornadel-(p)-Versuche

Tabellen

Tab. 1.1: Zu ermittelnde Eigenschaften und Kennwerte für Homogenbereiche in überarbeiteter Fassung DIN 18300 (unveröffentlichter Entwurf 2013)

Tab. 3.1: Übersicht qualitative und quantitative Beschreibung / Abgrenzungskriterien Boden und Fels in den gemäß DIN 18300 zur Untersuchung, Benennung und Beschreibung von Boden und Fels zu verwendenden Normen

Tab. 3.2: Übersicht qualitative und quantitative Abgrenzungskriterien Boden und Fels in den ATV (DIN 183...), Regelwerken und in der Fachliteratur

Tab. 3.3: Manuelle Verfahren zur Beschreibung der Festigkeit und des Verwitterungsgrades von Fels und entsprechende Zuordnung zu Boden oder Fels

Tab.4.1: Übersicht Entnahmestellen

Tab. 4.2: Entnahmedaten OSM-Ton (I)

Tab. 4.3: Entnahmedaten OSM-Ton (II)

Tab. 4.4: Entnahmedaten OSM-Ton (III)

Tab. 4.5: Entnahmedaten Ton (Tonstein)

Tab. 4.6: Entnahmedaten Ton (Diorit)

Tab. 4.7: Entnahmedaten Buntsandstein

Tab. 4.8: Entnahmedaten Ton (Flöz)

Tab. 4.9: Entnahmedaten Opalinuston

Tab. 4.10: Entnahmedaten Opalinustonstein

Tab. 4.11: Entnahmedaten Mergel

Tab. 4.12: Entnahmedaten Mergelsteine Mst(I) und Mst(II)

Tab. 4.13: Entnahmedaten Sand- und Tonsteine

Tab. 4.14: Entnahmedaten Tonmergel

Tab. 4.15: Entnahmedaten Proben Rheinböllen

Tab. 4.16: Entnahmedaten Bröckelschiefer

Tab. 4.17: Entnahmedaten Buntsandstein

Tab. 4.18: Entnahmedaten Gneiszersatz

-
- Tab. 6.1: Übersicht Versuchsergebnisse OSM-Tone (I)
- Tab. 6.2: Übersicht Versuchsergebnisse OSM-Tone (II)
- Tab. 6.3: Übersicht Laborergebnisse OSM-Tone (III)
- Tab. 6.4: Übersicht Laborergebnisse Ton (Tonstein)
- Tab. 6.5: Übersicht Laborergebnisse Ton (Diorit)
- Tab. 6.6: Übersicht Laborergebnisse Buntsandstein
- Tab. 6.7: Übersicht Laborergebnisse Ton (Flöz)
- Tab. 6.8: Übersicht Laborergebnisse Opalinuston
- Tab. 6.9: Übersicht Laborergebnisse Opalinustonstein
- Tab. 6.10: Übersicht Laborergebnisse Mergel
- Tab. 6.11: Übersicht Laborergebnisse Mergelstein, Mst(I) und Mst(II)
- Tab. 6.12: Übersicht Laborergebnisse Sand- und Tonstein
- Tab. 6.13: Übersicht Laborergebnisse Tonmergel
- Tab. 6.14: Übersicht Laborergebnisse Proben Rheinböllen
- Tab. 6.15: Übersicht Laborergebnisse Bröckelschiefer

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2012

S 75: Abschätzung der Risiken von Hang- und Böschungsrutschungen durch die Zunahme von Extremwetterereignissen
Krauter, Kumerics, Feuerbach, Lauterbach € 15,50

S 76: 42. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
Maerschalk, Ueckermann, Heller € 18,50

S 77: Netzplanung – Netzbildung – Netzbereinigung
Durner € 16,50

S 78: Untersuchung des Einflusses der Grobtextur auf Messergebnisse mit dem SKM-Verfahren
Bürckert, Gauterin, Unrau € 16,50

2013

S 79: Gussasphalt ohne Abstreuerung
Ripke € 9,00

S 80: Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden
Vogt, Birle, Heyer, Etz € 17,50

S 81: Das straßenrechtliche Nutzungsregime im Umbruch – Aktuelle Fragen des Planungsrechts
Durner € 15,00

2014

S 82: Qualitätskontrolle PWS – Wehner/Schulze Quality Control
Teil 1: Auswertung der Kenndaten der PWS Prüfung
Teil 2: Auswertung von Vergleichsuntersuchungen zur Prüfung der Poliereinheit mittels Schleifpapier
Jansen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 83: Die Stellung der Gemeinden im Straßenrecht – aktuelle Probleme des Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 23./24. September 2013 in Bonn
Durner € 17,00

S 84: Anforderungen an die Erhaltung von Radwegen
Maerschalk, Oertelt € 19,00

S 85: Kornformbeurteilung mit dem optischen Partikelmessgerät Camsizer®
Kunz
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2015

S 86: Einfluss des Asphaltgranulates auf die bemessungs- und ermüdungsrelevanten Materialeigenschaften einer zwangsgebundenen, kaltgebundenen und bitumendominanten Tragschicht
Radenberg, Miljković, Schäfer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 87: Untersuchungen zur Ermittlung von Präzisionswerten für zwei AKR-Schnelltests Durchführung und Auswertung
Müller, Seidel, Böhm
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 88: Verwendung von AKR-geschädigtem Betonaufbruch für hydraulisch gebundene Tragschichten
Hüniger, Börner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 89: Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten
Villaret, Frohböse, Jähnig, Karcher, Niessen, Buch, Zander
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 90: AKR-Untersuchungen für Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberfläche
Müller, Seidel, Böhm, Stark, Ludwig, Seyfarth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 91: Straßen im Gesamtsystem der Verkehrsträger
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 92: Längsebenheitsmesssysteme – Überprüfung der Signalverarbeitungsverfahren nach dem Prinzip der Mehrfachabtastung (HRM)
Neubeck, Wiesebrock
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

S 93: Bewertung und Optimierung der Hydrophobierung zur Verminderung des AKR-Schädigungsfortschrittes in Fahrbahndeckenbetonen
Weise, Schrang € 19,50

S 94: Beanspruchung und Entfernbarkeit temporärer Fahrbahnmarkierung
Kemper, Schacht, Klaproth, Oeser, Beyer € 16,50

S 95: Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel
Bialucha, Merkel, Motz, Demond, Schmidt, Ritter, Haas € 14,50

S 96: Bewertungshintergrund für den Widerstand gegen Polieren von Gesteinskörnungen nach dem PWS-Verfahren
Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 97: Einheitliche Bewertungs- kriterien für Elemente der Straßenverkehrsinfrastruktur im Hinblick auf Nachhaltigkeit – Straße und Tunnel
Fischer, Sauer, Jungwirth, Baumgärtner, Hess, Ditter, Roth, Xalter
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 98: Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt
Böhm, Beara
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 99: Ansprache und Steuerung von Healing-Effekten bei Asphalt
Wistuba, Alisov, Isailović
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 100: Probekörperherstellung für performance-basierte Asphaltprüfungen
R. Roos, C. Karcher, A. Wittenberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 101: Belastungseinrichtung Mobile Load Simulator MLS10 Sensorik zur Beanspruchungsdetektion im ersten gemeinsamen Versuchsbetrieb
Wacker, Scherckenbach, Rabe, Golkowski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 102: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen – Teil 1: Bodenmaterial
Kellermann-Kinner, Bürger, Marks € 16,50

S 103: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Untersuchungen von Bauweisen in Freilandlysimetern – Teil 1: Untersuchungszeitraum 2010 - 2013
Brand, Tiffert, Endres, Schnell, Marks, Kocher € 19,50

S 104: Nachhaltige und effiziente Sanierung von Schlaglöchern
Thienert, Beckedahl, Koppers, Paffrath, Nafe € 15,00

2017

S 105: Untersuchungen zur Überprüfung des Luftporenanteils als Verdichtungsanforderung bei feinkörnigen Böden und bindigen Mischböden
Lypp, Birle, Heyer, Vogt € 20,50

S 106: Zusammenhang zwischen Bitumenchemie und straßenbautechnischen Eigenschaften
Radenberg, Nytus, Gehrke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 107: Baustoffe für standfeste Bankette
Koukoulidou, Birle, Heyer € 15,50

S 108: Neue Wege zur Finanzierung des Straßenbaus – Entwicklungen des europäischen Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 21./22. September 2015 in Bonn
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 109: RIVA – Risikoanalyse wichtiger Verkehrsachsen des Bundesfernstraßennetzes im Kontext des Klimawandels
Korn, Leupold, Mayer, Kreienkamp, Spekat € 15,50

S 110: Vergleichbarkeit der Auslaugraten von Materialien mit und ohne Sandzumischung nach dem Säulenkurzverfahren (DIN 19528)
Lin, Linnemann, Vollpracht € 16,50

S 111: Bitumenextraktion aus Asphalt mit dem nachwachsenden Rohstoff Octansäuremethylester (Kokosester)
Alisov, Wistuba
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 112: Nachweis der flächendeckenden Verdichtungskontrolle von Asphalt
Zander, Buch, Birbaum
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 113: Einfluss der Temperatur auf die Probekörperherstellung bei Niedrigtemperaturgussasphalt im Rahmen der Kontrollprüfungen
Schellenberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 114: Studie zum Anwendungspotenzial von werksgemischtem Kaltbauweisen – Asphalt
Mollenhauer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

S 115: Performance-orientierte Asphaltspezifikation – Entwicklung eines praxisingerechten Prüfverfahrens zur Ansprache des Verformungswiderstandes
Wistuba, Isailović
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 116: Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein
Radenberg, Nytus, Boetcher, Diedel, Miehl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 117: Bauzeitenverkürzung durch optimierten Asphalteinbau
Böhm, Tiemann, Ulrich, Verges, Muschalla
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 118: Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte
Renken, Wistuba
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 119: Grundfragen des straßenrechtlichen Nutzungsregimes – Straßenrecht im Zeichen des Klimawandels
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 120: Temperaturuntersuchungen am und im Mobile Load Simulator MLS30 – Analyse des Temperatureinflusses während eines Dauerversuchs für weitere Versuchsprogramme
Wacker, Scherckenbach, Jansen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 121: Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteeigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen
Roos, Plachkova-Dzhurova, Grafmüller, Milch, Hase, Schindler, Schröter, Zumsande, Wörner, Kazakova, Patzak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 122: Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine
Möller, Bundschuh, Birle, Heyer € 18,50

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. + (0)421/3 69 03-53 · Fax + (0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de